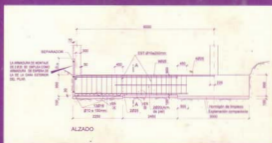


J. Calavera

Dr. Ingeniero de Caminos

Cálculo de Estructuras de Cimentación



INTEMAC

www.libreriaingeniero.com

www.libreriaingeniero.com

www.freelibros.org

www.freelibros.org

J. Calavera
Dr. Ingeniero de Caminos

Cálculo de Estructuras de Cimentación

4ª Edición



INTMAC

INSTITUTO TÉCNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

www.freelibros.org

Reservados todos los derechos. Ninguna parte de este libro puede ser reproducida por ningún procedimiento sin autorización escrita del Editor.

© José Calavera Ruiz
INTEMAC, S.A.

Depósito legal: M-23728-2000
ISBN: 84-88764-09-X

Impreso en España por
INFOPRINT, S.A.

*A mis hijos Ana María, Fátima, José y Rafael, porque
este libro está escrito a costa del tiempo que debía
haber compartido con ellos.*

www.freelibros.org

PRÓLOGO A LA 1ª EDICIÓN

La bibliografía sobre Geotecnia es abundantísima. La correspondiente al cimiento como estructura lo es mucho menos y, aunque no puede decirse que sea escasa, muchos problemas presentes en la práctica profesional diaria están ausentes o muy escasamente tratados en ella. Las propias Instrucciones y Normas de los diferentes países se circunscriben, por ejemplo, a tratar la zapata aislada y en cambio las de medianería o esquina, con una problemática específica y muy distinta, no suelen disponer de métodos de cálculo ni normalización de ningún tipo. Sobre las cimentaciones continuas, las especificaciones son sumamente escasas.

Todo ello quizás sea la consecuencia de esa frontera que es el hormigón de limpieza y que a veces separa más de lo debido a los Especialistas en Geotecnia de los Especialistas de Estructuras. La aparición de la Instrucción EH-80 ha puesto lo anterior en evidencia de una manera bien clara y es lo que me ha impulsado a escribir este libro. Dado que la Geotecnia está fuera de mi práctica profesional, he intentado circunscribirme al máximo exclusivamente al problema estructural, pero dentro de él he intentado proporcionar al lector una visión lo más completa posible de los cimientos considerados como estructuras, de sus métodos de cálculo y de sus problemas y detalles constructivos. En general he procurado ceñirme a la Instrucción EH-80. Cuando no lo he hecho así, lo indico expresamente. En otros casos he introducido métodos alternativos como documentación adicional.

Un antecedente de este libro, en forma resumida como apuntes, fue empleado en un Seminario que me encargó la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Las Palmas, en mayo de 1981. Deseo expresar a la Escuela y en particular al Profesor D. Carmelo Padrón Díaz mi agradecimiento por su invitación. También debo dar las gracias a mis compañeros, Sres. González Valle, Gómez Sedano, Delibes Liniers, García Ramírez y Sánchez Vicente por sus críticas y comentarios en diversas etapas de desarrollo del manuscrito. Y a mis compañeros Sr. Tapia Menéndez, por su revisión de los aspectos geotécnicos, y Sr. Benito Quintana, por la programación de las tablas de zapatas.

Finalmente, gracias también a las Srtas. Isabel Muñiz, Mercedes Martín y Carmen Bailo que han realizado la mecanografía, a los Sres. Ortega, Marcos, Machado, Villalón y Pérez Varela que han delineado las figuras y al Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC) por las facilidades que me ha dado para la presente edición.

Madrid, marzo de 1982

José Calavera

PRÓLOGO A LA 4ª EDICIÓN

Este libro, cuya primera edición vio la luz en 1982, ha experimentado a lo largo de sus cuatro ediciones cambios y ampliaciones profundos.

Los mayores cambios y las mayores ampliaciones se producen en esta 4ª Edición.

Los cambios han sido debidos a que en ella se recogen las modificaciones, ciertamente importantes, introducidas en la Instrucción Española EHE "Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón Estructural", en el Código Norteamericano ACI 318-99 "Building Code Requirements for Structural Concrete" y en el reciente EUROCÓDIGO EC-2 Part 3 "Concrete Foundations".

Las ampliaciones han surgido por muchos y variados caminos.

En primer lugar, esta edición presenta tres nuevos capítulos:

- El Capítulo 8 abarca temas de intereses muy concretos, tales como las cimentaciones para pequeñas construcciones, las relativas a naves industriales y las correspondientes a cubiertas de gran luz. Los tres requieren atención y tratamiento específicos.
- El Capítulo 11, recoge el tema de cimentaciones con hormigón pretensado. Es un campo de creciente interés y previsiblemente aumentará su aplicación de forma importante en los próximos años.
- El Capítulo 16 recoge el tema de las cimentaciones sometidas a acciones vibratorias. La información sobre el tema es escasa, pero se presentan las directrices fundamentales para su proyecto y ejecución.

En segundo lugar, algunos temas especiales aparecen por primera vez o se presentan con ampliaciones importantes. Los siguientes merecen, en nuestra opinión, ser destacados:

- El anclaje de armaduras en zapatas, con formación de fisuras de ángulo θ variable, se trata con mucho mayor rigor y se presentan gráficos que permiten un cálculo inmediato.

Se recoge en el Anejo N° 1 el método de anclaje de barras mediante barras transversales soldadas que se ha aplicado de forma general.

- Dado que las zapatas más económicas son las más flexibles, se ha introducido una discusión detallada de la máxima relación vuelo/canto en función de las características del suelo de cimentación.
- Se ha utilizado el método de bielas y tirantes tanto en zapatas rígidas como en encepados.
- Las zapatas circulares clásicas aparecían ya tratadas con amplitud en la 3ª Edición, pero son hoy de escaso interés. La nueva solución de armado con dos paneles cruzados que se desarrolla en el Capítulo 3, presenta en cambio un alto interés técnico y económico y es de esperar que tengan a corto plazo un desarrollo importante.
- El tema de las cimentaciones en zonas sísmicas se presenta con gran amplitud y en particular las piezas de atado se discuten con especial detalle.

Mención especial requieren las tablas para el proyecto inmediato de zapatas corridas y aisladas. El hecho de que el problema del esfuerzo cortante de zapatas y losas presenta una dispersión importante entre la Instrucción EHE, el Model Code 90, el EUCÓDIGO EC-2 y el Código norteamericano ACI-318-99, ha aconsejado redactar tablas separadas para las tres normas, debidamente homogeneizadas en cuanto a la introducción de la seguridad. Estas tablas se han redactado para zapatas corridas y aisladas, tanto en acero B 400 como B 500.

Antes de terminar debo expresar mi agradecimiento a muchas personas. A Enrique González Valle, Justo Díaz Lozano y José Tapia, por sus valiosas sugerencias. A Ramón Álvarez por su colaboración en la programación informática de las Tablas de Zapatas. A Noelia Ruano, por su trabajo de revisión de los textos y a Claudia Patricia Garavito y Benjamín Navarrete, por la corrección de pruebas. A Maribel González, Maxi Carrero, Isabel Muñiz, Adriana Bonino y María José Giménez, por su colaboración en la mecanografía, y a A. Machado, T. Villalón e Isidro Sánchez por la delineación de figuras, y de especial manera a INTEMAC por su permanente ayuda, en particular a A.M. Calavera, Jefe del Departamento de Documentación del Instituto, que ha coordinado la edición.

Madrid, Marzo de 2000

José Calavera

NOTACIONES DE REFERENCIAS

1. Se recuerda que las referencias a otros apartados del libro se realizan por su número
P. ej. "Véase 10.8 ..."
2. La notación entre corchetes indica fórmulas
[10.2]
3. La notación entre paréntesis indica referencias bibliográficas
(10.2)
es la segunda referencia bibliográfica del Capítulo 10

*

UNIDADES

En este libro se ha adoptado el Sistema Internacional de Unidades y Medidas (S.I.). Este sistema es el adoptado por la Instrucción española EHE, por el Eurocódigo EC-2 de Estructuras de Hormigón y por el MODEL CODE CEB-FIP 1990.

El sistema es el correspondiente a la Norma Internacional ISO 1000 (3ª Edición, 1 de Noviembre de 1992) "S.I. units and recommendation for the use of these multiples and of certain other units".

De acuerdo con ello, las unidades básicas son las siguientes:

Cantidad básica	Unidad básica S.I.	
	Nombre	Símbolo
Longitud	Metro	m
Masa	Kilogramo	kg
Tiempo	Segundo	s

De ellas se derivan las que figuran a continuación:

Cantidad derivada	Unidad S.I. derivada		
	Nombre especial	Símbolo	Expresión en términos de unidades básicas o derivadas S.I.
Frecuencia	Hercio	Hz	$1 \text{ Hz} = 1 \text{ s}^{-1}$
Fuerza	Newton	N	$1 \text{ N} = 1 \text{ kg} \cdot \text{m/s}^2$
Presión, tensión	Pascal	Pa	$1 \text{ Pa} = 1 \text{ N/m}^2$

UNIDADES DE EXPRESIÓN DE LAS FÓRMULAS

En general todas las fórmulas de este libro están expresadas en *mm* y *N*. En los casos en que se usan otras (múltiplos o submúltiplos), se **indica expresamente** en cada caso.

En cambio, los datos se expresan en los múltiplos de uso habitual en la normalización europea, transformándose en las unidades S.I. antes de sustituirlos en las fórmulas. A continuación se indican los más habituales.

Cantidad	Unidades S.I.	
	Símbolos	Equivalencias
1. Densidad	kg/m^3	-
2. Peso específico	kN/m^3	$1 \text{ kN/m}^3 = 10^{-6} \text{ N/mm}^3$
3. Longitudes dimensionales de las piezas de la estructura		
Luces	m	$1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$
Anchos	mm	-
Cantos	mm	-
Recubrimientos, etc.	mm	-
4. Áreas de las armaduras	mm^2	-
5. Áreas de las secciones transversales de las piezas	mm^2	-
6. Capacidades mecánicas de las áreas de armaduras	kN	$1 \text{ kN} = 1000 \text{ N}$
7. Esfuerzos axiles	kN	$1 \text{ kN} = 1000 \text{ N}$
8. Esfuerzos cortantes	kN	$1 \text{ kN} = 1000 \text{ N}$
9. Esfuerzos rasantes	kN	$1 \text{ kN} = 1000 \text{ N}$
10. Momentos flectores	m kN	$1 \text{ m kN} = 10^6 \text{ mm N}$
11. Momentos torsores	m kN	$1 \text{ kN} = 1000 \text{ N}$
12. Módulos de elasticidad	N/mm^2	-
13. Módulos resistentes	mm^3	-
14. Momentos de inercia	mm^4	-
15. Acciones		
- Puntuales	kN	$1 \text{ kN} = 1000 \text{ N}$
- Lineales uniformemente repartidas	kN/m	$1 \text{ kN/m} = 1 \text{ N/mm}$
- Superficiales uniformemente repartidas	kN/m^2	$1 \text{ kN/m}^2 = 10^{-3} \text{ N/mm}^2$
16. Tensiones	N/mm^2	-
17. Resistencias del hormigón	MPa (Megapascuales)	$1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2$

www.freelibros.org

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1 TERRENO, CIMIENTO Y ESTRUCTURA

El cimiento es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas actuantes sobre la totalidad de la construcción al terreno. Dado que la resistencia y rigidez del terreno son, salvo raros casos, muy inferiores a las de la estructura, la cimentación posee un área en planta muy superior a la suma de las áreas de todos los pilares y muros de carga.

Lo anterior conduce a que los cimientos sean en general piezas de volumen considerable, con respecto al volumen de las piezas de la estructura. Los cimientos se construyen habitualmente en hormigón armado y, en general, se emplea en ellos hormigón de calidad relativamente baja ($f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ a 28 días), ya que no resulta económicamente interesante, como veremos luego, el empleo de hormigones de resistencia mayores¹.

Sin embargo, en casos especiales de grandes construcciones y/o de muy baja capacidad portante del suelo, puede ser interesante el empleo de hormigones de mayores resistencias.

En las dos últimas décadas se ha desarrollado considerablemente el uso del hormigón pretensado con armaduras postesas para cimentaciones constituidas por vigas, emparrillados, losas y placas, por lo que se ha expuesto el tema en los Capítulos correspondientes.

A veces se emplean los términos “infraestructura” y “superestructura” para designar respectivamente a la cimentación y al resto de la estructura, pero constituyen, en mi opinión, una terminología confusa. El terreno, estrictamente hablando, es

¹ Sin embargo, debe prestarse atención a que una baja exigencia en cuanto a resistencia, no conduzca a un bajo contenido de cemento que suponga riesgos de durabilidad.

también un material de construcción, pero presenta con todos los demás una diferencia importante y es que no ha sido elegido por el técnico. Las posibilidades de cambiarlo son casi siempre pocas y únicamente podemos, en ocasiones, modificar alguna de sus propiedades. Rara vez es económica la sustitución.

Por ello, es la cimentación la que habrá de proyectarse de acuerdo con el suelo y en muchos aspectos la selección y la disposición de la propia estructura vendrá también condicionada por él.

La interacción suelo-cimiento es importante para el cálculo de la cimentación y a su vez depende fuertemente de las deformabilidades relativas del suelo y del cimiento. Desgraciadamente nuestros conocimientos sobre el cálculo de esas deformaciones son escasos todavía.

Frecuentemente, se piensa que esa falta de conocimientos es importante en lo que se refiere al suelo, pero que en lo referente a la estructura nuestros métodos de cálculo son satisfactorios. Esto no es así y la parte relativa al cálculo de las deformaciones en las estructuras de hormigón es todavía insuficientemente conocida.

Por otra parte, con frecuencia las estructuras de cimentación son altamente hiperestáticas y su cálculo preciso resulta muy complejo y raras veces posible. El ordenador ha venido a suministrar una gran ayuda para bastantes casos, pero no debe olvidarse que el conocimiento, todavía imperfecto de las características del suelo, de las del material hormigón y de las de las piezas de hormigón estructural, hacen ilusorio el pretender una gran precisión en los resultados.

Por todo ello el proyectista de cimientos ha de ser especialmente cuidadoso con los métodos de cálculo que elija y especialmente prudente al aplicarlos. En este sentido, el proyectista no debe olvidar que las cimentaciones usuales están ocultas y formadas por piezas generalmente muy rígidas comparadas con las de la estructura. Por tanto el fenómeno de la fisuración, que es un excelente síntoma de aviso, propio de las estructuras de hormigón, no es observable en los cimientos. Tampoco las deformaciones de un cimiento excesivamente solicitado suelen ser tan importantes como para constituir un síntoma de aviso. Todo ello acentúa la necesidad de una especial prudencia y cuidado tanto en la concepción como en el cálculo y los detalles al proyectar y construir cimentaciones. La durabilidad de estos elementos debe ser muy especialmente considerada en el proyecto, en la selección de materiales y en la ejecución; ya que cualquier fallo no será observable, en la mayoría de los casos, hasta no alcanzar elevada importancia.

1.2 CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS

Cuando a nivel de la zona inferior de la estructura o próximo a él, el terreno presenta características adecuadas desde los puntos de vista técnico y económico para cimentar sobre él, la cimentación se denomina superficial o directa. Las cimentaciones superficiales están constituidas por zapatas, vigas, muros y placas, o por combinaciones de estos elementos.

Si el nivel apto para cimentar está muy por debajo de la zona inferior de la estructura, la excavación necesaria para proceder a una cimentación directa sería muy

costosa y se recurre a una cimentación profunda, constituida por pilotes. A veces, el suelo de cimentación se encuentra a niveles intermedios entre los considerados y se recurre a la cimentación por pozos.

1.3 TIPOLOGÍA

Los diferentes tipos de cimentaciones superficiales se indican en la figura 1-1 (zapatas, muros y vigas) y en la figura 1-2 (emparrillados y placas).

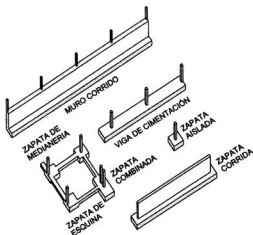


Figura 1-1

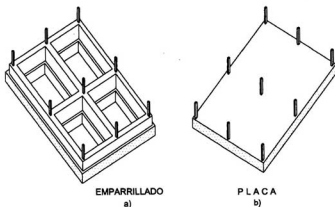


Figura 1-2

Las soluciones de pilotes se indican en la figura 1-3. Las cimentaciones por pozos son consideradas en el Capítulo 13.

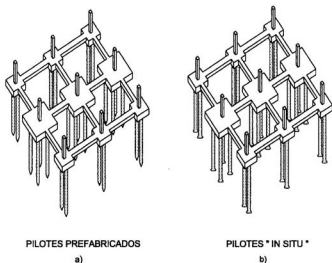


Figura 1-3

1.4 TENSIÓN σ'_t DEL TERRENO PARA LOS CÁLCULOS GEOTÉCNICOS Y TENSIÓN σ_t DEL TERRENO PARA LOS CÁLCULOS ESTRUCTURALES

La tensión σ'_t actuante sobre el terreno, a efectos de comprobaciones geotécnicas, es la debida a los esfuerzos producidos por la estructura sobre el cimiento más los debidos al peso propio del cimiento, más las tierras u otras acciones actuantes sobre él.

En cambio, cuando se trata de calcular los esfuerzos (momentos flectores, esfuerzos cortantes y punzonamiento) actuantes sobre el cimiento, la tensión σ_t es la debida a aquellas acciones que son transmitidas por la estructura al cimiento más las directamente actuantes sobre éste y que no sean uniformemente repartidas. No se consideran por tanto ni el peso propio del cimiento, ni los rellenos u otras acciones uniformemente repartidas que puedan actuar sobre el cimiento ya que esas acciones están en equilibrio con las reacciones que provocan en el contacto suelo-cimiento y no producen por tanto esfuerzos en la pieza.

El peso propio, realmente, no debe considerarse nunca aunque el cimiento no sea de canto constante, si, como es usual, el cimiento se hormigona en toda su altura en plazo breve de forma que todo el hormigón esté simultáneamente en estado plástico. La reacción debida al peso propio se produce en este caso sobre un cuerpo libremente deformable y no produce tensiones ni en el hormigón ni en las armaduras. El caso, poco

frecuente, de que el cimiento se hormigone en vertical en varias etapas, requiere, si es de canto variable, un estudio especial adaptado al proceso de hormigonado seguido.

EJEMPLO 1.1 Calcular las tensiones σ'_t y σ_t para la zapata A indicada en la figura 1-4, correspondiente a un depósito de agua. La zapata es de 2 · 2 metros y recibe del pilar un esfuerzo axial de 710 kN.

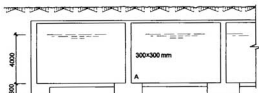


Figura 1-4

Solución:

Tensión σ'_t para cálculos geotécnicos

$$\sigma'_t = \frac{710.000 + (2.000 \cdot 2.000 - 300 \cdot 300) 4.000 \cdot 10^{-5} + 2.000 \cdot 2.000 \cdot 600 \cdot 2,3 \cdot 10^{-5}}{2.000 \cdot 2.000} = 0,23 \text{ N/mm}^2$$

Tensión σ_t para el cálculo de esfuerzos en la zapata

$$\sigma_t = \frac{710.000}{2.000 \cdot 2.000} = 0,177 \text{ N/mm}^2$$

Es decir, ni el peso del agua ni el del cimiento ocasionan esfuerzos en el cimiento.

Obsérvese que en sentido estricto el peso del agua, al no estar distribuido con valor constante sobre el cimiento (falta en los 300 · 300 mm del área del pilar) *sí produciría esfuerzos* que en el ejemplo no se han considerado por ser despreciables. Aunque la diferencia tiene un interés puramente académico, la solución correcta es:

$$\sigma_t = \frac{710.000 - 300 \cdot 300 \cdot 4.000 \cdot 10^{-5}}{2.000 \cdot 2.000} = 0,18 \text{ N/mm}^2$$

En todo lo expuesto en 1.4 se presupone que las tensiones σ_t son positivas en toda el área ocupada por el cimiento. Si no es así, los esfuerzos en el cimiento deben ser calculados considerando como fuerzas ascendentes las deducidas de σ'_t y como descendentes las debidas al peso propio del cimiento. (Véase este caso, por ejemplo, en algunas zapatas con carga excéntrica, como se expone en 2.9).

CAPÍTULO 2

ZAPATAS CORRIDAS

2.1 GENERALIDADES

Se entiende por zapata corrida aquélla que recibe una carga lineal (en realidad distribuida en una faja estrecha de contacto con un muro), y eventualmente un momento flector transmitido por el muro (figura 2-1).

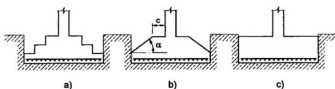


Figura 2-1

Las zapatas escalonadas (figura 2-1 a)) aunque suponen una economía apreciable de hormigón, no se usan hoy en día debido a que requieren encofrado y hormigonado costosos, que hacen que en conjunto resulten caras. La solución de canto variable (figura 2-1 b)) si $\alpha \leq 30^\circ$ y se emplea un hormigón relativamente seco, puede ser construida sin encofrado, aunque la compactación del hormigón es siempre deficiente en este caso y la vibración imposible lo cual hace que deba contarse siempre con una resistencia real baja del hormigón. Es una solución que sólo suele emplearse en grandes cimientos. En otro caso la solución de canto constante (figura 2-1 c)) es siempre preferible, técnicamente mejor y económicamente más interesante, pues aunque presente mayor volumen de hormigón éste se coloca en obra y compacta muy rápida y fácilmente¹.

¹ Al proyectar cimientos, debe tenerse en cuenta que las soluciones del tipo de la figura 2-1 c), suelen hormigonarse sin encofrado y vertiendo directamente del camión de suministro a la excavación. Ello, unido a la sencillez de la ferralla, las hace económicamente muy interesantes.

En la figura 2-2 se indican las posibles formas de agotamiento estructural de la pieza:

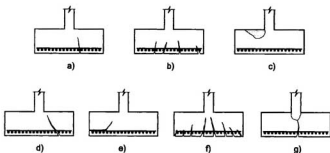


Figura 2-2

- a) Fallo de la pieza por flexión con rotura frágil sin fisuración de aviso. Puede presentarse en piezas con cuantía de armadura $\frac{U_x}{U_c} < 0,04$. Son piezas en las que la armadura proporciona a la pieza una capacidad resistente a flexión, inferior a la que la pieza tiene considerada como de hormigón en masa. Este tipo de rotura es posible dimensionando de acuerdo con la Instrucción EHE, pero va siempre acompañada de un incremento del coeficiente de seguridad.
- b) Fallo a flexión por agotamiento de la armadura. Es un fallo dúctil, precedido de considerable fisuración, pero que en el caso de zapatas no es observable.
- c) Fallo a flexión por agotamiento del hormigón comprimido. Aparece sólo una ligera fisuración en la cara comprimida, paralela a la dirección de la armadura. Sólo se presenta en piezas con muy altas cuantías de acero, en las que éste está infrautilizado. Son cuantías antieconómicas y por tanto poco frecuentes. Como EHE no establece limitación de la cuantía superior, daremos más adelante una limitación aconsejable para evitar este tipo de agotamiento¹.
- d) Fallo por cortante. La fisura se produce con inclinación aproximada de 45°.
- e) Fallo por anclaje de la armadura. La fisura se produce en el plano de las armaduras, arrancando de su extremo libre.
- f) Fallo por fisuración excesiva. Éste es un estado límite de servicio, que a medio plazo puede producir la corrosión de las armaduras conduciendo a un fallo final por flexión de uno de los tipos a) ó b). Debe ser considerado con especial cuidado en el cálculo de zapatas, ya que por un lado estas piezas

¹ En general esta cuantía, por su carácter antieconómico es rara en estructuras de hormigón, y más especialmente en zapatas.

frecuentemente están en ambiente húmedo y a veces agresivo y por otro la fisuración no es observable ni puede ser reparada.

- g) Hendimiento por tracciones horizontales excesivas en zapatas muy rígidas debido a una compresión excesiva del muro sobre la zapata. Como más adelante veremos, con las dimensiones y resistencias usuales, en la práctica, este tipo de rotura no se presenta nunca.

2.2 DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES

La distribución real de presiones de la zapata sobre el suelo, y por lo tanto, las reacciones de éste, constituyen un tema complejo que depende de muchas variables, en particular de la rigidez de la zapata y de las características tensión-deformación del suelo.

Un resumen simplificado, procedente de (2.1) y (2.2), es el indicado en la tabla T-2.1. Véase también LANCELLOTTA y CALAVERA, "Fondazione" (2.3).

TABLA T-2.1
DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES EN ZAPATAS¹

TIPO DE SUELO	TIPO DE ZAPATA	
	RÍGIDA	FLEXIBLE
COHESIVO		
GRANULAR		
ROCA		

Sin embargo, para el caso de cimientos corridos y aislados, con los vuelos usualmente empleados, la práctica universal es aceptar una distribución uniforme de presiones. Veremos otras hipótesis más adelante para otros tipos de cimientos.

¹ Los conceptos de zapata rígida y flexible se tratan a continuación.

2.3 ZAPATAS DE HORMIGÓN ARMADO

2.3.1 ZAPATAS RÍGIDAS

2.3.1.1 ZAPATAS RÍGIDAS. MÉTODO GENERAL DE BIELAS Y TIRANTES

Se entiende por zapata rígida de hormigón armado, de acuerdo con EHE, aquella en que el vuelo v (figura 2-3) no supera a dos veces el canto total h .

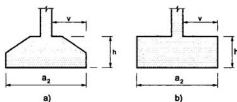


Figura 2-3

El nombre de rígida viene de que, con tales proporciones, puede considerarse que las presiones de reacción del suelo se reparten uniformemente en todo el ancho a_2 , de acuerdo con las teorías que veremos en el Capítulo 7¹.

Una pieza rígida de este tipo no sigue la ley de Bernouilli referente a la conservación de secciones planas durante la flexión. La red de isostáticas se indica en la figura 2-4 y sugiere más un cálculo basado en suponer bielas comprimidas de hormigón, cosidas por un tirante CD . El método desarrollado por LEBELLE (2.1) es conocido como método de las bielas y se desarrolla a continuación:

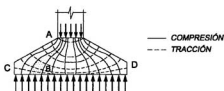


Figura 2-4

Se supone una zapata rígida $\left(h \geq \frac{a_2 - a_1}{4}\right)$ corrida bajo un muro de ancho a_1 (figura 2-5), siendo N la carga sobre la zapata, por unidad de ancho².

¹ Una discusión del tema puede verse en la referencia (2.4).

² En todo lo que sigue denominamos ancho del cimiento a su dimensión en sentido perpendicular al plano de la figura.

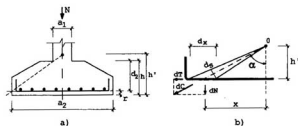


Figura 2-5

a) *Tracción en la armadura.* Considerando una biela comprimida, pasando por O y de acuerdo con la figura 2-5 b),

$$dN = \frac{N}{a_2} dx \quad [2.1]$$

$$\frac{dT}{dN} = \frac{x}{h'} \quad [2.2]$$

y por tanto:

$$dT = \frac{Nx}{a_2 h'} dx \quad [2.3]$$

y

$$T = \int_x^{x/2} \frac{Nx}{a_2 h'} dx = \frac{N}{a_2 h'} \left[\frac{a_2^2}{8} - \frac{x^2}{2} \right] \quad [2.4]$$

y teniendo en cuenta que:

$$\frac{a_2}{h'} = \frac{a_2 - a_1}{d} \rightarrow h' = \frac{a_2 d}{a_2 - a_1} \quad [2.5]$$

y sustituyendo en [2.4]

$$T = \frac{N(a_2 - a_1)}{da_2^2} \left[\frac{a_2^2}{8} - \frac{x^2}{2} \right] \quad [2.6]$$

Siendo T la tracción en la armadura por unidad de ancho de cemento.

El máximo de [2.6] se produce para $x = 0$

$$T_{\text{máx}} = T_0 = \frac{N(a_2 - a_1)}{8d} \quad [2.7]$$

y en definitiva pasando a valores de cálculo, la armadura necesaria es:

$$\frac{N_d(a_2 - a_1)}{8df_{yd}}$$

Es interesante comparar [2.6] con la ley de tracciones resultante de suponer la pieza como flexible. El momento flector resulta en este caso

$$M = \frac{N}{a_2} \cdot \frac{(a_2 - 2x)^2}{8} \quad [2.8]$$

Como en zapatas las cuantías suelen ser bajas, puede aceptarse $z = 0,9 d$, con lo que la tracción en la armadura resulta:

$$T^* = \frac{N}{0,9da_2} \cdot \frac{(a_2 - 2x)^2}{8} \quad [2.9]$$

Con el método de los momentos el valor de T^* a $0,15a_1$ de la cara del muro vale:¹

$$T_{0,35a_1}^* = \frac{N}{0,9da_2} \cdot \frac{(a_2 - 0,7a_1)^2}{8} \quad [2.10]$$

y comparando con T_0 según [2.7] se tiene

$$\frac{T_{0,35a_1}^*}{T_0} = 1,11 \frac{\left(1 - 0,7 \frac{a_1}{a_2}\right)^2}{\left(1 - \frac{a_1}{a_2}\right)} a_2 \quad [2.11]$$

cuya variación se representa en la figura 2-6.

Como se ve, el método de cálculo de la zapata flexible conduce a mayores armaduras que el de la zapata rígida o muy ligeramente menores y eso sólo si

$\frac{a_1}{a_2} > 0,3$. Por supuesto, el cálculo a flexión de las zapatas rígidas puede realizarse de acuerdo con el método general expuesto más adelante para las flexibles, con buena precisión.

¹ T^* es el valor característico, o de servicio, puesto que lo es N . La comprobación a $0,15a_1$ de la cara del muro es la especificada por EHE como veremos más adelante.

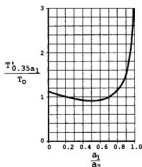


Figura 2-6

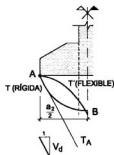


Figura 2-7

Es fácil ver que [2.6] corresponde a una parábola con vértice en B (figura 2-7) y eje el del muro, mientras que [2.9] corresponde a una parábola también de eje vertical pero con vértice en A , extremo de la zapata, lo cual nos anuncia ya, que mientras con el funcionamiento como pieza flexible las tensiones de adherencia decrecen hasta anularse en la punta, cuando el funcionamiento obedece al sistema de bielas, dichas tensiones crecen hacia la punta de la armadura, lo cual exigirá un sistema de anclaje a partir de dicha punta (patilla, gancho, etc.) o bien un anclaje mecánico (barra transversal soldada, por ejemplo).

Obsérvese que de acuerdo con la figura 2-7, si la zapata es rígida, la variación de tensiones a partir del extremo A es la parábola de vértice B y que pasa por A . A una cierta distancia de A , el incremento de tensión de la armadura viene

dado, de acuerdo con [2.6], por $\frac{dT}{dx}$ y, como $T = \frac{M}{z}$, para z constante $\frac{dT}{dx} = \frac{V}{z}$. (Ver figura 2-7).

Pasando a valores de cálculo

$$\frac{dT_d}{dx} = \frac{V_d}{z}$$

En la longitud ℓ_b el acero debe alcanzar la tracción $A_s f_{yd} = \frac{M_d}{z}$ y por lo tanto a esta distancia el momento será M_d .

Luego

$$\frac{M_d}{z} \geq \frac{V_d}{z} \quad \text{o sea} \quad \frac{M_d}{\ell_b} \geq V_d$$

Aproximadamente $M_d = \frac{N_d}{2} \cdot \frac{a_2}{4}$ y $V_d = \frac{N_d}{2}$ y por tanto

$$\ell_b \leq \frac{M_d}{V_d} = \frac{a_2}{4} \quad a_2 \geq 4 \ell_b$$

(Véase un tratamiento más general en (2.7)).

Sin embargo esta condición, mucho más exigente que la clásica general $a_2 \geq 2 \ell_b$, no la respetaremos en lo que sigue, ya que el rozamiento suelo-cimiento reduce las tensiones de la armadura de forma importante en las zapatas rígidas. (Véase más adelante 2.3.1.1.f).

b) *Compresión en las bielas.* Volviendo a la figura 2-5

$$dC = \frac{dN}{\cos \alpha}$$

y la compresión en la biela de hormigón resulta:

$$\sigma_c = \frac{dC}{ds} = \frac{dC}{dx \cos \alpha}$$

o bien

$$\sigma_c = \frac{dN}{dx \cos^2 \alpha}$$

y teniendo en cuenta [2.1]

$$\sigma_c = \frac{N}{a_2 \cos^2 \alpha}$$

y como $\cos^2 \alpha = \frac{h'^2}{h'^2 + x^2}$ resulta

$$\sigma_c = \frac{N}{a_2} \left[1 + \left(\frac{x}{h'} \right)^2 \right] \quad [2.12]$$

El máximo de σ_c se produce para $x = \frac{a_2}{2}$ y vale:

$$\sigma_{c,\text{máx}} = \frac{N}{a_2} \left[1 + \left(\frac{a_2}{2h'} \right)^2 \right] \quad [2.13]$$

y teniendo en cuenta [2.5]

$$\sigma_{c,\text{máx}} = \frac{N}{a_2} \left[1 + \left(\frac{a_2 - a_1}{2d} \right)^2 \right] \quad [2.14]$$

Al ser la zapata rígida se tiene:

$$d \geq \frac{a_2 - a_1}{4}$$

o sea:

$$\frac{a_2 - a_1}{2d} \leq 2$$

luego:

$$\sigma_{c,\max} \leq 5 \frac{N}{a_2}$$

Como $\frac{N}{a_2}$ es la presión sobre el suelo, $5 \frac{N}{a_2}$ es siempre de poca importancia

sea cualquiera el hormigón que se emplee.

c) *Tensiones de adherencia en la armadura*

Considerando de nuevo la figura 2-5, la tensión de adherencia viene dada por:

$$\tau_b = \frac{dT}{n\pi\phi dx} \quad [2.15]$$

y de [2.3]

$$\tau_b = \frac{Nxdx}{a_2 h' n\pi\phi dx} = \frac{Nx}{a_2 h' n\pi\phi} \quad [2.16]$$

donde n es el número y ϕ el diámetro de las barras correspondientes a la unidad de ancho de cemento.

El máximo de τ_b se presenta en la extremidad, para $x = \frac{a_2}{2}$, y teniendo en cuenta [2.5], vale:

$$\tau_{b,\max} = \frac{N \left(1 - \frac{a_1}{a_2}\right)}{2dn\pi\phi} \quad [2.17]$$

La expresión [2.17] puede escribirse:

$$\tau_{b,\max} = \frac{N}{a_2} \cdot \frac{a_2 - a_1}{2d} \cdot \frac{1}{n\pi\phi}$$

y teniendo en cuenta que $\frac{a_2 - a_1}{2}$ es el vuelo v :

$$\tau_{b,\max} = \frac{N}{a_2} \cdot \frac{1}{n\pi\phi} \cdot \frac{v}{d} \quad [2.18]$$

De [2.8], para $x = \frac{a_1}{2}$

$$\frac{N}{a_2} = \frac{8M}{(a_2 - a_1)^2}$$

y como:

$$\gamma_f M \approx A_s f_{yd} \cdot 0,9d$$

Con $\gamma_f = 1,5$ se tiene $M \approx 0,6 f_{yd} A_s d$ y sustituyendo:

$$\frac{N}{a_2} = \frac{4,8 f_{yd} A_s d}{(a_2 - a_1)^2}$$

y sustituyendo en [2.18] se obtiene:

$$\tau_{b,m\acute{a}x} = 0,3 f_{yd} \frac{\phi}{v} \quad [2.19]$$

los valores de $\tau_{b,m\acute{a}x}$ (que son de servicio) resultan altos en la mayoría de los casos según se desprende de [2.19], lo cual aconseja anclar a partir del final del tramo recto horizontal de la armadura si se desea que la pieza funcione como pieza de hormigón armado. Sin embargo lo que sigue en el párrafo d) suaviza un poco esta necesidad.

d) *Condiciones de anclaje de la armadura, cuando $v \leq h^1$.*

Las condiciones de anclaje de la armadura de tracción pueden derivarse fácilmente de las leyes de tensiones en la armadura y de las tensiones de adherencia en la misma, deducidas en los apartados a) y c).

Analizamos en primer lugar las posibilidades de anclaje por prolongación recta (figura 2-8).

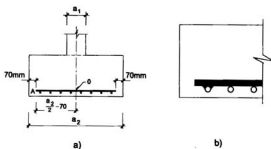


Figura 2-8

¹ EHE (2.5) no da una regla específica para zapatas rígidas.

Partiendo de un recubrimiento lateral de 70 mm,¹ la tensión en la extremidad de la barra se deduce de [2.6] y viene dada por

$$T_A = \frac{N_d(a_2 - a_1)}{d \cdot a_2^2} \left[\frac{a_2^2 - 4\left(\frac{a_2}{2} - 70\right)^2}{8} \right] \quad [2.20]$$

(longitudes en mm)

La tensión máxima en el punto 0 se deduce de [2.7] y resulta:

$$T_{\max} = \frac{N_d(a_2 - a_1)}{8d}$$

La longitud teórica de anclaje a partir del punto A vendrá dado por tanto por:

$$\ell'_A = \frac{T_A}{T_{\max}} \cdot \ell_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}}$$

y sustituyendo valores

$$\ell'_A = \frac{a_2^2 - 4\left(\frac{a_2}{2} - 70\right)^2}{a_2^2} \cdot \ell_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}}$$

y operando

$$\ell'_A = \frac{280 a_2 - 19.600}{a_2^2} \cdot \ell_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} \quad [2.21]$$

La expresión [2.21] es siempre positiva y por lo tanto **en las zapatas rígidas no pueden emplearse barras rectas como armadura, si el anclaje se ha de realizar por adherencia.**

Para el caso de a_2 mínimo, que en la práctica es $a_2 = 750$ mm, resulta, suponiendo

$$A_{s,nec} = A_{s,real}, \quad \ell'_A = 0,34 \ell_b.$$

Es decir, de acuerdo con lo expuesto en el ANEJO N° 1, garantizando una resistencia de $0,5 A_s f_{yd}$ en la barra transversal soldada, en las zapatas rígidas basta soldar la barra extrema para conseguir el anclaje por prolongación recta². (figura 2-8 b)).

¹ Valor especificado por la Instrucción EHE (2.5). El EUROCÓDIGO EC-2 Parte 3 (2.6) especifica 75 mm. Todo ello para zapatas hormigonadas lateralmente contra el terreno.

² Recuérdese que si la armadura es una malla electrosoldada, como la unión garantiza $0,3 A_s f_{yd}$, la condición anterior se cumple siempre.

Si no se desea emplear la solución de barra transversal soldada, es necesario emplear, al menos, la patilla terminal normalizada (figura 2-9) más una cierta longitud ℓ'_1 de acuerdo con lo que sigue.

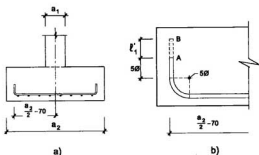


Figura 2-9

Análogamente al caso anterior, la tensión en el extremo B de la patilla viene dada con el coeficiente de reducción de 0,7 para el anclaje con patilla, por la expresión derivada de [2.6]:

$$T_A = \frac{N_d(a_2 - a_1)0,7}{d \cdot a_2^2} \left[\frac{a_2^2 - 4\left(\frac{a_2}{2} - 70\right)^2}{8} \right]$$

y teniendo en cuenta [2.7] y operando el valor $\ell'_1 = AB$ (figura 2-9 b))¹ viene dado por

$$\ell'_1 = 0,7 \cdot \frac{280 a_2 - 19.600}{a_2^2} \cdot \ell_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} \quad [2.22]$$

La expresión [2.22] puede escribirse en la forma:

$$\ell'_1 = k \ell_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} \quad [2.23]$$

El valor de k en función de a_2 viene dado por el gráfico de la figura 2-10. Como puede verse, un valor $\ell'_1 = 0,25 \ell_b$ es el máximo valor de ℓ'_1 para las

¹ Como puede verse en la figura adoptamos para la patilla un radio 5ϕ , superior al previsto en EHE. Creemos que esto mejora la transmisión de anclaje a la prolongación recta.

dimensiones mínimas habituales de a_2 y decrece rápidamente al aumentar a_2 . De todas formas el valor de ℓ_1' es siempre positivo, es decir que la patilla sola no es suficiente para anclar la armadura si $v \leq h$.

Notas:

- ① En cualquier caso y con cualquier tipo de anclaje, la longitud total de las barras debe ser tal que lleguen de lado a lado de la zapata, respetando los recubrimientos.
- ② La longitud total de las barras debe ser tal que $\frac{a_2 - 140}{0,7} + 2 \ell_1' \geq 2 \ell_{b,net}$.
- ③ Si $v > h$, el anclaje se realiza como se explica más adelante para zapatas flexibles.
- ④ Si se emplean parejas de barras en contacto, la longitud de anclaje, ℓ_b , debe aumentarse en un 30% respecto al valor de la barra aislada.

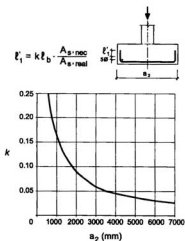


Figura 2-10

c) *Tensiones resultantes al ignorar la armadura.*

Si se considera la zapata como de hormigón en masa, el momento en cara de muro es:

$$M = \frac{N}{a_2} \cdot \frac{(a_2 - a_1)^2}{8}$$

producido por la tensión $\frac{N}{a_2}$ sobre el suelo, y conduce a una tensión de tracción en el hormigón:

$$\sigma_{ct} = \frac{\frac{N}{a_2} \cdot \frac{(a_2 - a_1)^2}{8} \cdot \frac{h}{2}}{\frac{h^3}{12}} = 3 \frac{N}{a_2} \left(\frac{v}{h} \right)^2 \quad [2.24]$$

donde de nuevo hemos llamado v al vuelo $\frac{a_2 - a_1}{2}$.

La expresión [2.24], teniendo en cuenta que $\frac{N}{a_2}$ es la tensión de servicio σ_t sobre el suelo, puede escribirse

$$\sigma_{ct} = 3\sigma_t \left(\frac{v}{h} \right)^2 \quad [2.25]$$

para los valores usuales de σ_t de 0,1 a 0,3 N/mm², incluso con el valor límite $\frac{v}{h} = 2$, se obtienen valores de σ_{ct} que van de 1,2 a 3,6 N/mm². Si se piensa en valores de resistencia del hormigón a compresión del orden de 25 MPa en el cimiento, la resistencia a flexotracción será del orden de 3 MPa con lo que en muchos casos la armadura no habrá entrado prácticamente en carga, pues no se habrá fisurado el hormigón. Obsérvese que, desde luego si $v \leq h$, $\sigma_{ct} \leq 3\sigma_t$, el hormigón, para suelos normales, no estará fisurado nunca.

f) *Influencia del rozamiento suelo-cimiento.*

Llamemos μ al coeficiente de rozamiento de hormigón con suelo. La tensión vertical $\sigma_t = \frac{N}{a_2}$ produce una tensión horizontal al alargarse la cara inferior de la zapata (figura 2-11) por efecto de las tracciones originadas en esa cara por la flexión de valor $\mu \frac{N}{a_2}$ y, por tanto, la ecuación [2.3] se escribirá ahora:

$$dT_1 = \frac{Nx}{a_2 h} \cdot dx - \mu \frac{N}{a_2} dx \quad [2.26]$$

e integrando:

$$T_1 = \int_x^{a_2} \left(\frac{Nx}{a_2 h} - \mu \frac{N}{a_2} \right) dx$$

o sea:

$$T_1 = \frac{N}{a_2} \left[\frac{a_2^2 - 4x^2}{8h'} \right] - \frac{N\mu}{a_2} \left[\frac{a_2}{2} - x \right] \quad [2.27]$$

El valor máximo de T se obtiene para $x = 0$, y sustituyendo h' por [2.5] se obtiene:

$$T_{1,\max} = \frac{N}{4} \cdot \frac{\frac{1}{2}(a_2 - a_1)}{d} - \frac{N\mu}{2}$$

y llamando v al vuelo $\frac{a_2 - a_1}{2}$

$$T_{1,\max} = \frac{N}{4} \left(\frac{v}{d} - 2\mu \right) \quad [2.28]$$

Si se compara [2.28] con [2.7], se puede escribir, aceptando $\mu \approx 0,5$:

$$\frac{T_{1,\max}}{T_0} = 1 - \frac{1}{v/d} \quad [2.29]$$

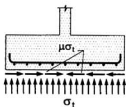


Figura 2-11

con lo que para:

$$\frac{v}{d} \leq 1 \quad T_1 = 0$$

$$1 < \frac{v}{d} \leq 2 \quad 0 < T_1 \leq 0,5T$$

Es decir, que en la mayoría de los casos, las tracciones en cara inferior o no existen o son mucho más reducidas que lo que supone el cálculo habitual, salvo para relaciones $\frac{v}{d}$ claramente superiores a 2.

Lo anterior es cierto para suelos granulares compactos, arcillas duras y rocas. En el caso de suelos granulares de baja compacidad o arcillas blandas, las deformaciones que se precisan para movilizar las tensiones tangenciales de rozamiento y adherencia pueden ser superiores a las deformaciones horizontales del cimiento, por lo que sólo una parte del rozamiento se produce. Por otro lado, en arcillas blandas las tensiones tangenciales pueden reducirse con el tiempo.

2.3.1.2 ZAPATAS RÍGIDAS. MÉTODO DISCRETIZADO DE BIELAS Y TIRANTES

El método expuesto en 2.3.1.1 es, dentro del método de bielas y tirantes, un método específico para zapatas no generalizable a otras piezas.

La Instrucción EHE (2.5), como el MODEL CODE 90 (2.8) adoptan un método más esquemático, pero de carácter muy general.

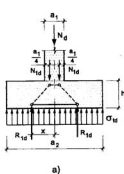


Figura 2-12

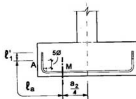
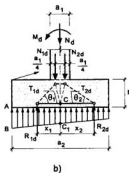


Figura 2-13

- a) En la figura 2-12 a) se indica el caso de zapata sometida a carga centrada, N_d , con su descomposición en el esquema de bielas y tirantes¹

$$\text{En este caso } N_{1d} = \frac{N_d}{2} \text{ y } R_{1d} = \frac{a_2}{2} \cdot \sigma_{1d} = \frac{a_2}{2} \cdot \frac{N_d}{a_2} = \frac{N_d}{2}$$

Como $x = \frac{a_2}{4}$, es inmediato deducir la fuerza en el tirante:

¹ Una exposición detallada del método general de bielas y tirantes figura en "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón, 1999, de J. CALAVERA (2.7).

$$T_d = A_s f_{yd} = \frac{N_d}{0,85d} (a_2 - a_1) \quad [2.30]$$

con $f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$.

Si la compresión del muro sobre la zapata es admisible (lo que estudiaremos más adelante) la compresión en las bielas no necesita comprobación.

Con este método de cálculo, la longitud de anclaje ℓ_a debe desarrollarse a partir del punto M (figura 2-13). Pueden presentarse varios casos:

- Si $\frac{a_2}{4} - 70 \geq \ell_b$, basta la prolongación recta
- Si $0,7\ell_b \leq \frac{a_2}{4} - 70 < \ell_b$, basta la terminación en patilla
- Si $\frac{a_2}{4} - 70 < 0,7\ell_b$, es necesario disponer una prolongación recta ℓ'_1

$$\text{(figura 2-9 b) de valor } \ell'_1 \geq \ell_b - \frac{\frac{a_2}{4} - 70}{0,7}$$

(longitudes en mm). ℓ_b es la longitud básica de anclaje en mm.

Obsérvese que este método de anclaje puede discrepar notablemente del expuesto en 2.3.1.1.d), que a nuestro juicio está más adaptado al caso de zapatas rígidas.

Valen íntegramente las Notas ① a ④ del apartado 2.3.1.1.d).

- b) En el caso de presiones sobre el suelo linealmente variables, la tensión T_d del tirante no es constante de lado a lado y es necesario completar la celosía con bielas adicionales. Una posible solución es la indicada en la figura 2-12 b), x_1 debe ser la abscisa del c.d.g. del bloque de tensiones ABC_1C y

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} - 2 \frac{M_d}{a} = N_{1d}$$

En cualquier caso

$$-x_1 R_{1d} + x_2 R_{2d} = M_d$$

y suponiendo armadura constante de lado a lado de la zapata

$$T_{2d} = A_s f_{yd} = \frac{\left(\frac{N_d}{2} + 2 \frac{M_d}{a} \right)}{0,85d} (x_1 - 0,25a)$$

2.3.1.3 ZAPATAS RÍGIDAS. CÁLCULO A ESFUERZO CORTANTE

La Instrucción EHE no especifica ninguna comprobación de este tipo. En nuestra opinión si $v \leq h$, el funcionamiento claro del sistema de bielas hace innecesaria tal comprobación, pues elimina ese modo de fallo.

Si $h < v \leq 2h$, se está en un campo de transición gradual de la zapata rígida a la flexible, y conviene en ese caso realizar la comprobación de acuerdo con el método que más adelante se expone para zapatas flexibles. (Ver 2.3.2.d).

2.3.1.4 ZAPATAS RÍGIDAS. COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN

Se realiza de acuerdo con lo expuesto más adelante para el caso de zapatas flexibles, aunque de acuerdo con lo expuesto en 2.3.2.b) tal comprobación es muy conservadora.

2.3.1.5 CASO PARTICULAR DE LAS ZAPATAS SOBRE ROCA

Cuando el valor de σ'_t supere $1,5 \text{ N/mm}^2$ conviene para este tipo de zapatas disponer la armadura horizontal que se indica en 2.4.c).

2.3.2 MÉTODO GENERAL DE CÁLCULO PARA ZAPATAS FLEXIBLES¹

Sea N el esfuerzo axial actuante sobre la zapata por unidad de ancho. La presión de cálculo por unidad de superficie de contacto vale, por tanto (figura 2-14):

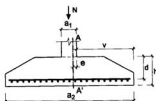


Figura 2-14

$$\sigma_{td} = \frac{N_d}{a_2} \quad [2.31]$$

a) Cálculo a flexión

El cálculo se realiza respecto a una sección de referencia AA' , retrasada respecto a la cara del muro una distancia e^2 , siendo:

¹ Como es habitual, en lo que sigue se ha supuesto un reparto uniforme de presiones bajo la zapata, con independencia de que ésta sea rígida o flexible según se indicó en 2.2. El tema se analiza con más detalle en el Capítulo 7.

² En las normas de otros países se acepta como simplificación tomar como sección de referencia la de la cara del muro en el caso de que éste sea de hormigón.

$e = 0,15a_1$ si el muro es de hormigón

$e = 0,25a_1$ si el muro es de mampostería o ladrillo

El momento flector se calcula aplicando la tensión [2.31] a la zona de zapata situada hacia afuera de la sección de referencia AA' y vale, por tanto:

$$M_d = \frac{N_d}{2a_2} \left(\frac{a_2 - a_1}{2} + e \right)^2 \quad [2.32]$$

siendo M_d el momento flector de cálculo por unidad de ancho de zapata. Este momento se considera aplicado a una sección de ancho unidad y canto el de la zapata en cara de muro, pero no mayor de $1,5v$, siendo v el vuelo. La razón de esta limitación es que para cantos mayores la zona superior no resulta ya colaborante por la excesiva inclinación de las bielas, que resultan ineficaces.

En caso necesario (zapatas escalonadas), la comprobación a flexión debe repetirse en otras secciones, ya que éstas pueden estar en peores condiciones.

El dimensionamiento a flexión puede realizarse mediante los ábacos GT-1 y GT-2. Las capacidades mecánicas de las distintas combinaciones de barras figuran en las tablas GT-3 y GT-4.

En dichos ábacos se ha tenido en cuenta la condición de cuantía mínima establecida en EHE para evitar la rotura frágil, según la cual si

$$A_s \leq 0,04 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} A_c \quad [2.33]$$

se dispondrá como armadura de flexión el valor αA_s , siendo

$$\alpha A_s = \left(1,5 - 12,5 \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \right) A_s \quad [2.34]$$

La armadura de reparto, es decir, la paralela al muro, debe cubrir con su canto d' un momento igual al 20% del que cubre la longitudinal y **va dispuesta debajo de ella** con el fin de contribuir al reparto de cualquier anomalía en la reacción del terreno y al mismo tiempo mejorar las condiciones de anclaje de la armadura principal¹. En la práctica es suficientemente aproximado disponer un área de armadura de reparto igual al 20% de la de flexión.

¹ La armadura transversal produce una reducción de la longitud de anclaje, pero de escasa importancia. Véase (2.3) si se desea aplicarla. Esta reducción es debida al cosido de las fisuras longitudinales de fallo de anclaje de la armadura principal. Si la armadura de reparto se dispone por encima de la principal, aparte de no cumplir tal función de reparto, tampoco mejora el anclaje al no controlar la fisuración indicada. Este aspecto tiene más importancia en zapatas aisladas como puede verse en 3.4.c).

Los ábacos GT-1 y GT-2 facilitan el dimensionamiento a flexión para aceros de dureza natural y estirados en frío, respectivamente. El ábaco GT-2 es de aplicación al caso de mallas electrosoldadas, que constituyen una armadura muy adecuada para zapatas corridas. Ambos ábacos limitan la cuantía máxima sin armadura de compresión al caso en que el alargamiento del acero alcanza

el valor $\varepsilon_s = \frac{f_{yd}}{E_s}$ a fin de evitar la posibilidad de roturas del tipo indicado en la figura 2-2 c).

La armadura de flexión, para desarrollar su capacidad, debe prolongarse de extremo a extremo de la zapata, respetando los recubrimientos laterales de 70 mm. El diámetro máximo a emplear si la barra se ancla por adherencia debe ser tal que:

$2 \ell_b \leq a_2 - 140 \text{ mm}$ si la barra termina en prolongación recta

$1,4 \ell_b \leq a_2 - 140 \text{ mm}$ si la barra termina en patilla

Si no se cumple lo anterior, deben disponerse prolongaciones rectas (figura 2-9 b) de longitud

$$\ell_1' \geq \ell_b - \frac{\frac{a_2}{2} - 70}{0,7}$$

Si el anclaje se realiza por soldadura no rige lo anterior.

Para grandes zapatas puede por supuesto escalonarse el corte de barras con la teoría general de anclaje en piezas lineales. (Véase 2.7).

b) Comprobación de las condiciones de fisuración.

En general, las zapatas deben considerarse en Clase de Exposición húmeda, o sea, en Clase II, ya que es usual la presencia del agua en el terreno y, por tanto, las posibilidades de corrosión son importantes. Para el caso, poco frecuente, en que pueda garantizarse la ausencia de agua a cota de cimentación, se estaría en Clase de Exposición protegida, es decir, en Clase I. Las tablas GT-5 y GT-6 permiten la comprobación inmediata de las condiciones de fisuración, de acuerdo con el EUROCÓDIGO EC-2 (2.9).

Debe considerarse con sumo cuidado la adopción de la hipótesis de cimiento en un medio ausente de agua, en especial en los casos en que existan redes de saneamiento en las proximidades, ya que cualquier fuga de éstas pueda situar al cimiento en muy distintas condiciones de agresividad.

La comprobación de fisuración debe realizarse bajo las acciones características cuasipermanentes o sea $g + \psi_2 \cdot q$. Para edificios de oficinas y viviendas $\psi_2 = 0,3$. (Véase (2.7) para otros casos).

La comprobación de fisuración, de acuerdo con EHE ha de hacerse para $w_{lim} = 0,4 \text{ mm}$ en caso de Clase de Exposición I (interior de edificios no

sometidos a condensaciones y por extensión cimentaciones enterradas en suelos secos) y para $w_{lim} = 0,3$ mm en caso de Clase de Exposición IIa (elementos enterrados sumergidos). El caso de Clase de Exposición III (ambientes agresivos), si se presenta, requiere siempre estudios específicos.

En el caso de zapatas que estén permanentemente sumergidas en agua, no es necesaria la comprobación de fisuración ya que en tales condiciones no existe riesgo de corrosión de las armaduras.

De acuerdo con EHE rebasar los anchos límites w_{lim} indicados, supone riesgo de corrosión y se limitan por ello. En muchos cimientos la comprobación de fisuración no debe hacerse para la presión σ'_t correspondiente a las cargas permanentes más las sobrecargas máximas, sino para aquella correspondiente a las cargas cuasipermanentes que a través de una apertura prolongada de fisuras, puedan encerrar riesgo de corrosión. Un análisis detallado del cálculo a fisuración y en particular de los valores de sobrecarga frecuente pueden encontrarse en la referencia (2.7) .

De acuerdo con lo anterior, las tablas del ANEJO N° 2 para dimensionamiento directo de zapatas corridas se han realizado para $w_{lim} = 0,3$ mm bajo los momentos flectores correspondientes a un valor de las acciones y por lo tanto de σ'_t de:

$$0,75 (g + q)$$

donde g es la carga permanente, y q la sobrecarga de uso. Esto está basado en un valor de ψ_t (Véase 2.7) de 0,3 para acciones cuasipermanentes, válido para viviendas, oficinas, hospitales, etc.

Debe atenderse especialmente, al realizar la comprobación a fisuración de los cimientos, al hecho de que a las Clases de Exposición I, II a y II b, de acuerdo con EHE, les corresponden los recubrimientos mínimos de 20, 25 y 30 mm respectivamente, para la armadura principal.

Estos valores, especialmente el primero de 20 mm, son críticos, y responden al hecho cierto de que al reducirse el recubrimiento se reduce también el ancho de fisura de trabajo, es decir la producida por el alargamiento de la armadura. Sin embargo, el proyectista deberá considerar con cuidado el riesgo de corrosión directa, por permeabilidad del recubrimiento de hormigón a que puede conducir un recubrimiento escaso. Nuestra experiencia satisfactoria se refiere al campo de recubrimientos importantes, y en opinión del autor, en cimientos no debería bajarse de 25 mm.

De hecho, el EUROCÓDIGO EC-2 PARTE 3 "Concrete Foundations" (2.6), en su artículo 4.4.2.1, se orienta en dicho sentido al establecer que **para las comprobaciones de fisuración debe usarse el recubrimiento mínimo establecido con carácter general para todo tipo de estructuras, pero en cambio debe adoptarse en la realidad de la ejecución un valor mínimo de 35 mm para la armadura principal**. En lo que sigue comprobamos la fisuración con $c = c_{min}$ y para el cálculo de los demás estados límite y para la ejecución dispondremos $r_{nom} = r_{min} + A$, siendo $A = 5$ mm para control de ejecución intenso y 10 mm para control normal y reducido.

Es conveniente recordar que los recubrimientos de que estamos hablando son los que tanto la Instrucción EHE como el EUROCÓDIGO EC-2 y el MODEL CODE 90 (2.8) llaman **recubrimientos mínimos** (r_{min}) siendo el recubrimiento nominal (r_{nom}):

$r_{nom} = r_{min} + 5mm$, si el Control de Ejecución es Intenso

$r_{nom} = r_{min} + 10mm$, si el Control de Ejecución es Normal o Reducido

El **recubrimiento nominal** es el que rige para el tamaño de los separadores, que en este tipo de zapatas van colocados bajo la armadura de reparto.

VALORES DE RECUBRIMIENTO NOMINAL

(DEBE TOMARSE EL MAYOR DE LOS C_1 ó C_2 PARA EL NIVEL DE CONTROL DE EJECUCIÓN ADOPTADO)*
(RIGE EL MAYOR DE LOS TRES VALORES DE CADA RECUADRO)

AI C	CONTROL DE EJECUCIÓN INTENSO ϕ_1 20 mm EN CLASE DE EXPOSICIÓN I 25 mm EN CLASE DE EXPOSICIÓN II _s		CONTROL DE EJECUCIÓN INTENSO $\phi_2 + 5mm$ 25 mm EN CLASE DE EXPOSICIÓN I 30 mm EN CLASE DE EXPOSICIÓN II _s
	CONTROL DE EJECUCIÓN NORMAL O REDUCIDO ϕ_1 20 mm EN CLASE DE EXPOSICIÓN I 25 mm EN CLASE DE EXPOSICIÓN II _s		CONTROL DE EJECUCIÓN NORMAL O REDUCIDO $\phi_2 + 10mm$ 30 mm EN CLASE DE EXPOSICIÓN I 35 mm EN CLASE DE EXPOSICIÓN II _s

(*) La tolerancia de 10 ó 5 mm, según el nivel de control de ejecución se aplica sólo a la armadura a la que se sujetan los separadores, que en este caso es la de reparto. (No resulta lógico aplicarla a la armadura principal que va apoyada en la de reparto). De acuerdo con EHE la tolerancia del hormigón de limpieza es +20 mm, pero no es esperable que tal desviación sea puntual, y la desviación de planicidad está suficientemente controlada con los separadores de la armadura de reparto, la cual debe tener como separación máxima 300 mm.

Figura 2-15

La figura 2-15 resume lo anterior en cuanto a medidas de los separadores.

No debe olvidarse sin embargo que los recubrimientos nominales introducen, respecto a los mínimos, el concepto de tolerancia en menos, y **por lo tanto el cálculo de estados límite últimos debe realizarse con los recubrimientos nominales**. Como se dijo en 2.3.2.b) para el cálculo a fisuración se emplean los mínimos.

Como ejemplo, para una zapata con armadura principal ϕ 20 mm y transversal ϕ 10 mm, en suelo húmedo y con control de ejecución intenso, deberían adoptarse los valores siguientes:

De acuerdo con EHE

Cálculo. Para **todos** los estados límite y de servicio. (Ver figura 2-15)

$$c_{1, \text{nom}} \geq 25 \text{ mm}$$

$$c_2 \geq 30 \text{ mm}$$

luego se adopta para el cálculo $d = h - 45 \text{ mm}$

Ejecución. De acuerdo con la figura 2-15

$$c_2 = 30 \text{ mm}$$

Se adoptan separadores de 30 mm sujetos a la armadura de reparto.

Si se emplean parejas de barras en contacto, a efectos de la comprobación de fisuración, se sustituirá el diámetro real por el diámetro equivalente $\phi_e = 1,41 \phi$. (Ver lo dicho más adelante en la comprobación de adherencia). La armadura de reparto no necesita ser comprobada a fisuración.

De acuerdo con el EUROCÓDIGO EC-2 Parte 3

Tal como se ha dicho en el caso anterior debería calcularse la fisuración con $c_1 = 25 \text{ mm}$ y disponerse separadores de 30 mm en la armadura de reparto. Los estados límite últimos se calculan con $d = h - 45 \text{ mm}$ y el de fisuración con $d = h - 35 \text{ mm}$

c) Comprobación del estado límite de anclaje

El método que sigue es aplicable a las zapatas flexibles ($v \geq 2h$) y también, como dijimos anteriormente, a las rígidas con relación $\frac{v}{h} > 1$.

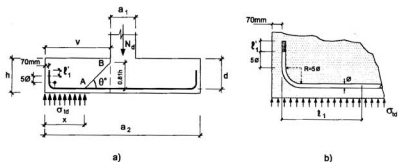


Figura 2-16

De acuerdo con la figura 2-16 a), se supone posible la formación de una fisura de corte de θ° . Dadas las bajas cuantías de armadura de flexión, puede aceptarse $d = 0,9h$ y la altura del punto de iniciación de la fisura, a $0,9d$, es decir a $0,81h$.

Para lo que sigue introducimos la simplificación de tomar momentos en la cara del pilar. Suponemos también un recubrimiento lateral de 70 mm, correspondiente a cimentaciones hormigonadas contra el terreno.

La longitud de anclaje de la armadura, será la necesaria para anclar la fuerza de la barra a partir del punto A, de intersección de la armadura con la fisura. (Se supone armadura constante en todo el ancho).

Tomando momentos en B

$$F_{sx} \cdot 0,81h = x\sigma_{sd} \cdot \left(v - \frac{x}{2}\right)$$

siendo

$$x = v - 0,81h \cot g\theta$$

y por tanto, operando

$$F_{sx} \cdot 0,81h = \frac{\sigma_{sd}}{2} (v^2 - 0,66h^2 \cot g^2\theta)$$

$$F_{sx} = \frac{\sigma_{sd}(v^2 - 0,66h^2 \cot g^2\theta)}{1,62h} \quad [2.35]$$

Además de lo anterior, de acuerdo con el momento flector aplicado, se ha de cumplir

$$A_s f_{yd} \cdot 0,81h = \sigma_{sd} \cdot \frac{v^2}{2} \rightarrow A_s f_{yd} = \frac{\sigma_{sd} v^2}{1,62h}$$

de donde

$$\ell_{b,net} = \frac{F_{sx}}{A_s f_{yd}} \cdot \ell_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} = \frac{(v^2 - 0,66h^2 \cot g^2\theta)}{v^2} \cdot \ell_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} \quad [2.36]$$

(ℓ_b corresponde a la posición de adherencia I, dada la posición de las barras).

Los valores de ℓ_b , de acuerdo con EHE, figuran en las tablas GT-7 y GT-8.

Los diámetros de doblado figuran en la tabla GT-9. Para los casos de patilla, en el resto del libro se ha empleado un radio de 5 ϕ , superior al mínimo permitido por EHE.

$$\ell_{b,net} = \left[1 - 0,66\left(\frac{h}{v}\right)^2 \cot g^2\theta\right] \ell_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} \quad [2.37]$$

¹ [2.37] es una expresión más general que las adoptadas por EHE y EC-2 Parte 3, que introducen la simplificación de suponer que el valor crítico de x es $x = 0,5 h$. Véase esto más adelante.

c-1) Anclaje por adherencia

Con $x = v - 0,81h \cot g \theta$, se tiene:

$$\text{Si } \ell_{b,net} \leq x - 70 = v - 0,81h \cot g \theta - 70 \rightarrow \text{Anclaje recto} \quad [2.38]$$

$$\text{Si } 0,7\ell_{b,net} \leq x - 70 = v - 0,81h \cot g \theta - 70 \rightarrow \text{Anclaje con patilla} \quad [2.39]$$

$$\text{Si } 0,7\ell_{b,net} > x - 70 = v - 0,81h \cot g \theta - 70 \rightarrow \text{Prolongación } \ell'_l \quad [2.40]$$

(Longitudes en mm) (Ver figura 2-16 b))

Como la longitud ℓ'_l está en posición de adherencia I:

$$\ell_{b,net} = \frac{x - 70}{0,7} + \ell'_l = \frac{v - 0,81h \cot g \theta - 70}{0,7} + \ell'_l$$

y por tanto

$$\ell'_l = \ell_{b,net} - \frac{v - 0,81h \cot g \theta - 70}{0,7} \quad [2.41]$$

donde $\ell_{b,net}$ se calcula de acuerdo con [2.37].

Como

$$x = v - 0,81h \cot g \theta$$

El valor mínimo de x viene dado para el máximo valor de θ , que corresponde a $\cot g \theta = 2$ y resulta

$$x = v - 1,62h = h \left(\frac{v}{h} - 1,62 \right)$$

o bien

$$\frac{x}{h} = \frac{v}{h} - 1,62 \quad [2.42]$$

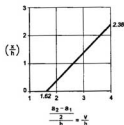


Figura 2-17

El gráfico de la figura 2-17 da la distancia x en función de h para los distintos valores de $\frac{v}{h}$. Si $\frac{v}{h} \leq 2$, un valor conservador es $x = 0,5 h$, que es el adoptado por el EUROCÓDIGO EC-2 PARTE 3 y por EHE. Es preferible el cálculo directo, que es simple con los gráficos que siguen a continuación.

c-2) Anclaje mediante soldadura de barras transversales

En este caso, la fuerza de la barra, para 70 mm de recubrimiento, en el extremo de la misma viene dada por (figura 2-18)

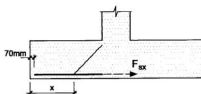


Figura 2-18

$$F_o = F_{sx} - \frac{x - 70}{\ell_b} \cdot F_{sx} = F_{sx} \left[1 - \frac{x - 70}{\ell_b} \right] \quad \text{donde } F_{sx} \text{ se dedujo mediante}$$

[2.35] y sustituyendo

$$F_o = \frac{\sigma_{sd} (v^2 - 0,66h^2 \cot^2 g^2 \theta)}{1,62h} \left[1 - \frac{v - 70 - 0,81h \cot g \theta}{\ell_b} \right]$$

$$\text{y con } \sigma_{sd} = \frac{1,62h A_s f_{yd}}{v^2}$$

$$F_o = A_s f_{yd} \left(1 - 0,66 \left(\frac{h}{v} \right)^2 \cot^2 g^2 \theta \right) \left[1 - \frac{v - 70 - 0,81h \cot g \theta}{\ell_b} \right] \quad [2.43]$$

con lo que de acuerdo con lo expuesto en el ANEJO N° 1 con resistencia de soldadura $0,5 A_s f_{yd}$, el número n de barras transversales soldadas necesarias viene dado por

$$n = \frac{1}{2} \left(1 - 0,66 \left(\frac{h}{v} \right)^2 \cot^2 g^2 \theta \right) \ell_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} \left[1 - \frac{v - 70 - 0,81h \cot g \theta}{\ell_b} \right] \quad [2.44]$$

La expresión [2.44] es siempre muy inferior a la unidad, por lo que con una barra transversal soldada del mismo diámetro que las principales, se alcanza el anclaje.

Como normalmente en zapatas corridas la armadura de reparto es de diámetro ϕ_1 inferior a la principal de diámetro ϕ_1 , el ANEJO N° 1 permite comprobar para cualquier diámetro el valor necesario de n , que es también inferior a la unidad en la inmensa mayoría de los casos.

Las posibilidades de anclaje por prolongación recta, por patilla o por prolongación recta adicional l_1' , se recogen en la figura 2-19 para los ángulos extremos $\theta = 27^\circ$ y 63° y para el valor $\theta = 45^\circ$. En los gráficos se supone $A_{s,nec} = A_{s,real}$.

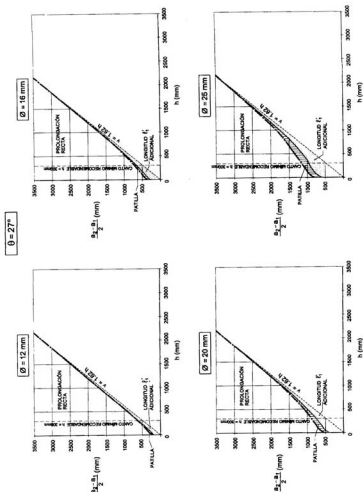


Figura 2-19 a)

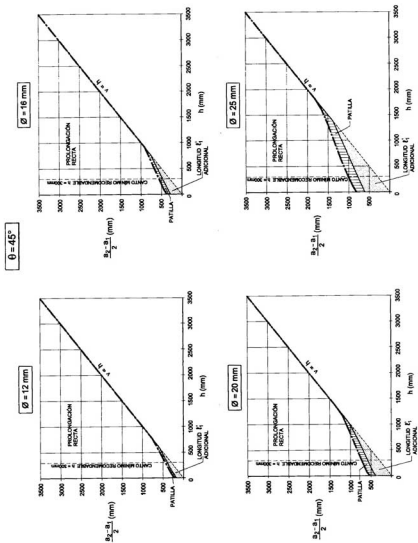
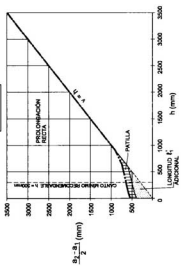
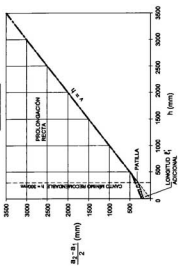
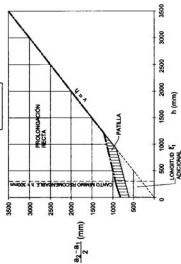
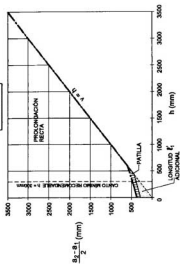


Figura 2-19 b)



47

c-3) Valor de θ para la comprobación de las condiciones de anclaje.

De acuerdo con EHE, EC-2 y MODEL CODE-90, normas todas ellas que consideran ángulos θ variables entre $\theta = 27^\circ$ ($\cot g\theta = 2$) y $\theta = 63^\circ$ ($\cot g\theta = 0.5$) los gráficos muestran que la condición pésima se produce siempre para $\theta = 27^\circ$ ¹ y por tanto debe emplearse para el cálculo la figura 2-19 a), salvo que la relación $\frac{v}{h}$ no haga posible ese ángulo, en cuyo caso se comprobará para el mínimo posible ($\cot g\theta = 2$ exige aproximadamente $v \geq 1,62 h$).

Este mínimo puede para $v \leq 1,62 h$ obtenerse matemáticamente, pero es más simple adoptar $x = 0,5 h$, como indican EHE y EC-2 y aplicar la fórmula [2.37] para el correspondiente valor de θ resultante para ese valor de x .

De acuerdo con ACI 318, que considera en general $\theta = 45^\circ$, el anclaje debe calcularse con dicho ángulo.

d) Cálculo a esfuerzo cortante

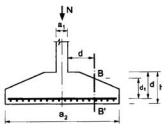


Figura 2-20

Valor de cálculo del esfuerzo cortante. En sentido estricto para zapatas rígidas con $v > h$ no es necesaria la comprobación a corte, y EHE la establece sólo para zapatas flexibles.

En nuestra opinión conviene hacer la comprobación para toda la zapata en la que $v > h$, aunque ciertamente hasta $v \geq 2 h$ la comprobación sea casi siempre superflua.

La sección de comprobación se establece a un canto de la cara del muro.

Si $v > h$, resulta (figura 2-20)

$$V_d = \frac{N_d}{a_2} \left(\frac{a_2 - a_1}{2} - d \right) \quad [2.45]$$

¹ EHE y el EUROCÓDIGO EC-2 adoptan $\theta = 45^\circ$ para la comprobación a esfuerzo cortante, pero ello no quiere decir que lo hagan para las condiciones de anclaje.

Comprobación del esfuerzo cortante. La comprobación general, dado que no existe armadura transversal, viene dada por

$$V_d \leq V_{cu} \quad [2.46]$$

Las diferencias entre Normas para esta comprobación son importantes en el caso de zapatas y de fuerte trascendencia económica por lo que exponemos los tres métodos fundamentales:

d-1) Método de la Instrucción EHE¹. La resistencia V_{cu} de piezas sin armadura de corte viene dada por

$$V_{cu} = 0,12\xi(100\rho_t f_{ct})^{1/3} \cdot b_o d \quad [2.47]$$

donde:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (d \text{ en mm})$$

ρ_t = Cuantía geométrica de la armadura de tracción. ($\rho_t \neq 0,02$).
(Corresponde a aceros B400. Si se emplea acero B500, debe multiplicarse por 1,25).

f_{ct} = Resistencia característica del hormigón (MPa).

b_o, d = Dimensiones de la sección transversal en mm.

V_{cu} = Viene expresado en [2.47] en N.

d-2) Método del EUROCÓDIGO EC-2. El valor de V_{cu} viene dado por:

$$V_{cu} = \tau_{Rd} k(1,2 + 40\rho_t) b_o d \quad [2.48]$$

donde el valor τ_{Rd} en función de f_{ct} viene dado en la Tabla T-2.2.

TABLA T-2.2

f_{ct} (Mpa)	25	30	35	40	45	50
τ_{Rd} (N/mm ²)	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48

$k = 1,6 - d \nless 1$ con d expresado en m.

Los valores de ρ_t , b_o y d tienen análogos significados que en [2.47].

* Este método es prácticamente concordante con el del MODEL CODE 90.

d-3) **Método del ACI** (2.10). De acuerdo con (2.3) las fórmulas correspondientes en unidades métricas vienen dadas por:¹

$$V_{cu} = 0,13\sqrt{f_{ck}} \cdot b_o \cdot d \quad [2.49]$$

6

$$V_{cu} = \left[0,12\sqrt{f_{ck}} + 13,5\rho_l \frac{V_d d}{M_d} \right] b_o d \neq 0,23\sqrt{f_{ck}} b_o d \quad [2.50]$$

Rige el valor mayor de [2.49] y [2.50].

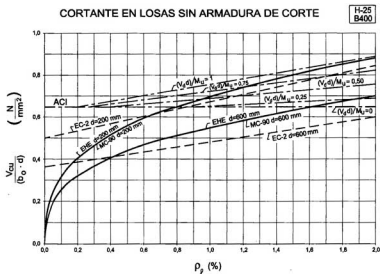


Figura 2-21

En la figura 2-21, tomada de (2.7), se representan los valores de $V_{cu} / b_o d$ en función de ρ_l para el caso de hormigón H-25 y acero B400.

Como puede verse la Instrucción EHE, para el caso de esfuerzo cortante en losas sin armadura transversal, que es el caso habitual en zapatas, conduce a resultados mucho más conservadores que EHE y el EUROCÓDIGO EC-2. Nuestra recomendación es seguir el método del

¹ En las fórmulas se ha supuesto que $\gamma_{fk} = 1,40$ y $\gamma_{f\phi} = 1,70$.

EUROCÓDIGO EC-2 o del ACI (fórmulas [2.48], [2.49] y [2.50] respectivamente) y con esos tres métodos se han calculado las colecciones de zapatas del ANEJO N° 2.

2.4 COMPRESIÓN LOCALIZADA SOBRE LA CARA SUPERIOR DE LA ZAPATA

Aunque habitualmente esta situación no suele ser crítica en proyecto, puede serlo en casos particulares cuando la resistencia del hormigón de la zapata es muy inferior a la del material del muro por lo que se incluyen a continuación las comprobaciones correspondientes:

- a) Zapatas con $v \leq 0,5 h$. El caso es asimilable a una carga en faja, sobre un prisma de altura indefinida.

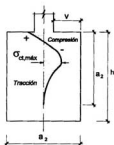


Figura 2-22

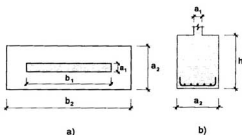


Figura 2-23

El problema ha sido estudiado para un sólido elástico por NICOLSKY (2.11) y la distribución de tensiones se indica en la figura 2-22. Como puede verse, bajo la carga se producen compresiones horizontales y más abajo aparecen tracciones.

El esfuerzo axial vertical en el agotamiento transmitido por el hormigón del muro sobre la cara superior de la zapata en el área de contacto entre muro y zapata (figura 2-23) vale

$$N_{cd} = N_d - A_s f_{yd} \quad [2.51]$$

donde N_{cd} es el valor de cálculo del esfuerzo axial transmitido por el hormigón del muro, es decir, el obtenido restando a N_d el valor de $A_s f_{yd}$, siendo A_s el área de la armadura vertical comprimida del muro y f_{yd} su límite elástico de cálculo.

La limitación impuesta por EHE, en atención a la coacción biaxial que supone el hormigón situado alrededor del área cargada, que incrementa la resistencia, puede expresarse en la forma:

$$N_{cd} \leq A_{c1} f_{cd} \sqrt{\frac{A_c}{A_{c1}}} \geq 3,3 f_{cd} A_{c1} \quad (2.52)$$

siendo $A_c = a_2 b_2$ y $A_{c1} = a_1 b_1$.

La aplicación de la fórmula [2.52] se refiere al caso de superficies de carga y de la zapata en planta, concéntricas y homotéticas. Por tanto si $\frac{b_1}{b_2} > \frac{a_1}{a_2}$ se ha de tomar (figura 2-23):

$$\frac{a'_2}{a_1} = \frac{b_2}{b_1}$$

o sea

$$a'_2 = a_1 \frac{b_2}{b_1} \quad (2.53)$$

y

$$A_{c1} = a_1 b_1$$

$$A_c = a'_2 b_2 = a_1 \frac{b_2^2}{b_1} \quad (2.54)$$

La fórmula [2.52] sólo es aplicable si la zapata tiene un espesor $h \geq \frac{a_2 b_2}{a_2 + b_2}$.

En otros casos N_{cd} vendría dado por la expresión $0,85 f_{cd} A_{c1}$, es decir, por la fórmula general de compresión centrada, sin incremento de ninguna clase.

Como norma general, EHE para cargas concentradas sobre macizos, exige armadura dispuesta horizontalmente bajo la carga y distribuida en toda la altura del macizo. Sin embargo, si la tracción horizontal máxima (figura 2-22) no excede

$$0,5 f_{ct,k} = 0,105 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

en nuestra opinión esa armadura no es necesaria, salvo en el caso previsto en c).

La tracción horizontal máxima, de acuerdo con NICOLSKY (2.11) viene dada por unidad de longitud de zapata ($b_1 = b_2 = 1$)

¹ N_{cd} es el esfuerzo de cálculo transmitido por el hormigón, es decir, sin contar el esfuerzo transmitido por la armadura vertical del muro.

$$\sigma_{cr,m\acute{a}x} = 0,5 \frac{N(h - a_1)}{h^2} \quad [2.55]$$

En [2.55] no se tomará un valor de h superior a a_2 .

De la observación de [2.55], se aprecia que un límite superior de $\sigma_{cr,m\acute{a}x}$ ocurre para $a_1 = 0$ y en este caso

$$\sigma_{cr,m\acute{a}x} \leq 0,5 \frac{N}{h} \quad [2.56]$$

y como $h \leq a_2$, se cumple también

$$\sigma_{cr,m\acute{a}x} \leq 0,5 \frac{N}{a_2} = 0,5\sigma_t$$

que con la condición $\sigma_{cr,m\acute{a}x} = 0,105 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$ equivale a

$$\sigma_t \geq 0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

que para los distintos valores de f_{ck} , conduce a los resultados siguientes:

TABLA T-2.3

f_{ck} (Mpa)	25	30	35	40	45	50
σ_t (N/mm ²)	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8

Es decir, que el peligro de hendimiento transversal por tracciones horizontales excesivas, no se presenta nunca en la zapata, salvo cuando se cuente con presiones sobre el terreno superiores a 1,8 N/mm². *En la práctica por tanto, no necesita ser comprobada la exigencia de armadura horizontal repartida a lo largo del canto.* Haremos una excepción en el apartado siguiente para el caso de zapatas cimentadas en roca.

Obsérvese que, para que exista mejora en la compresión del área de contacto, de acuerdo con [2.52] debe ser $b_2 > b_1$, es decir, la zapata debe volar en los extremos del muro. De otra forma $N_{cd} = A_c f_{cd1}$, sólo presentaría, respecto a la teoría general de compresión que conduce a $N_{cd} = 0,85 A_c f_{cd1}$, un incremento del 18%. De todas formas, aun con $N_{cd} = A_c f_{cd1}$, llamando f_{ck1} la resistencia del hormigón de la zapata y f_{ck2} la del muro, al considerar el efecto del hormigonado vertical, se tiene

$$N_{cd} = A_c \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} \geq 0,85 A_c \frac{f_{ck2}}{\gamma_c}$$

de donde

$$f_{ck2} \leq 1,18 f_{ck1}$$

Es decir, si se cumple la condición $h > \frac{a_2 b_2}{a_2 + b_2}$, tampoco es necesaria la comprobación salvo que la resistencia nominal del hormigón del muro supere en más del 18% a la del hormigón de la zapata.

- b) *Zapatas con $v > 0,5 h$* . Si $h \geq \frac{a_2 b_2}{a_2 + b_2}$, es de aplicación la fórmula [2.52] y no se necesita comprobar la necesidad de armadura transversal, pues la pieza funciona como una losa. Sin embargo esta condición rara vez se cumple en zapatas.

Si $h < \frac{a_2 b_2}{a_2 + b_2}$, podemos considerar que, puesto que la pieza funciona como una losa a flexión (figura 2-23), las tracciones son absorbidas por la armadura y la zona bajo el muro está en un estado tensional plano de compresión biaxial. El tema ha sido estudiado por KUPFER, HILSDORF y RÜSCH (2.12) y los resultados se reflejan en la figura 2-24, en función de la compresión horizontal bajo la carga, en estado límite último, que de acuerdo con la teoría general de flexión simple será:

$$\sigma_{cu1} = 0,85 f_{ck1} \quad [2.57]$$

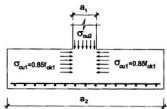


Figura 2-24

siendo f_{ck1} la resistencia característica del hormigón de la zapata y σ_{cu2} se deduce considerando en el muro la resistencia f_{ck2} , estrictamente necesaria, con lo que

$$\sigma_{cu2} = 0,85 f_{ck2}$$

y con

$$f_{ck2} = k f_{ck1}$$

$$\sigma_{cu2} = 0,85 k f_{ck1}$$

La comprobación de que el par de tensiones últimas σ_{cu1} , σ_{cu2} no produce el agotamiento prematuro de la zapata, se realiza mediante la figura 2-25, donde f_{ck1} es la resistencia característica del hormigón de la zapata.

El punto de coordenadas $\frac{\sigma_{cu1}}{f_{ck1}}, \frac{\sigma_{cu2}}{f_{ck1}}$ no debe ser exterior a la curva de la figura 2-25.

Aun suponiendo que la resistencia especificada para el muro sea estricta, para

$$\frac{\sigma_{cu1}}{f_{ck1}} = 0,85$$

La figura 2-25 conduce a $\frac{\sigma_{cu2}}{f_{ck1}} \leq 1,25$ y con $\sigma_{cu2} = 0,85 f_{ck2}$ eso conduce a:

$$f_{ck2} \leq 1,47 f_{ck1} \quad [2.58]$$

Por tanto, tampoco esta comprobación es realmente necesaria, salvo que la resistencia del hormigón del muro supere en más del 47% a la del hormigón de la zapata.

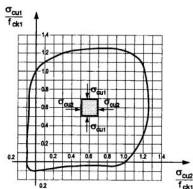


Figura 2-25

Si lo anterior no resulta cumplido, en el caso de muros de hormigón existe la solución de disponer en la unión muro-zapata un refuerzo con barras verticales, ancladas en el muro y en la zapata, de forma que la tensión σ_{cu2} se reduzca convenientemente.

- c) *Zapatas cimentadas sobre roca.* En el caso de zapatas cimentadas sobre roca, además de que las tensiones suelen ser muy elevadas, es fácil que la superficie irregular de la zona de roca en que apoya la zapata, produzca concentraciones apreciables de tensiones.

Ello aconseja para valores de $\sigma_f \geq 1,5 \text{ N/mm}^2$ la disposición de armadura horizontal prevista por EHE para cargas sobre macizos¹. El esquema de bielas y tirantes se indica en la figura 2-26.

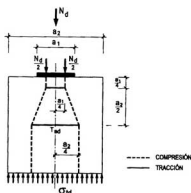


Figura 2-26

De la figura es inmediato deducir

$$T_{sd} = 0,25 N_d \left(\frac{a_2 - a_1}{a_2} \right) \quad [2.59]$$

donde N_d es el valor de cálculo de la carga vertical por unidad de longitud y por tanto, distribuyendo la armadura en el canto de la zapata, pero sin rebasar la profundidad a_2 a partir de la cara superior, la capacidad mecánica de la armadura viene dada por

$$A_s f_{yd} = 0,25 N_d \left(\frac{a_2 - a_1}{a_2} \right)^2 \quad [2.60]$$

¹ Véase J. CALAVERA (2.7).

² Al mismo valor se llega aceptando que la distribución de tensiones, de acuerdo con la figura 2-22, es triangular, con lo que

$$T_{sd} = \frac{1}{2} \sigma_{csd, \max} h$$

y sustituyendo de [2.55]

$$A_s f_{yd} = 0,25 N_d \left(\frac{h - a_1}{h} \right) \quad \text{con } h \neq a_2 \quad [2.61]$$

(Esta es la fórmula adoptada por el EUROCÓDIGO EC-2 Parte 3).

Si el canto total h de la zapata es inferior a a_2 , en la fórmula [2.61] se toma h como valor de a_2 .

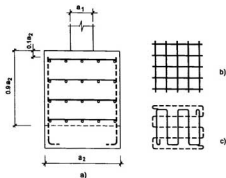


Figura 2-27

La armadura indicada por [2.61] debe disponerse entre las profundidades $0,1 a_2$ y a_2 ($0,1 h$ y h en mm) a partir del plano de la cara superior. En la práctica lo usual es repartirla uniformemente en la profundidad a_2 ó h (lo que sea menor). En este caso es recomendable la solución indicada en la figura 2-27. Ello requiere una cierta armadura vertical de montaje. Esta forma de armado es requerida por la condición de anclaje adecuado de la armadura transversal, que sin embargo no debe disponerse demasiado tupida para no dificultar el hormigonado.

2.5 CASO PARTICULAR DE ZAPATA CON LOS EXTREMOS EN VOLADIZO

La existencia de tales voladizos, aparte de por los motivos de mejora de la resistencia a compresiones localizadas indicada en el apartado anterior, puede venir impuesta por la necesidad de conseguir más área de cimentación sin aumentar a_2 , por razones constructivas, etc. (figura 2-28).

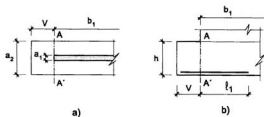


Figura 2-28

El vuelo v necesita ser considerado si no es despreciable. Debe comprobarse por tanto:

- A flexión conforme a 2.3.2 a) (salvo que aquí no tiene sentido el retranqueo de la sección en 0,15 de la longitud a_1 del muro). La armadura se distribuye uniformemente en el ancho a_2 .
- La armadura necesaria debe ser prolongada a partir de la sección AA' una longitud

$$\ell_1 = v + \ell_b \quad [2.62]$$

siendo v el vuelo y ℓ_b la longitud de anclaje. El anclaje de la armadura en el extremo del voladizo se debe hacer de acuerdo con 2.3.2 c).

- La comprobación de las condiciones de fisuración debe realizarse según 2.3.2 b).
- La comprobación a esfuerzo cortante se hará de acuerdo con 2.3.2 d).
- La armadura de la zapata en la dirección a_2 debe también disponerse en las zonas de voladizo.

2.6 CASO PARTICULAR DE HUECOS EN EL MURO. (Figura 2-29)

Este caso se presenta con frecuencia en la práctica. Si el hueco es de luz ℓ importante frente al canto h del cimiento, deben aplicarse los métodos expuestos en el Capítulo 7. Si no lo es, que es el caso más frecuente, basta disponer una armadura A_{s1} en cara

superior que absorba un momento $M_{d1} = \frac{\sigma_{ad} a_2 \ell^2}{14}$ en vano. Dicha armadura debe anclarse una longitud ℓ_b correspondiente a posición II de adherencia. Se dispondrá una armadura transversal que cubra el 20% de M_{d1} .

En cara inferior, se dispondrá una armadura que también cubra el momento $M_{d2} = M_{d1}$ anclada la longitud de anclaje ℓ_b' correspondiente a posición I. Esta armadura se dispone corrida, pues como se supone que ℓ no es importante, no compensa estudiar cortes. Para A_{s2} se puede naturalmente contar con la armadura de reparto longitudinal dispuesta a lo largo de la zapata. Si $\ell > 1,5 h$, la viga que la zapata forma en vano debe comprobarse a corte. Para las fórmulas de comprobación y formas de estribos, véase en ese caso el Capítulo 6.

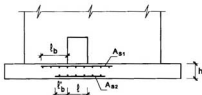


Figura 2-29

El criterio expuesto en este apartado puede resultar excesivamente conservador si l es importante en relación a h , por lo que como ya hemos dicho, puede ser interesante aplicar lo expuesto en el Capítulo 7, de acuerdo con lo que allí se dice

$$l \leq 1,75 \sqrt{\frac{4EI}{K_c b}}$$

2.7 UNIÓN DEL MURO A LA ZAPATA. SOLAPE Y ANCLAJE DE ARMADURAS

En el caso de muros de hormigón armado la unión del muro a la zapata debe ser capaz de transmitir los esfuerzos de una pieza a la otra. Debe considerarse el caso general de que el muro transmita esfuerzo cortante y momento flector a la zapata, además del esfuerzo axil.

Si existe un esfuerzo cortante V aplicado horizontalmente por el muro en la cara superior de la zapata, la comprobación a corte en la unión se realiza mediante las fórmulas siguientes:¹

a) Método de EHE

$$V_{cu} = \left[0,12 \xi (100 \rho_t f_{ct})^{1/3} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] d \quad [2.63]$$

donde

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c}$$

siendo N_d la carga de cálculo del muro sobre el cimiento por unidad de longitud y A_c el área de hormigón de la superficie de contacto por unidad de longitud. (N_d positiva si es compresión). El resto de las notaciones se definieron en 2.3.2 d-1).

b) Método del EUROCÓDIGO EC-2

En este caso

$$V_{cu} = \left[\tau_{Rd} \left(1,6 - \frac{d}{1000} \right) (1,2 + 40 \rho_t) + 0,15 \sigma'_{cd} \right] d \quad [2.64]$$

donde σ'_{cd} tiene el mismo significado que en el caso anterior y el resto de las notaciones se definieron en 2.3.2 d-2).

Lo anterior exige en primer lugar (salvo que el muro esté en compresión centrada) que la junta de hormigonado BB' (figura 2-30) se realice correctamente. De acuerdo

¹ El esfuerzo V , produce un momento respecto a la cara inferior de la zapata de valor $M = V \cdot h$, que descentra por tanto la resultante. Véase 2.9 en ese caso. La comprobación a deslizamiento entre zapata y terreno figura en el Capítulo 4.

con la experiencia reciente y en particular con los ensayos del autor (2.13), el tratamiento mediante cepillado del hormigón que ha iniciado el fraguado, pero no endurecido totalmente, es ligeramente inferior en calidad a la rugosidad natural del hormigón después de vibrada la superficie. Por tanto la superficie BB' debe ser dejada en estado natural, no realizando ninguna operación de fratasado u otra operación de acabado más que en el resto de la cara superior de la zapata.

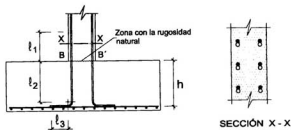


Figura 2-30

Sea cualquiera la sollicitación (incluso en el caso más simple de compresión centrada) la armadura del muro debe anclarse en la zapata. Si las barras trabajan a compresión, la longitud de anclaje debe conseguirse *exclusivamente* por prolongación recta. Por facilidad de construcción se dispone un empalme por solape a la salida de la zapata, que sirve para empalmar la armadura del muro con la de la zapata (armadura de espera). Lo más usual es que la armadura de espera sea idéntica en número y diámetro a la del muro. Esto exige que el canto h de la zapata sea suficiente para que el tramo recto de la armadura, l_2 , sea igual o superior a *dos tercios de la longitud de anclaje* y, por tanto, puede condicionar el canto mínimo de la zapata si el diámetro de la armadura de espera es grande. Esto se puede obviar, disponiendo, por cada barra de la armadura del muro, varias barras de espera, en contacto con la del muro a no más de 5ϕ entre la del muro y las de espera, siendo ϕ el diámetro más fino¹.

Si las barras están siempre en tracción (caso poco frecuente) la longitud de anclaje de las barras de espera puede conseguirse añadiendo a l_2 un codo y la longitud adicional que resulte necesaria, en horizontal, con lo cual el anclaje nunca condiciona el canto.

¹ Si las dos, o eventualmente tres, armaduras de espera que corresponden a la del pilar están muy próximas, recuérdese que forman grupo y en ese caso la longitud debe incrementarse un 30% para dos barras y un 40% para tres barras, de acuerdo con EHE.

La adopción de dos tercios de la longitud en lugar de la total de anclaje se debe a que el tema fue investigado experimentalmente como tesis doctoral bajo la dirección del autor por el Ingeniero de Caminos, D. Fernando Rodríguez López (2.14). Como conclusión se ha obtenido que en armaduras de espera, la longitud de anclaje puede reducirse en un tercio con respecto a lo indicado por EHE (2.5) siempre que el recubrimiento lateral sea grande, cosa habitual en zapatas que no sean de esquina ni de medianería (figura 2-31).

La armadura de espera no necesita estribos por razones resistentes, pero deben disponerse algunos con el fin de rigidizar el conjunto durante el hormigonado. En cualquier caso en la armadura de espera debe disponerse una longitud en horizontal ℓ_3 no menor que la cuadrícula de la parrilla de la zapata y como mínimo 300 mm, con el fin de que la armadura pueda ser atada a la parrilla y no se mueva durante el hormigonado.



Figura 2-31

2.8 ZAPATAS DE HORMIGÓN EN MASA

Presentan hoy escaso interés en nuestro país. Como puede verse en las tablas de cálculo directo (ANEJO N° 2), salvo en países que posean mano de obra muy barata y en cambio precios altos, comparativamente, para los materiales, las zapatas armadas resultan más baratas cuanto más flexibles, es decir cuanto más alta sea la cuantía y menor el canto. De todas formas exponemos a continuación el método de cálculo pues, en el caso de pequeñas obras y cargas reducidas, la zapata de hormigón en masa puede resultar interesante. (La resistencia mínima del hormigón, de acuerdo con EHE, es de 20 MPa para estructuras de hormigón en masa).

a) Flexión simple

La sección de referencia y los momentos flectores se calculan de manera idéntica al caso de zapatas armadas.

Las tensiones de flexión se calculan en régimen lineal para sección sin fisurar y no deben superar la resistencia a flexotracción, $f_{ck,flex}$, que de acuerdo con EHE se toma igual al valor

$$f_{ct,d} = \frac{0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{1,5}$$

En nuestra opinión, puede aceptarse para zapatas de pequeño tamaño y por tanto de escaso nivel de tracciones debidas a retracción y temperatura

$f_{ck,flex} = \frac{f_{cm,flex}}{1,3}$ y con $f_{cm,flex} = 1,44 \left[\frac{16,75 + h^{0,7}}{h^{0,7}} \right] f_{ct,m}$ y $f_{cm} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$, se obtiene:

$$f_{cd,flex} = 1,11 \left[\frac{16,75 + h^{0,7}}{h^{0,7}} \right] f_{ct,d}$$

Los valores de $f_{ct,d}$ vienen indicados en la Tabla T-2.4 (2.9).

TABLA T-2.4

f_{ck}	H-20	H-25	H-30	H-35	H-40	H-45	H-50
$f_{ct,d}$	1,0	1,2	1,4	1,5	1,6	1,8	1,9

Es interesante considerar el caso en que el vuelo $v = \frac{a_2 - a_1}{2} \leq 0,5h$. Llamando σ_{td} a la presión del terreno, bajo las acciones de cálculo.

$$M_d = \sigma_{td} \frac{v^2}{2} \quad \sigma_{ct} = \frac{6M_d}{h^2} = 3\sigma_{td} \left(\frac{v}{h} \right)^2$$

con lo que, como $\frac{v}{h} \leq 0,5$

$$\sigma_{cd,flex} \leq 0,75\sigma_{td}$$

y con $\sigma_{td} \approx 1,45 \sigma_t$, siendo σ_t la presión de servicio

$$\sigma_{cd,flex} \leq 1,09\sigma_t$$

Para los cantos habituales de zapatas puede adoptarse $f_{cd,flex} = 1,31 f_{cd,min} = 0,18 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$ y con ello para $\gamma_c = 1,5$ y los distintos valores habituales de σ_t , se indican a continuación las resistencias necesarias para el hormigón:

TABLA T-2.5

σ_t (N/mm ²)	0,1	0,2	0,3	0,5	1,0
f_{ck} (N/mm ²)	0,47	1,33	2,44	5,23	14,9

Por tanto, salvo en el caso de cimentaciones sobre roca, la armadura de flexión no es necesaria, siendo en ese caso válida la solución de hormigón en masa simplemente. No debe olvidarse sin embargo la necesidad de comprobar la compresión bajo el muro.

b) Esfuerzo cortante

Vale lo dicho en el caso de zapatas de hormigón armado, con la simplificación de que sea cualquiera la relación de vuelo a canto, la sección de referencia se sitúa a un canto de la cara del muro. La tensión cortante, cumplirá con

$$\frac{V_d}{d} \leq \frac{0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{\gamma_c} \quad [2.65]$$

es decir, no debe rebasar la resistencia de cálculo a tracción.

En el caso de que sobre la zapata actúe un momento, se generaliza a partir de 2.9.

2.9 CASO DE ZAPATAS SOMETIDAS A CARGA VERTICAL Y MOMENTO FLECTOR

a) Caso de distribución lineal de presiones

Si además del esfuerzo axial N actúa un momento flector M por unidad de ancho de cimiento, la distribución de tensiones sobre el suelo ya no es uniforme, sino que sigue una ley linealmente variable (Figura 2-32)

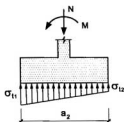


Figura 2-32

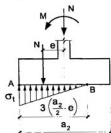


Figura 2-33

$$\sigma_t = \frac{N}{a_2} \pm \frac{6M}{a_2^2} \quad [2.66]$$

resultante de aplicar la ley de NAVIER a la sección de contacto, que se supone toda comprimida.

$$\sigma_{r1} = \frac{N}{a_2} + \frac{6M}{a_2^2} \quad [2.67]$$

$$\sigma_{r2} = \frac{N}{a_2} - \frac{6M}{a_2^2} \quad [2.68]$$

La hipótesis de que toda la sección esté comprimida conduce a:

$$\sigma_{r2} = \frac{N}{a_2} - \frac{6M}{a_2^2} \geq 0$$

y llamando e a la excentricidad $\left(e = \frac{M}{N}\right)$ se tiene:

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{a_2}{6} \quad [2.69]$$

Si no se cumple [2.69], las fórmulas [2.66] a [2.68] no son válidas, y la respuesta del terreno pasa de trapecial a triangular (figura 2-33).

El conjunto (N, M) es equivalente a la fuerza N con excentricidad $e = \frac{M}{N}$. El equilibrio exige que $AB = 3\left(\frac{a_2}{2} - e\right)$, y de ello:

$$\sigma_t = \frac{2N}{3\left(\frac{a_2}{2} - e\right)} \quad [2.70]$$

Para el dimensionamiento de la zapata todo lo dicho anteriormente sigue siendo válido con los lógicos cambios en las fórmulas para calcular momentos flectores y esfuerzos cortantes.

Debe prestarse atención al caso de zapatas en el que sobre alguna zona de la cara superior actúe un peso (rellenos, soleras, etc.) superior a la reacción del terreno sobre esa zona, pues al presentar momentos de signo inverso a los analizados, necesitarían armadura en cara superior o verificar que las tracciones pueden resistirse con el hormigón. En general las zapatas sometidas a momentos deben ser diseñadas para que las tensiones del terreno sobre ellas sean de compresión o nulas. En otro caso deben verificarse muy cuidadosamente los valores realmente posibles de las combinaciones de acciones. En cualquier

caso, es recomendable que $e \leq \frac{a_2}{3}$ ¹ pues en otro caso a pequeños incrementos de e le corresponden incrementos muy fuertes de σ_t . En casos particulares, debe estudiarse la seguridad al vuelco $C_{sv} = \frac{M}{N \cdot \frac{a_2}{2}}$ que normalmente se exige que sea superior a 1,5.

b) Caso de distribución rectangular de tensiones

La tendencia de los nuevos métodos de comprobación geotécnica de los cimientos, y en particular del EUROCÓDIGO EC-7 (2.15) es sustituir el bloque triangular de la figura 2-33 por uno rectangular.

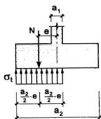


Figura 2-34

De acuerdo con ello, la presión, sea cualquiera la excentricidad e , viene dada por

$$\sigma_c = \frac{N}{(a_2 - 2e)} \quad [2.71]$$

Rige de todas formas la recomendación $e \leq \frac{a_2}{3}$ expuesta en el caso anterior.

A efectos estructurales la diferencia entre ambos métodos es despreciable².

2.10 MÉTODO PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS CORRIDAS DE HORMIGÓN ARMADO

El hecho de que, tanto con la Instrucción EHE, como con el EUROCÓDIGO 2 y con el MODEL CODE 90 la resistencia a corte de las losas de cimentación dependa de la cuantía de armadura de flexión, obliga a desarrollar un método de predimensionamiento para evitar tanteos que consumen tiempo.

¹ Esto equivale a que la distancia de la resultante al borde de la zapata no sea inferior a un sexto del ancho de la misma.

² Por supuesto el valor de la presión admisible σ_t' a efectos geotécnicos no es necesariamente la misma con ambos métodos.

Esto es especialmente necesario dado que, como puede verse con los datos de mediciones de acero y hormigón contenidos en el ANEJO N° 2, **la zapata corrida más económica es la de mínimo canto posible, es decir la de máxima cuantía de acero**¹.

a) MÉTODO DE EHE

El valor V_{cu} viene dado para $f_{ck} = 25$ MPa por la fórmula derivada de [2.63]

$$V_{cu} = 0,12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (2500 \rho_t)^{1/3} \cdot d \quad [2.72]$$

no considerándose en [2.72] valores de ρ_t superiores a 0,02 ni compresión transversal, σ'_{cd} , y el valor de V_d viene dado por

(En [2.72] ρ_t es la cuantía estrictamente necesaria)

$$V_d = \sigma_{sd} \left(\frac{a_2 - a_1}{2} - d \right) \quad [2.73]$$

Además, tomando momentos respecto a la cara del muro

$$M_d = \frac{\sigma_{sd}}{2} \left(\frac{a_2 - a_1}{2} \right)^2 = 0,9 A_s f_{yd} d \quad [2.74]$$

y haciendo $V_{cu} = V_d$ y tomando $\rho_t = \frac{A_s}{d}$, se obtiene para un acero B400:

$$\sigma_{sd} \left(\frac{a_2 - a_1}{2d} - 1 \right) = 0,12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \left[4 \sigma_{sd} \left(\frac{a_2 - a_1}{2d} \right)^2 \right]^{1/3} \quad [2.75]$$

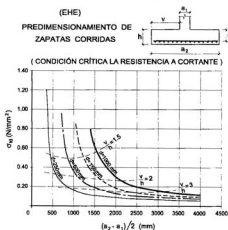


Figura 2-35

¹ Lo anterior es cierto con los precios del hormigón y acero habituales en los países desarrollados y semidesarrollados.

La relación [2.75] se indica en el gráfico de la figura 2-35 y permite obtener el canto mínimo y por tanto predimensionar la zapata de acuerdo con EHE.

b) MÉTODO DEL EUROCÓDIGO 2 Parte 3

Análogamente, el valor de cálculo del esfuerzo cortante viene dado por la expresión

$$V_d = \sigma_{sd} \left(\frac{a_2 - a_1}{2} - d \right) \quad [2.76]$$

El valor de agotamiento por esfuerzo cortante corresponde al valor, sin considerar compresión transversal, σ'_{cd} , (Ver fórmula [2.64])

$$V_{cu} = d \cdot \tau_{Rd} \left(1,6 - \frac{d}{1000} \right) (1,2 + 40 \rho_t) \quad [2.77]$$

(ρ_t es la cuantía estrictamente necesaria)

Igualando [2.76] y [2.77] obtenemos:

$$\sigma_{sd} \left(\frac{a_2 - a_1}{2} - d \right) - d \tau_{Rd} \left(1,6 - \frac{d}{1000} \right) (1,2 + 40 \rho_t) = 0 \quad [2.78]$$

Con $f_{ck} = 25$ MPa, lo que corresponde $\tau_{Rd} = 0,3$ N/mm² y con acero B 400

$$\sigma_{sd} \left(\frac{a_2 - a_1}{2} - d \right) - 0,3d \left(1,6 - \frac{d}{1000} \right) \left[1,2 + 0,064 \frac{\sigma_{sd}}{d^2} \left(\frac{a_2 - a_1}{2} \right)^2 \right] = 0 \quad [2.79]$$

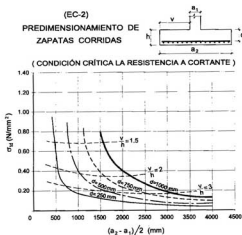


Figura 2-36

La figura 2-36 representa la relación [2.79] y permite obtener el canto mínimo y por tanto predimensionar la zapata de acuerdo con EC-2 Parte 3.

c) MÉTODO DEL CÓDIGO ACI 318

De acuerdo con esta norma, el predimensionamiento puede realizarse (Véase 2.3.2.d-3) con las fórmulas

$$V_{cu} = 0,13 \sqrt{f_{ck}} \cdot d \quad [2.80]$$

(La ecuación [2.50] da valores inferiores a [2.49] con las cuantías usuales en zapatas).

$$V_d = \sigma_{sd} \left(\frac{a_2 - a_1}{2} - d \right) \quad [2.81]$$

y con la condición $V_{cu} \leq V_d$ se obtiene la condición

$$\sigma_{sd} \left[\frac{(a_2 - a_1)}{2d} - 1 \right] - 0,13 \sqrt{f_{ck}} \geq 0 \quad [2.82]$$

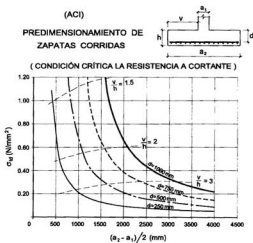


Figura 2-37

para $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ y $f_{yd} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ N/mm}^2$, la figura 2-37 representa la relación [2.82] y permite el predimensionamiento con el Código ACI 318.

Conclusión

Como puede verse, los cantos mínimos crecen, y de forma importante, al emplear las Normas ACI 318, EC-2 y EHE.

La fórmula EHE sigue en lo referente al esfuerzo cortante de losas sin armadura de corte, al MODEL CODE 90. Parece necesaria una revisión de ambas Normas en lo referente a este punto.

2.11 CONDICIÓN DE MÁXIMA RELACIÓN VUELO/CANTO DE ZAPATAS CORRIDAS POR RAZONES DE DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES SOBRE EL SUELO

En todo lo anterior hemos aceptado una distribución lineal de presiones de la zapata sobre el suelo, que resultaba constante para el caso de carga centrada.

Sin embargo es claro que esta hipótesis exige unas ciertas condiciones derivadas de las deformaciones relativas del suelo y del cimiento, es decir, de su interacción.

El tema se analizará en detalle en el Capítulo 7. De acuerdo con lo allí expuesto (ver 7.3) un voladizo, para aceptar la hipótesis de distribución lineal de presiones, según [7.3] ha de cumplir

$$v \leq 0,88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_c b}} \quad [2.83]$$

con los significados que allí se exponen.

Supongamos la inercia de la pieza sin fisurar, un hormigón H-25 y aceptemos que la aplicación de las cargas será lenta, con $b = 1 \text{ mm}$ y suponiendo $h = 1,1 d$.

Módulo medio de deformación del hormigón. Tomamos $\frac{1}{2} E_{ci} = \frac{1}{2} 8500(25 + 8)^{1/3} = 13632 \text{ N/mm}^2$ y sustituyendo en [2.83] y operando

$$\frac{v}{h} \leq \frac{7,22}{\sqrt[4]{K_c h}} \quad [2.84]$$

y con $h = 1,1 d$

$$\frac{\frac{a_2 - a_1}{2}}{d} \leq \frac{7,76}{\sqrt[4]{d K_c}} \quad [2.85]$$

El módulo del balasto del cimiento será calculado generalmente a partir de su determinación experimental mediante el valor K_{300} deducido del ensayo de placa de carga de 300-300 mm. Los valores para los suelos más frecuentes se recogen en la Tabla T-2.6

TABLA T-2.6
COEFICIENTES DE BALASTO (N/mm³)

TIPO DE TERRENO A TÍTULO INDICATIVO	COEFICIENTE DE BALASTO EN PLACA ϕ 750 mm K_{750}	COEFICIENTE DE BALASTO EN PLACA DE 300 · 300 mm K_{300}
Arcillas blandas	$K_{750} \leq 0,018$	$K_{300} \leq 0,04$
Arcillas compactas	$0,018 < K_{750} \leq 0,04$	$0,04 < K_{300} \leq 0,09$
Arenas poco densas	$0,01 < K_{750} \leq 0,02$	$0,02 < K_{300} \leq 0,05$
Arenas de compacidad media	$0,02 < K_{750} \leq 0,04$	$0,05 < K_{300} \leq 0,09$
Arenas densas	$0,04 < K_{750} \leq 0,08$	$0,09 < K_{300} \leq 0,18$
Rocas, gravas compactas	$K_{300} > 0,08$	$K_{300} > 0,18$

- **Arenas.** El valor de K_c en función de K_{300} viene dado por:

$$K_c = K_{300} \left(\frac{a_2 + 300}{2a_2} \right)^2 \approx 0,25 K_{300} \quad [2.86]$$

Con ello [2.85] se transforma en:

$$\frac{\frac{a_2 - a_1}{2}}{d} \leq \frac{10,97}{\sqrt[3]{dK_{300}}} \quad [2.87]$$

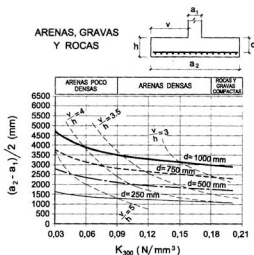


Figura 2-38

La condición [2.87] se recoge gráficamente en la figura 2-38. Por razones

prácticas se ha limitado el vuelo al valor $\frac{a_2 - a_1}{d} \leq 3,5$, que como puede verse resulta admisible en la mayoría de los casos aunque debe utilizarse siempre el gráfico de la figura 2-38 para dimensionar la zapata.

- **Arcillas.** En este caso, el valor de K_c está relacionado con el K_{300} a partir de la expresión:

$$K_c = \frac{\frac{\ell}{a_2} + 0,5}{1,5 \frac{\ell}{a_2}} \cdot \frac{300}{a_2} \cdot K_{300} \quad [2.88]$$

donde ℓ es la longitud de la zapata corrida, lo que para los valores de ℓ presentes en la práctica conduce a:

$$K_c = 200 \frac{K_{300}}{a_2} \quad [2.89]$$

con lo que [2.85] se transforma en:

$$\frac{\frac{a_2 - a_1}{d}}{\frac{2}{d}} \leq \frac{2,06}{\sqrt[4]{\frac{d}{a_2} K_{300}}} \quad [2.90]$$

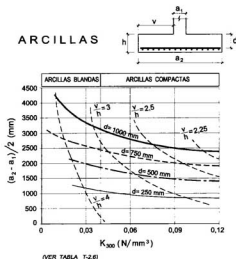


Figura 2-39

Los valores de [2.90] se recogen en el gráfico de la figura 2-39, en el que de nuevo se ha limitado el máximo vuelo a no más de 3,5 veces el canto útil, aunque debe utilizarse siempre el gráfico de la figura 2-39.

2.12 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

Además de lo dicho en 2.1 debe considerarse lo siguiente:

- a) Bajo la zapata deben disponerse siempre 100 mm de hormigón de limpieza y las armaduras deben apoyarse sobre separadores. La excavación de los 200 mm inferiores de terreno no debe ser hecha hasta inmediatamente antes de verter el hormigón de limpieza. Esta recomendación es especialmente importante en suelos cohesivos, para evitar su desecación en tiempo seco o su humectación, especialmente cuando es posible la lluvia.
- b) Siempre son más económicas las zapatas cuanto más flexibles.
- c) Salvo grandes zapatas, conviene disponer canto constante. Si se adopta canto variable debe disponerse junto a los paramentos del muro unas zonas horizontales de al menos 100 mm de ancho para montar encofrados del muro.
- d) Véase lo dicho en 2.7 sobre el tratamiento de la junta de hormigonado entre pilar y zapata.
- e) El canto mínimo en el borde será de 350 mm en zapatas de hormigón en masa y 250 mm en zapatas de hormigón armado.
- f) La separación máxima de armaduras no será superior a 300 mm ni inferior a 100 mm. Si es necesario se agruparán por parejas en contacto.
- g) En todo caso se considerará una cuantía geométrica mínima en el sentido principal de 0,0015 y lo mismo en sentido transversal.
(EHE no especifica cuantía geométrica mínima en zapatas. Tampoco lo hace el EUROCÓDIGO EC-2. El valor indicado es el establecido por EC-2 para piezas lineales en general).
- h) Por supuesto, rige la cuantía mínima mecánica por condiciones de no fragilidad, tal como se indicó en 2.3.2 a).
- i) EHE *recomienda* no emplear diámetros inferiores al $\phi = 12$ mm pero no indica la calidad. En nuestra opinión, en zapatas corridas pequeñas, puede bajarse al $\phi = 10$ mm en armadura principal y al $\phi = 6$ mm en reparto, todo ello en B 400 ó sus diámetros equivalentes en otras calidades.
- j) El recubrimiento lateral de las puntas de las barras, no debe ser inferior a 70 mm, por razón, no sólo de protección, sino para asegurarse de que las barras caben en el pozo excavado con unas tolerancias normales de excavación y de corte de las barras.
- k) Es recomendable modular las dimensiones horizontales en múltiplos de 250 mm y los cantos en múltiplos de 100 mm, con el fin de facilitar el proyecto y la ejecución. De acuerdo con esto los cantos mínimos expuestos en e) y establecidos en EHE pasan a 400 y 300 mm, respectivamente.

- l) En el caso de juntas de dilatación en “diapasón”, es decir, de dos muros contiguos cimentados sobre la misma zapata (figura 2-40), es siempre conveniente disponer una cierta armadura A'_s en cara superior, con el fin de controlar la fisuración que se produce al enfriarse la estructura, fenómeno que tiende a “desgarrar” la cara superior de la zapata.
- m) Para la forma y disposición de la armadura de espera, recuérdese lo indicado en 2.7.
- n) Para juntas de hormigonado, en el caso de grandes zapatas, debe seguirse lo indicado en el Capítulo 7 de Vigas de Cimentación.



Figura 2-40

2.13 DETALLES CONSTRUCTIVOS

En el texto que antecede se han indicado los detalles constructivos esenciales. En el MANUAL DE DETALLES CONSTRUCTIVOS EN OBRAS DE HORMIGÓN ARMADO citado como referencia (2.16) figura un conjunto completo de detalles constructivos con presentación en AUTOCAD y comentarios a cada detalle. (Detalles 01.01 y 01.02).

2.13.1 TABLAS PARA EL DIMENSIONAMIENTO INMEDIATO DE ZAPATAS CORRIDAS

En el ANEJO N° 2 figuran 30 tablas para el dimensionamiento inmediato de zapatas corridas en terrenos con presiones admisibles de 0,1 a 0,5 N/mm² de acuerdo con EHE, EC-2 y ACI 318.

EJEMPLO 2.1

Un muro de fachada de hormigón de 250 mm de espesor perteneciente a una edificio de viviendas, se cimenta mediante una zapata corrida. El hormigón es de resistencia $f_{ck28} = 25$ MPa, tanto en el muro como en la zapata. El muro va armado con ϕ 25 de acero B400S a 250 mm de separación, en cada cara. La presión admisible en el terreno es de 0,2 N/mm². Proyectar la zapata de acuerdo con EC-2 con acero B400S de forma que resulte de coste mínimo, sabiendo que el muro transmite a la zapata una carga vertical $N_g = 400$ kN y $N_q = 200$ kN por metro lineal. Nivel de control intenso. Se supone terreno húmedo.

Solución:

Una estimación aproximada del ancho de zapata, para $\sigma'_r = 200$ kN/m² es:

$$a_2 = \frac{600}{200} = 3 \text{ m}$$

Como falta considerar el peso propio, todavía no conocido, adoptamos $a_2 = 3250 \text{ mm}$ ¹. La zapata más económica es la de canto mínimo (figura 2-41).

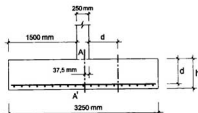


Figura 2-41

Se toma como ancho la unidad.

$$\sigma_M = \frac{1,35 \cdot 400 + 1,5 \cdot 200}{3,25} = 258,5 \text{ kN/m}^2 = 0,26 \text{ N/mm}^2$$

De acuerdo con la figura 2-36, con $\frac{a_1 - a_2}{2} = 1500 \text{ mm}$, resulta $d = 550 \text{ mm}$ y, por tanto, $h = 600 \text{ mm}$.

Calculando ahora la tensión definitiva sobre el terreno

$$\sigma'_t = \frac{600}{3,25} + 0,6 \cdot 25 = 199,6 \text{ kN/m}^2 < 0,2 \text{ N/mm}^2$$

Para el cálculo a flexión, la sección de referencia es la AA' distante $0,15 a_1 = 37,5 \text{ mm}$ de la cara del muro, hacia el interior. La tensión de cálculo es $\sigma_M = 258,5 \text{ kN/m}^2$.

$$M_d = \frac{N_d}{2a_2} \left(\frac{a_2 - a_1}{2} + e \right)^2 = \frac{(1,35 \cdot 400 + 1,5 \cdot 200)}{2 \cdot 3,25} (1,5 + 0,0375)^2 = 305,5 \text{ m kN/m}$$

Con $h = 0,60 \text{ m}$ puede estimarse $d = 0,55 \text{ m}$.

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} b d^2} = \frac{305,5}{16667 \cdot 1 \cdot 0,55^2} = 0,061$$

y entrando en el gráfico GT-1 se obtiene:

$$\omega = \frac{U_s}{f_{cd} b d} = 0,063 \quad U_s = 0,063 \cdot 16,67 \cdot 1000 \cdot 550 = 577.616 \text{ N} \quad (A_{s,est} = 1661 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Adoptamos 10 $\phi 16 \text{ p.m.l.}$

¹ De acuerdo con lo dicho en el texto, se modulan las dimensiones horizontales en múltiplos de 250 mm y los cantos en múltiplos de 100 mm.

La comprobación de las condiciones de fisuración, se realiza de forma directa con la tabla GT-5 y suponiendo un recubrimiento de 30 mm, resulta conforme ya que

$$k = \frac{400 + 0,3 \cdot 200}{600} = 0,77$$

$$\sigma_s \approx k \frac{M}{0,88 d \cdot A_s} \approx 0,77 \cdot \frac{218,2 \cdot 10^6}{0,88 \cdot 550 \cdot 2010,6} = 172,6 \text{ N/mm}^2, \text{ que vale.}$$

Siendo $v = 1500 \text{ mm}$ y $h = 600 \text{ mm}$, el anclaje debe realizarse de acuerdo con la figura 2-19 a), para $\phi = 16 \text{ mm}$, con lo que resulta prolongación recta.

Por tanto es suficiente disponer la armadura de lado a lado de la zapata, tal como se indica en la figura 2-42.

La armadura de reparto debe cubrir un momento

$$\frac{M_d}{f_{ct} b d^2} \approx \frac{1}{5} 0,061 = 0,012$$

y el ábaco GT-1 nos da (estimamos $d' \approx 560 \text{ mm}$):

$$\omega = \frac{U_s}{f_{ct} b d} = 0,024 \quad U_s = 0,024 \cdot 16,67 \cdot 1000 \cdot 560 = 224.045 \text{ N}$$

que equivale a 6 barras de $\phi 12$ por metro de ancho ($d = 600 - 30 - 6 = 564 \text{ mm}$, que resulta válido).

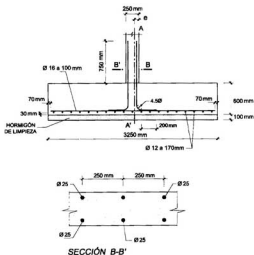


Figura 2-42

$\ell_b = 750 \text{ mm}$

que supera el canto de la zapata. Aceptamos $\ell_b = \frac{2}{3} 750 = 500 \text{ mm}$ de acuerdo con (2.7). El canto disponible en la zapata es $600 - 30 - 12 - 16 = 542 \text{ mm}$, luego es suficiente para anclar.

EJEMPLO 2.2

Solución:

En condiciones de servicio

$$e = \frac{300}{400 + 200} = 0,50 \text{ m}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{a_c - 2e} = \frac{600}{3,25 - 2 \cdot 0,5} = 266,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_t = 0,267 + 25 \cdot 10^{-6} \cdot 600 = 0,282 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{t,adm}$$

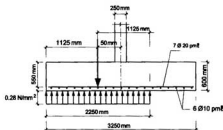


Figura 2-43

En valores de cálculo, teniendo en cuenta la combinación de acciones para viento previstas en EHE (Véase (2.7)) en el caso de viento

$$e_d = \frac{0,6 \cdot 1,50 \cdot 300}{1,35 \cdot 400 + 1,5 \cdot 200} = 0,32 \text{ m}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{1,35 \cdot 400 + 1,50 \cdot 200}{3,25 - 2 \cdot 0,32} = 319 \text{ kN/m}^2 \approx 0,32 \text{ N/mm}^2$$

$$M_d = 319 \cdot \frac{(1,50 + 0,0375)^2}{2} = 377 \text{ mkN/m}$$

Con $d = 0,55 \text{ m}$

$$\frac{M_d}{f_{cd} b d^2} = \frac{377}{16.667 \cdot 1 \cdot 0,55^2} = 0,075$$

y entrando en el gráfico GT-1,

$$\omega = \frac{U_s}{f_{cd} b d} = 0,077 \quad U_s = 0,077 \cdot 16,67 \cdot 1000 \cdot 550 = 705.974 \text{ N}$$

7 ϕ 20 p.m.l.

Como la armadura de reparto puede tomarse aproximadamente como

$$0,2 \cdot 705.974 = 141.195 \text{ N} \rightarrow \phi 10 \text{ a } 200 \text{ mm (figura 2-43)}.$$

Siendo $v = 1500 \text{ mm}$ y $h = 600 \text{ mm}$, el anclaje de acuerdo con la figura 2.19 a) para $\phi = 20 \text{ mm}$ se hace por prolongación recta.

Para la armadura de espera vale lo dicho en el Ejemplo 2.1.

BIBLIOGRAFÍA

- (2.1) GUERIN, A.: "Traité de Béton Armé", Tomo III: Les Fondations. Dunod, París., 1963.
- (2.2) BOWLES, J.E.: "Foundation Analysis and Design". 3ª Edición. McGraw-Hill, 1982.
- (2.3) LANCELLOTTA, R.; CALAVERA, J. "Fondazione". Mc Graw Hill. Milano. 1999.
- (2.4) JIMÉNEZ SALAS, J.A. et al.: "Geotecnia y Cimientos", Tomo II, 1ª parte, capítulo I: "Cimentaciones Superficiales", por C. Lorente de No, Madrid, 1980.
- (2.5) EHE "Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón Estructural". Ministerio de Fomento. Madrid, 1998.
- (2.6) "EUROCODE 2: Design of Concrete Structures – Part 3: Concrete Foundations". 1998.
- (2.7) CALAVERA, J.: "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón ". 1ª Edición, INTEMAC, Madrid, 1999.

- (2.8) CEB-FIP MODEL CODE FOR CONCRETE STRUCTURES. 1990.
- (2.9) "EUROCODE 2 Design of Concrete Structures". Commission of the European Communities. 1989.
- (2.10) ACI 318-99 "Building Code Requirements for Structural Concrete". American Concrete Institute. Detroit. 1999.
- (2.11) GUERRIN, A.: "Traité de Béton Armé", Tomo II, Dunod, París, 1971.
- (2.12) KUPFER, H.; HILSDORF, H.K. y RÜSCH, H.: "Behaviour of Concrete Under Biaxial Stress". Journal ACI, agosto 1969.
- (2.13) CALAVERA, J.; GONZÁLEZ VALLE, E.; DELIBES, A. e IZQUIERDO, J.M.: "Ensayos de corte en la superficie de contacto entre hormigones de piezas prefabricadas y hormigones vertidos in situ". Estudios e Investigaciones, abril 1976.
- (2.14) RODRIGUEZ LÓPEZ, F.: "Investigación experimental de las longitudes de anclaje de las armaduras de los pilares de hormigón armado en los cimientos". Tesis doctoral bajo la dirección de J. Calavera. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, 1987.
- (2.15) EUROCÓDIGO EC-7: Geotechnical Design. Part 1. General Rules. (Draft 1 Nov. 1998).
- (2.16) CALAVERA, J. "Manual de Detalles Constructivos en Obras de Hormigón Armado". INTEMAC. Madrid. 1993.

CAPÍTULO 3

ZAPATAS AISLADAS

3.1 GENERALIDADES

Se entiende por zapata aislada aquella sobre la que carga un solo pilar (figuras 3.1 a) y 3.1 b)). Como excepción, se considera también como zapata aislada aquella sobre la que cargan dos pilares contiguos separados por una junta de dilatación, tipo «diapasón» (figura 3.1 c)). A todos los efectos de cálculo, en lo que sigue, ambos pilares se consideran como un pilar único con perímetro el circunscrito.

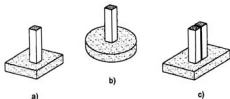


Figura 3-1



Figura 3-2

El funcionamiento de una zapata de este tipo es complejo y el cálculo se realiza mediante métodos simplificados. Lo dicho en el capítulo 2 sobre las zapatas rígidas y flexibles es válido también aquí.

A las formas de rotura vistas en 2.1 debe añadirse ahora la rotura por punzonamiento, según un tronco de pirámide (o un tronco de cono si el pilar es circular), tal como se indica en la figura 3-2.

La distribución de presiones se considera siempre uniforme, de acuerdo con lo dicho en 2.2 salvo si existe momento, en cuyo caso se aplica lo expuesto en 3.9. La justificación del reparto lineal se expuso en 2.9.

3.2 ZAPATAS RÍGIDAS DE HORMIGÓN ARMADO

3.2.1 ZAPATAS RÍGIDAS EN AMBAS DIRECCIONES. MÉTODO GENERAL DE BIELAS Y TIRANTES

Consideramos la zapata indicada en la figura 3-3, en la que $v \leq 2h'$ en ambas direcciones principales.

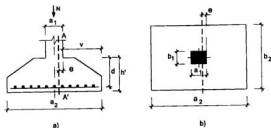


Figura 3-3

a) Dimensionamiento de la armadura

El cálculo en cada una de las alineaciones principales es realizado de acuerdo con lo expuesto para zapatas corridas en el apartado 2.3.1.1 y por lo tanto las armaduras necesarias paralelas a las dimensiones a_2 y b_2 vienen dadas por las fórmulas:

$$A_{sa} = \frac{N_d (a_2 - a_1)^2}{8 d_a f_{yd}} \quad [3.1]$$

$$A_{sb} = \frac{N_d (b_2 - b_1)^2}{8 d_b f_{yd}} \quad [3.2]$$

En sentido estricto, la armadura paralela a la dimensión mayor, debe colocarse debajo, para no perder canto ($d_a \neq d_b$). Sin embargo, en zapatas cuadradas suele armarse con armaduras iguales en cada sentido calculadas para el menor de los cantos útiles d_a y d_b . Esto supone un pequeño exceso de armadura pero simplifica la ferralla.

b) Compresión en las bielas

La compresión en las bielas, de acuerdo con la figura 3-4, se obtiene de forma análoga a lo expuesto en 2.3.1.1. b).

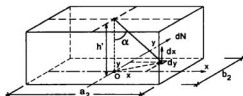


Figura 3-4

$$dC = \frac{dN}{\cos \alpha}$$

$$dN = \frac{N}{a_2 b_2} \cdot dx \, dy$$

con $\cos \alpha = \frac{h'}{\sqrt{h'^2 + x^2 + y^2}} \cdot y \cdot ds = dx \, dy \cos^2 \alpha$

se tiene

$$\sigma_c = \frac{dC}{ds} = \frac{dC}{dx \cdot dy \cos^2 \alpha} = \frac{dC}{dx \cdot dy \cdot \frac{h'^2}{h'^2 + x^2 + y^2}}$$

cuyo valor es máximo para $x = \frac{a_2}{2}$ e $y = \frac{b_2}{2}$. Operando se tiene

$$\sigma_{c, \max} = \frac{N}{a_2 b_2} \left[1 + \left(\frac{\frac{a_2}{2}}{h'} \right)^2 + \left(\frac{\frac{b_2}{2}}{h'} \right)^2 \right] \quad [3.3]$$

y como por la condición de rigidez de la zapata

$$\frac{a_2}{2} \leq 2h' \quad \text{y} \quad \frac{b_2}{2} \leq 2h'$$

resulta de [3.3]

$$\sigma_c \leq 9 \sigma_t$$

donde σ_t es la tensión sobre el terreno en condiciones de servicio, por lo que resulta superflua la comprobación.

c) Condiciones de anclaje

c-1) Zapatas con $v \leq h$

Valen íntegramente las consideraciones, fórmulas y gráficos incluidos en el apartado 2.3.1.1.d).

c-2) Zapatas con $v > h$

Se aplica el método expuesto más adelante para zapatas flexibles.

d) Influencia del rozamiento suelo-cimiento

Vale lo dicho en 2.3.1.1.f).

3.2.2 ZAPATAS RÍGIDAS EN AMBAS DIRECCIONES. MÉTODO DISCRETIZADO DE BIELAS Y TIRANTES

Se aplica el método expuesto en 2.3.1.2, sucesivamente en cada dirección principal.

3.2.3 ZAPATAS RÍGIDAS EN AMBAS DIRECCIONES. CÁLCULO A ESFUERZO CORTANTE

La instrucción EHE (3.1) no especifica ninguna comprobación de este tipo. En nuestra opinión si $v \leq h$, el funcionamiento como sistema de bielas hace innecesaria tal comprobación, pues elimina ese modo de fallo.

Si $h < v \leq 2h$, se está en un campo de transición gradual de la zapata rígida a la flexible, y conviene en ese caso realizar la comprobación de acuerdo con el método que más adelante se expone para zapatas flexibles.

3.2.4 ZAPATAS RÍGIDAS EN AMBAS DIRECCIONES. COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN

Se realiza de acuerdo con lo expuesto más adelante para el caso de zapatas flexibles.

3.3 ZAPATAS RÍGIDAS EN UNA DIRECCIÓN Y FLEXIBLES EN LA OTRA

En la dirección en que la zapata sea rígida el cálculo debe realizarse de acuerdo con lo ya expuesto. En la dirección en que sea flexible, de acuerdo con lo indicado en lo que sigue.

3.4 MÉTODO GENERAL DE CÁLCULO PARA ZAPATAS FLEXIBLES

Llamamos N al esfuerzo actuante sobre la zapata¹ (figura 3-5). La presión transmitida vale, por tanto:

¹ Excluido por tanto el peso de ésta.

$$\sigma_t = \frac{N}{a_2 b_2} \quad [3.4]$$

y es uniformemente repartida.

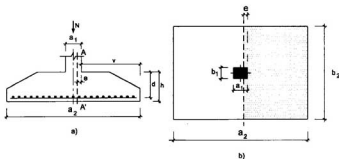


Figura 3-5

a) *Cálculo a flexión.* El cálculo se realiza, en cada dirección principal, respecto a una sección de referencia AA', retrasada respecto a la cara del pilar una distancia e , siendo:

$e = 0,15 a_p$, si el pilar es de hormigón.

e = la mitad de la distancia entre la cara del pilar y el borde de la placa de apoyo, si el pilar es metálico.

Si el pilar de hormigón o la placa de apoyo metálica no son rectangulares sino que tienen forma de polígono regular o forma circular, se sustituyen a estos efectos por un cuadrado de la misma área.

El momento flector, en la dirección de a_2 , se calcula aplicando la tensión [3.4] a la zona de zapata situada hacia fuera de la sección de referencia AA' y vale, por tanto:

$$M_d = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_d}{a_2} \left(\frac{a_2 - a_1}{2} + e \right)^2 \quad [3.5]$$

El momento actúa sobre una sección de ancho b_2 y canto el de la zapata en cara del pilar, pero no más de $1,5v$, siendo v el vuelo de la sección considerada.

En caso necesario (zapatas escalonadas), el cálculo debe repetirse en otras secciones, ya que éstas pueden estar en peores condiciones.

¹ Si el pilar es metálico, a_1 en esta fórmula es el ancho del pilar más el vuelo de la placa.

El cálculo debe ser repetido de forma análoga en dirección ortogonal. Préstese atención a que, debido al cruce de armadura, el canto d no es el mismo en ambos sentidos. Debe colocarse encima la armadura paralela a la dimensión menor, si es que la zapata no es cuadrada.

En todo caso, si la zapata es cuadrada, la armadura debe distribuirse uniformemente en todo el ancho b_2 .

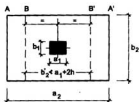


Figura 3-6

Si la zapata es rectangular (figura 3-6), la armadura paralela al lado mayor se distribuye uniformemente en el ancho b_2 . Una fracción de la armadura total A_s paralela al lado menor igual a:

$$\frac{2A_s b_2}{a_2 + b_2} \quad [3.6]$$

se distribuye en un ancho b'_2 centrado con el pilar, *pero este ancho no se tomará inferior a $a_1 + 2h$* . El resto de la armadura se distribuye uniformemente en las dos zonas restantes.

En cualquier caso, la armadura en una dirección no debe absorber p.m. de ancho un momento inferior al 20% del que absorbe p.m. de ancho la armadura en dirección ortogonal.

El cálculo a flexión, como vimos en el Capítulo 2, puede realizarse con los ábacos y tablas GT-1 y GT-2.

- b) *Comprobación de las condiciones de fisuración.* De acuerdo con EHE, la comprobación a fisuración es necesaria en piezas superficiales, por lo que rige para zapatas aisladas. Para la comprobación pueden utilizarse las tablas GT-5 y GT-6. Valen aquí análogas consideraciones a las que se hicieron en 2.3.2b) sobre la necesidad de emplear recubrimientos amplios y sobre las condiciones que rigen para los separadores (figura 2-15).

1 EHE toma este reparto de ACI-318, que a su vez lo adaptó a la vista de los resultados de ensayo de zapatas reales.

Recuérdese que la comprobación de fisuración se hace para la combinación de acciones cuasipermanentes.

c) *Cálculo de las condiciones de anclaje*

Vale íntegramente la exposición, fórmulas y gráficos relacionados en 2.3.2c).

c-1) *Anclaje por adherencia.* Rige lo expuesto en 2.3.2.c-1), y por tanto las fórmulas [2.38], [2.39] y [2.40], particularizadas como veremos para el caso pésimo $\cotg \theta = 2$, es decir $\theta = 27^\circ$, o el menor valor de θ que sea físicamente posible. El gráfico de la figura 2-19 permite decidir inmediatamente si basta la prolongación recta, es necesaria la patilla o si eventualmente se precisa una longitud adicional [2.41].

Si se desea refinar aún más el cálculo de la longitud de anclaje, es posible hacerlo utilizando la reducción de que especifica el MODEL CODE 90 (3.2), teniendo en cuenta la armadura de cosido y la presión ortogonal ejercida por la reacción del suelo (figura 3-7).

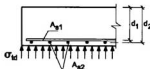


Figura 3-7

El valor de $\ell_{b,net}$ puede tomarse como

$$\ell_{b,net} = \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \ell_b \cdot \frac{A_{s,rec}}{A_{s,real}} \quad [3.7]$$

donde

$$\alpha_3 = 1 - 0,15 \frac{C_{nom} - 3 \phi_1}{\phi_1} \quad \begin{cases} \geq 0,7 \\ \leq 1,0 \end{cases}$$

$$\alpha_4 = 1 - 0,20 \frac{A_s - 0,06 \frac{\pi \phi_1^2}{s_1} \cdot \ell_b}{\pi \phi_1^2} \quad \begin{cases} \geq 0,7 \\ \leq 1,0 \end{cases}$$

$$\alpha_5 = 1 - 0,04 \sigma_{md} \quad \begin{cases} \geq 0,7 \\ \leq 1,0 \end{cases}$$

donde

- C_{nom} : recubrimiento nominal de la armadura que se ancla (mm)
 ϕ_l : diámetro de la armadura que se ancla (mm)
 A_{st} : área de armadura perpendicular a la que se ancla comprendida en la longitud de anclaje y **situada por debajo de ésta** (mm²). (Si no la hay $\alpha_d = 1$)
 ℓ_b : longitud básica de anclaje de la armadura que se ancla (mm)
 σ_{rd} : presión de cálculo entre zapata y suelo (N/mm²)

Este valor es el que debe introducirse en las fórmulas [2.38], [2.39] y [2.40].

En los casos ordinarios la reducción debida a la presión del suelo es poco significativa. Sí es importante la de la armadura transversal de cosido de la fisura longitudinal potencial en la zona de anclaje de la barra que se ancla, *pero debe observarse que sólo es aplicable a las barras de la capa superior* ya que son las únicas que tienen armadura inferior de cosido. En el caso de zapatas cuadradas, como en el cálculo de la sección de armadura (si se disponen ambas iguales) se habrá tomado el canto útil menor d_1 , puede en cambio reducirse también la longitud de anclaje de

la capa inferior tomando $\frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} \cdot \frac{d_1}{d_2}$ como factor reductor de $\ell_{b,net}$ en las fórmulas [2.38], [2.39] y [2.40].

Las longitudes básicas de anclaje figuran en las tablas GT-7 y GT-8.

- c-2) *Anclaje mediante soldadura de barras transversales.* Vale íntegramente lo dicho en 2.3.2 c-2) y en particular la fórmula [2.44] y el ANEJO N° 1.
- d) *Cálculo a esfuerzo cortante y punzonamiento.* Consideramos conjuntamente las zapatas rígidas con $v > h$ y las flexibles. Posteriormente, presentamos un método alternativo unificado para todo tipo de zapatas, adoptado de la Norma Norteamericana ACI-318.
- d-1) *Zapatas rígidas con $v > h$.* A su vez distinguiremos dos comprobaciones:

d-1.1) *Comprobación a corte.* La sección de referencia es la situada a un canto útil d de la cara del pilar, si éste es de hormigón, o de la mitad del vuelo de la placa de anclaje, si el pilar es metálico. (figura 3-8).

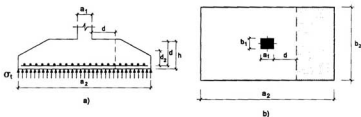


Figura 3-8

El esfuerzo cortante de cálculo resulta para presión uniforme de cálculo σ_d y en la dirección a_2

$$V_d = \sigma_d b_2 \left(\frac{a_2 - a_1}{2} - d \right) \quad [3.8]$$

siendo d el canto útil en cara del pilar. (Análogamente se plantea el cálculo para la dirección b_2). El esfuerzo cortante de agotamiento V_u viene dado en todo caso por las fórmulas [2.47] para la Instrucción EHE, [2.48] para el EUROCÓDIGO EC-2 (3.3) y (3.4) y [2.49] para el CÓDIGO ACI 318 (3.5).

La comprobación debe repetirse de forma análoga en caso de que existan secciones más alejadas del pilar que estén en peores condiciones, como puede ocurrir en algunos tipos de zapatas escalonadas.

La comprobación debe realizarse también en la otra dirección principal, salvo que resulte evidente que no es necesaria, como es el caso de que en esa dirección la zapata cumpla la condición $\frac{v}{h} \leq 1$.

Si la comprobación $V_d \leq V_{cu}$ no se cumple, puede disponerse armadura transversal en cada dirección, de acuerdo con la teoría general de esfuerzo cortante en piezas lineales. Es siempre una solución antieconómica y, casi seguro, ilógica. Siempre es preferible aumentar el canto si es posible.

d-1.2) Comprobación a punzonamiento. Veremos a continuación los tres métodos posibles, de forma análoga a como hicimos en el caso de la comprobación a esfuerzo cortante:

1. Método de EHE

El perímetro crítico a punzonamiento se define de acuerdo con lo indicado en la figura 3-9.

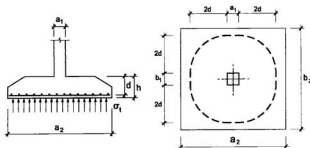


Figura 3-9

La fuerza de punzonamiento, que es la actuante fuera del perímetro crítico, viene dada por la expresión

$$V_{pd} = \sigma_{rd} \left[a_2 b_2 - a_1 b_1 - 4d (a_1 + b_1) - 4\pi d^2 \right] \quad [3.9]$$

La superficie resistente a punzonamiento, viene definida por el producto del perímetro crítico, definido anteriormente, por el canto útil medio,

$$d = \frac{d_1 + d_2}{2} \text{ donde } d_1 \text{ y } d_2 \text{ son los cantos útiles en las dos direcciones}$$

principales

$$S_p = 2 (a_1 + b_1 + 2\pi d) d \quad [3.10]$$

El valor de la resistencia a punzonamiento viene dado por el producto de S_p por la tensión resistente a punzonamiento

$$V_{pu} = V_{cu} \cdot S_p$$

$$\text{donde} \quad V_{cu} = 0,12 \xi (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \quad [3.11]$$

$$\text{siendo} \quad \xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (d \text{ en mm})$$

ρ_l : cuantía geométrica ponderada de la armadura de flexión.

$\rho_l = \sqrt{\rho_1 \cdot \rho_2}$, siendo ρ_1 y ρ_2 las cuantías geométricas en las dos direcciones principales. (Son las cuantías estrictamente necesarias).

La fórmula anterior es adecuada para aceros B 400. Si se emplean aceros B 500 el valor de ρ_l debe multiplicarse por 1.25.

La comprobación se realiza con

$$V_{pd} \leq S_p \cdot V_{cu} = 0,12 \xi (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} (a_1 + b_1 + 2\pi d) \cdot 2d \quad [3.12]$$

En [3.12] no se consideran valores de ρ_l superiores a 0,02 y el valor a considerar es el estrictamente necesario.

Si el pilar tiene en el arranque momentos importantes, puede multiplicarse en lo anterior el valor de V_{pd} por 1,15.

2. Método del EUROCÓDIGO EC-2 Parte 3¹

El perímetro crítico se define de acuerdo con lo indicado en la figura 3-10 y de acuerdo con ello,

¹ En lo que sigue, adoptamos las reglas del EUROCÓDIGO EC-2 (3.4). Esta norma general está modificada por la Parte 3 (3.4) que establece el perímetro crítico a la distancia d y no a $1,5 d$. Como esta reducción del perímetro crítico no ha ido acompañada de un aumento de la tensión de agotamiento, resultaría excesivamente prudente en este aspecto concreto.

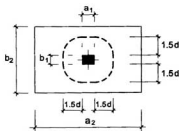


Figura 3-10

la fuerza de punzonamiento viene dado por

$$V_{pd} = \sigma_{td} \left[a_2 b_2 - a_1 b_1 - 3d (a_1 + b_1) - 2,25\pi d^2 \right] \quad [3.13]$$

donde, como en el caso anterior $d = \frac{d_1 + d_2}{2}$.

El valor de la resistencia a punzonamiento viene dado por el producto de S_p para la tensión resistente de punzonamiento.

$$V_{pu} = V_{cu} \cdot S_p$$

$$V_{cu} = \tau_{rd} \cdot k (1,2 + 40 \rho_t) \quad [3.14]$$

donde:

τ_{rd} se definió en la Tabla T-2.2.

$k = 1,6 - d \neq 1$ con d en m

$$\rho_t = \sqrt{\rho_1 \cdot \rho_2} \neq 0,015$$

Análogamente al caso anterior si el acero es B 500, el valor de ρ_t en [3.14] deberá multiplicarse por 1,25 y los valores de ρ a considerar son los estrictamente necesarios.

La fórmula de comprobación resulta por tanto

$$V_{pd} \leq V_{cu} \cdot S_p$$

y sustituyendo

$$V_{pd} \leq \tau_{rd} \cdot (1,6 - d) (1,2 + 40 \rho_t) [2 (a_1 + b_1) + 3\pi d] d \quad [3.15]$$

EC-2 limita la aplicación de estas fórmulas a los casos de:

- Pilares circulares de diámetro no superior a $3,5 d$
- Pilares rectangulares con perímetro no superior a $11 d$, ni relación de largo a ancho superior a 2.

Véase a este propósito el punto e) de este apartado.

Si el pilar tiene en su pie momentos importantes, puede multiplicarse en lo anterior V_{pd} por 1,15.

3. Método del ACI 318-99

Se realiza tomando el valor de cálculo del esfuerzo punzante

$$V_{pd} = \sigma_{ed} \left[a_2 b_2 - (a_1 + d)(b_1 + d) \right] \quad [3.16]$$

fórmula deducida de suponer una superficie crítica rectangular situada a $d/2$ de las caras del pilar¹ (figura 3-11).

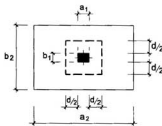


Figura 3-11

Con este método, el valor punzante de agotamiento viene dado por el menor de los valores siguientes:

$$\left. \begin{aligned} V_{pu} &= 0,13 \left(1 + \frac{2}{\lambda} \right) \sqrt{f_{ck}} S_p \neq 0,23 \sqrt{f_{ck}} S_p \\ V_{pu} &= 0,065 \left(\frac{\alpha_s d}{u_1} + 2 \right) \sqrt{f_{ck}} S_p \neq 0,23 \sqrt{f_{ck}} S_p \end{aligned} \right\} \quad [3.17]$$

donde λ es la relación del lado mayor al menor de la sección del pilar, $S_p = [4d + 2(a_1 + b_1)]d$, u_1 es el perímetro crítico, d el canto útil y α_s un coeficiente que vale 40 para pilares interiores, 30 para pilares de borde y 20 para pilares de esquina.

Obsérvese que [3.17], en el caso de pilares de sección transversal alargada, reduce el valor de la tensión V_{pu} de punzonamiento hasta igualarlo al de corte según ACI 318. Volveremos sobre este punto más adelante.

¹ Si el pilar es circular se reemplaza a estos efectos por uno cuadrado de sección transversal equivalente.

En la referencia (3.2) se generaliza el valor de λ para pilares de sección cualquiera (figura 3-12), tomando como valor de λ la relación de la máxima dimensión de la zona circunscrita a la real de carga y de mínimo perímetro, a la menor dimensión tomada en sentido perpendicular a la máxima.

La figura 3-12 indica la aplicación de lo anterior a un pilar de sección curvilínea.

Como en los apartados anteriores, puede aumentarse la resistencia mediante la adición de armadura transversal.

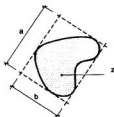


Figura 3-12

e) *Algunas consideraciones adicionales sobre el cálculo a punzonamiento.* Con carácter orientador, creemos útil exponer las siguientes consideraciones:

- Debe tenerse en cuenta que si la sección transversal de un pilar es muy alargada la rotura se parece más a una por corte que a una por punzonamiento.
- RICE y HOFFMAN en la referencia (3.6) señalan una anomalía y es que, si el valor de λ es muy alto, pero el lado mayor del pilar no es superior al canto de la zapata, se está de todas formas en un caso de punzonamiento y parece más lógico calcularlo así.
- Por el contrario, si ambas dimensiones a_i y b_i son muy grandes respecto al canto (cosa que ocurre en algunas pilas de puente, construcciones industriales, etc.) aunque λ sea igual a 1, se está realmente en un caso de corte poligonal y no en un caso de punzonamiento.

3.5 PUNZONAMIENTO Y CORTE DE GRANDES PILAS, PILARES, CHIMENEAS Y TORRES

En ciertas estructuras tales como chimeneas, torres, depósitos, pilas de puente, etc., aparecen casos particulares de comprobación a esfuerzo cortante y punzonamiento como los que a continuación se indican:

a) Pilas huecas. (figura 3-13)

Pueden darse dos situaciones diferentes:

- a-1) Si se forman dos perímetros críticos $A'B'C'D'$ y $A''B''C''D''$, (figura 3-13 a)).**

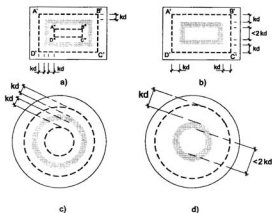


Figura 3-13

En este caso debe realizarse la comprobación a corte sumando los perímetros exterior e interior y considerando sus correspondientes áreas de reacción, de acuerdo con la teoría general ya expuesta en 3.4.d.1.2), con $k = 1$ tanto con EHE como con EC-2 y ACI 318.

- a-2) Una de las dos dimensiones interiores del hueco es menor que $2kd$ (figura 3-13 b)).**

En este caso se está en una situación de punzonamiento con perímetro crítico $A'B'C'D'$, y la solución varía considerablemente según las normas:

- **EHE.** ($k = 2$). No considera específicamente el caso, por lo que sigue la teoría general expuesta en 3.4.d.1.2). Si hay momentos flectores apreciables en el arranque de la pieza, se aplica el coeficiente $1,15$ expuesto en 3.4.d.1.2).
- **EUROCÓDIGO EC-2.** ($k = 1,5$). El punzonamiento se comprueba de acuerdo con lo expuesto en 3.4.d.1.2), pero modificando la longitud del perímetro crítico a considerar en el cálculo.

- Si la sección es una corona circular con diámetro exterior no superior a $3d$, o rectangular con perímetro no superior a $11d$ y relación largo a ancho no superior a 2, se aplica la teoría general expuesta en 3.4.d.1.2).
- Si no se cumplen las condiciones exteriores el perímetro crítico se concentra en las esquinas de acuerdo con la figura 3-14.

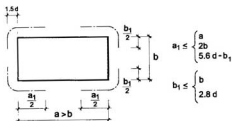


Figura 3-14

Si hay momentos apreciables en el arranque de la pila se aplica el coeficiente 1,15 expuesto en 3.4.d.1.2).

- **CODIGO ACI 318-99.** ($k = 0,5$). Rige lo expuesto en 3.4.d.1.2).

b) Pilas macizas

De acuerdo con la figura 3-15 los casos se reducen a los expuestos en a-2).

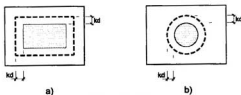


Figura 3-15

3.6 COMPRESIÓN LOCALIZADA DEL PILAR SOBRE LA CARA SUPERIOR DE LA ZAPATA

Aunque habitualmente ésta no es una situación crítica de proyecto, la analizaremos distinguiendo dos casos:

- a) *Comprobación en una dirección en la que $v \leq 0,5 h$.* Al igual que en zapatas corridas, el caso es asimilable a una carga sobre un prisma indefinido. De acuerdo con EHE el esfuerzo axial transmitido por el hormigón del pilar a la

zapata, vale

$$N_{cd} = N_d - A_s f_{yd} + A'_s f_{yd} \quad [3.18]$$

donde

N_d = esfuerzo axial de cálculo del pilar.

A_s = armadura longitudinal comprimida del pilar.

A'_s = armadura longitudinal traccionada del pilar, si existe.

f_{yd} = límite elástico de la armadura longitudinal del pilar.

EHE, en atención a la coacción biaxil producida por el hormigón que rodea a la zona cargada, permite elevar el esfuerzo N_{cd} de cálculo hasta el valor

$$N_{cd} \leq A_{cl} f_{cd} \sqrt{\frac{A_c}{A_{cl}}} \geq 3,3 f_{cd} A_{cl} \quad [3.19]$$

donde f_{cd} es la resistencia de cálculo del hormigón de la zapata, A_{cl} es el área en planta de la zona cargada, es decir, de la base del pilar, y A_c la de una figura en planta, homotética y concéntrica a la base del pilar, e inscrita en el perímetro en planta de la base de la zapata.

En la figura 3-16 se aclara el concepto. El área A_{cl} es la $ABCD$ y el área A_c la $A'B'C'D'$.

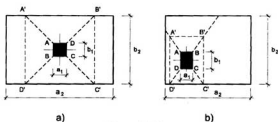
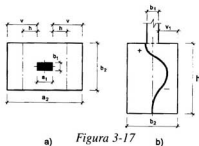


Figura 3-16

Con carácter general, EHE establece en el caso de cargas concentradas sobre macizos la necesidad de disponer emparrillados en todo el canto del macizo, pero parece lógico no hacerlo si las tracciones horizontales resultantes no rebasan la mitad de la resistencia a tracción. No existe una fórmula equivalente a la [2.55] para este caso, por lo que sugerimos generalizar la [2.55] suponiendo que, en la dirección ortogonal a la considerada, el área cargada se extiende a una anchura igual a la dimensión del pilar más un canto h a cada lado, con la misma densidad de carga, con lo que [2.55] se transforma (figura 3-17) en

¹ Recuérdese que, para que este incremento de carga sea de aplicación, se debe cumplir para el canto h la condición (ver figura 3.16): $h \geq \frac{a_2 b_2}{a_1 + b_2}$



a) Figura 3-17 b)

$$\sigma_{ct, \max} = 0,5 \frac{N(h - b_1)}{(a_1 + 2h)h^2} \quad [3.20]$$

Si $a_1 + 2h > a_2$, en [3.20] se sustituye $a_1 + 2h$ por a_2 . Si $h > b_2$, en [3.20] se sustituye h por b_2 .

(Se supone $v < 0,5 h$ sólo en la dirección de b . Si lo fuese también en la de a , debería repetirse la comprobación en esa dirección).

Si

$$\sigma_{ct, \max} \leq 0,105 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad [3.21]$$

la armadura horizontal no es necesaria, lo que ocurre prácticamente en la totalidad de los casos.

Efectivamente, de [3.20] haciendo $b_1 = 0$ y $b_2 = h$, que constituyen el caso pésimo, se tiene

Si $a_2 \geq 2h + a_1$, o sea $v \geq h$ (figura 3-17), $\lambda = \frac{v}{h} \geq 1$

$$0,5 \frac{N(h - b_1)}{(a_1 + 2h)h^2} < 0,105 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

o sea

$$0,5 \frac{N}{(a_1 + 2h)h} \leq 0,5 \frac{N}{(a_1 + 2h)b_2} = 0,5 \frac{a_2}{(a_1 + 2h)} \sigma_t \leq 0,105 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

y con $a_2 = a_1 + 2v$, tenemos

$$\frac{a_1 + 2v}{a_1 + 2h} \sigma_t = \frac{\frac{a_1}{h} + 2\lambda}{\frac{a_1}{h} + 2} \sigma_t \leq 0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$\sigma_t \leq \frac{0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{\frac{\frac{a_1}{h} + 2\lambda}{\frac{a_1}{h} + 2}}$$

El caso pésimo en la fórmula anterior se produce para el menor valor posible de $\frac{a_1}{h}$. Aún admitiendo que sea nulo, obtenemos:

$$\sigma_t < \frac{0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{\lambda}$$

cuyos valores se indican a continuación, como mínimos para que sea necesaria la armadura horizontal.

TABLA T-3.1
 $\sigma_{t,min}$ EN N/mm²

λ \ f_{ck} (MPa)	25	30	35
1	1,8	2,0	2,2
2	0,9	1,0	1,1
5	0,36	0,41	0,45

Si $a_2 < 2h + a_1$, o sea $\lambda < 1$, se tiene, haciendo $b_1 = 0$, $b_2 = h$ (que es el caso pésimo).

$$0,5 \frac{N}{h^2} = 0,5 \sigma_t \leq 0,105 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

o sea

$$\sigma_t \leq 0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

que conduce a los valores de la tabla T-3.2.

TABLA T-3.2

$f_{ck} \text{ (MPa)}$	25	30	35
$\sigma_i \text{ (N/mm}^2\text{)}$	1,8	2,0	2,3

En definitiva, llegamos a una conclusión análoga a la que llegábamos en zapatas corridas, ya que, aun con hormigones de muy baja calidad, el riesgo de hendimiento sólo aparece, en los terrenos habituales, con zapatas cuyo ancho supera diez veces el canto, que con esos hormigones son prácticamente imposibles de construir, por razones de punzonamiento. Con las relaciones normales de ancho a canto, el riesgo sólo aparece prácticamente para cimentaciones en roca, caso especial que desarrollaremos más adelante.

- b) *Comprobación en una dirección en la que $v > 0,5h$.* El caso se indica en la figura 3-18. El funcionamiento es ya más parecido al de una placa y la zona bajo la carga se encuentra sometida a un estado de triple compresión, si en la otra dirección es también $v > 0,5h$.

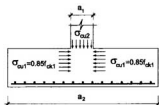


Figura 3-18

Los estudios realizados sobre compresión triaxil, de los cuales un resumen figura en la referencia (3.7), indican que la rotura se produce para un valor de σ_{cu2}

$$\sigma_{cu2} = 4,1 \sigma_{cu1} \quad [3.22]$$

Como en el estado de agotamiento $\sigma_{cu1} = 0,85 f_{ck1}$, siendo f_{ck1} la resistencia característica del hormigón de la zapata, [3.22] indica que nunca existe problema en la práctica y esta comprobación tampoco es necesaria salvo en casos muy extremos.

Si en la otra dirección es $v < 0,5h$, el estado es prácticamente de compresión biaxil y por tanto debe aplicarse lo dicho en 2.4.b), lo que conduce a que no es necesaria la comprobación, salvo que la resistencia del pilar exceda en más del 47% a la de la zapata.

3.7 UNIÓN DEL PILAR A LA ZAPATA. SOLAPE Y ANCLAJE DE ARMADURAS

Al igual que vimos en 2.7, si existe un esfuerzo cortante V actuando horizontalmente en la cara superior de la zapata, la comprobación a corte de la unión se realiza mediante las fórmulas [2.63] y [2.64], en las que las únicas variaciones se refieren a las cuantías, áreas y esfuerzos que corresponden ahora al pilar en conjunto y no a la unidad de longitud de muro, como allí era el caso¹.

Obsérvese que las fórmulas citadas resuelven el caso de un pilar sometido a esfuerzo cortante en una dirección y, eventualmente, a un momento flector en esa dirección, además del esfuerzo axial. Por el momento no se dispone de métodos para el cálculo de las uniones de pilar a zapata con cortantes y/o momentos en dos direcciones, por lo que, en ese caso, el lector deberá ejercer su propio juicio.

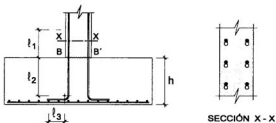


Figura 3-19

La junta de hormigonado BB' (figura 3-19), como se dijo en 2.7 deberá dejarse tal como queda al vibrarla, pero impidiendo la formación de una capa de lechada en la superficie y sin fratar esa zona al realizar el acabado general de la cara superior de la zapata.

Se dispone un empalme por solape de longitud l_1 en barras comprimidas entre la armadura de espera y la del pilar. La longitud de anclaje de la armadura de espera deberá desarrollarse en el tramo recto l_2 ², lo cual como ya vimos puede condicionar el canto mínimo de la zapata, o bien obligar a disponer más barras como armadura de espera que barras de pilar tal como se indica en la figura 3-20 con el fin de reducir la longitud l_2 sin reducir el área de armadura de espera.

¹ De nuevo aquí, si existe un cortante V en la cara superior de la zapata, ello produce un momento $M = Vh$ en la cara inferior. Para el cálculo con momentos M véase 3.9. La comprobación a deslizamiento entre zapata y terreno figura en el Capítulo 4.

² Recuérdese que de acuerdo con la tesis citada como referencia (2.14) en el anclaje de la armadura de espera en la zapata basta una longitud igual a dos tercios de la especificada en EHE con carácter general.

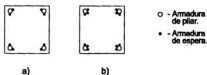


Figura 3-20

Obsérvese que, estrictamente hablando, la armadura de espera puede ser de área inferior a la del pilar, si la armadura de éste fue requerida por la combinación del esfuerzo axil y un momento flector en cabeza del pilar apreciablemente mayor que en el pie¹.

También en este caso (al no tratarse de pilares de borde ni de esquina), la armadura de espera no necesitaría estribos, aunque algunos serán necesarios para rigidizar el conjunto durante el hormigonado. Análogamente, la armadura debe acabarse en patillas con un tramo horizontal de longitud no menor que la cuadrícula de la parrilla de la zapata, ni menor de 300 mm, con el fin de que el conjunto de la armadura de espera pueda ser atado a la parrilla y se mantenga fijo durante el hormigonado.

3.8 MÉTODO GENERAL PARA ZAPATAS DE HORMIGÓN EN MASA SOMETIDAS A CARGA CENTRADA

Como ya dijimos en el Capítulo 2 para el caso de zapatas corridas, las zapatas de hormigón en masa y en general las zapatas rígidas presentan hoy escaso interés. De todas formas exponemos a continuación el método de cálculo.

Dicho método es completamente idéntico, en cuanto a la definición de las secciones de referencia a flexión y a corte, a lo expuesto en 3.4 con independencia de su relación de vuelo a canto. La superficie crítica a punzonamiento es la situada a $d/2$ del perímetro del pilar con arcos de circunferencia por tanto de radio $d/2$.

La tensión debida a flexión, al igual que vimos en el Capítulo 2, no debe superar el valor de la resistencia de cálculo a tracción pura, de acuerdo con EHE, o el valor de $f_{cd,flex}$ que allí sugeríamos.

La tensión a corte no debe superar el valor de la resistencia de cálculo a tracción

$$V_d \leq \frac{0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{1,5} d \quad [3.23]$$

y la tensión debida a punzonamiento no superará el doble del valor [3.23].

Para la comprobación a flexión de cualquier sección de ancho b y canto h , la tensión máxima de tracción se deduce por aplicación directa de la fórmula de Navier.

$$\sigma_{ct} = \frac{6 M_d}{bh^2} \quad [3.24]$$

¹ Recuérdese la nota de 2.7 sobre la posible formación de grupos de barras.

Para la comprobación a esfuerzo cortante, la tensión media se obtiene mediante la fórmula:

$$\sigma_{ct} = \frac{V_d}{bh} \quad [3.25]$$

y para la comprobación a punzonamiento, la tensión media se obtiene mediante:

$$\sigma_{cp} = \frac{V_{pd}}{S_p} \quad [3.26]$$

Nótese que el que una zapata sea de hormigón en masa no sólo depende de que sus comprobaciones a flexión, corte y punzonamiento no requieran armadura, sino también de que la comprobación de la compresión localizada, tal como vimos en 3.6, no exija armadura por este concepto.

El caso de que la zapata esté sometida a dos momentos en sus direcciones principales se generaliza a partir de 3.9.

3.9 ZAPATAS SOMETIDAS A MOMENTOS FLECTORES

El caso más general (figura 3-21) es de esfuerzo axil N y momentos M_x, M_y en las dos direcciones principales de la zapata. El caso de pilar no centrado sobre la zapata con excentricidades e_x, e_y respecto a los ejes x, y de la figura se reduce al anterior con $N = N, M_x = Ne_x, M_y = Ne_y$.

3.9.1 CASO DE DISTRIBUCIÓN LINEAL DE TENSIONES

Si todas las presiones nominales sobre el suelo son de compresión o nulas, la distribución sigue la ley de NAVIER,

$$\sigma_z = \frac{N}{a_2 b_2} \pm \frac{6M_x}{b_2 a_2^2} \pm \frac{6M_y}{a_2 b_2^2} \quad [3.27]$$

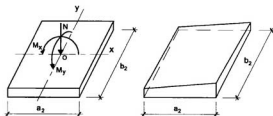


Figura 3-21

Las cuatro combinaciones de signos posibles nos dan las presiones en los cuatro vértices.

Si alguna de las cuatro presenta valor negativo, la fórmula [3.27] no es válida y la zona de respuesta del suelo y los valores de las tensiones deben deducirse mediante la expresión general de las condiciones de equilibrio entre las acciones sobre la zapata y las reacciones del suelo.

Si uno de los momentos es nulo, las expresiones deducidas para zapatas corridas se generalizan inmediatamente y resultan ($M_y = 0$; $M_x = M$).

Si $e = \frac{M}{N} \leq \frac{a_2}{6}$, las tensiones extremas son:

$$\sigma = \frac{N}{a_2 b_2} \pm \frac{6M}{b_2 a_2^2} \quad [3.28]$$

Si $e > \frac{a_2}{6}$, la tensión máxima es:

$$\sigma = \frac{2N}{3\left(\frac{a_2}{2} - e\right) b_2} \quad [3.29]$$

Si $M_x \neq 0$, $M_y \neq 0$, el problema, aunque sencillo, es laborioso. El ábaco adjunto, tomado de TENG, referencia (3.8), resuelve directamente cualquier caso (figura 3-22).

El ábaco proporciona de forma inmediata la presión máxima mediante la expresión:

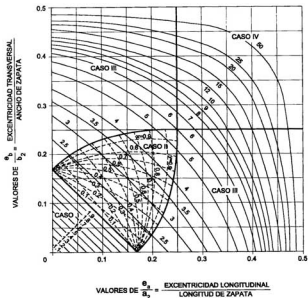
$$\sigma_{t,\max} = K \frac{N}{a_2 b_2} \quad [3.30]$$

Si la distribución es relativamente uniforme o si en sucesivas hipótesis de combinación de acciones de los valores N , M_x , M_y , la envolvente de presiones pésimas σ_t lo es, resulta frecuente, aunque conservador, calcular los esfuerzos para una presión uniforme $\sigma_t = \sigma_{t,\max}$. Afortunadamente, la inmensa mayoría de los casos reales de la práctica están en la situación anterior.

Si se está en otro caso, especialmente en los II, III y IV del ábaco, lo anterior conduce a sobredimensionar considerablemente la zapata y para evitarlo el ábaco permite definir completamente el volumen de respuesta σ_t del suelo y realizar el cálculo tal como vimos para carga uniforme, con las lógicas variantes para la determinación de momentos flectores y esfuerzos cortantes, debidas a la no uniformidad de la carga.

¹ Por las mismas razones expuestas en 2.9, debe cumplirse $e_x < \frac{a_2}{3}$, $e_y < \frac{b_2}{3}$ y comprobar que $C_n \geq 1,5$.

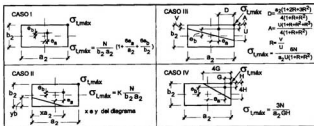
Debe llamarse la atención sobre el hecho de que, si se está en casos tales como los II, III y IV, el ábaco permite obtener la información necesaria para el cálculo de los momentos flectores y esfuerzos cortantes, pero no existe ningún método disponible de cálculo para calcular la distribución de estos esfuerzos totales a lo ancho de las secciones respectivas, por lo que lo usual es, conservadoramente, calcular para la presión máxima, considerada como uniformemente repartida, como antes dijimos; a veces, se realiza alguna reducción simple a sentimiento.



LAS CURVAS DE TRAZO CONTINUO DAN LOS VALORES DE K

PRESIÓN MÁXIMA $\sigma_{Lmáx} = K \frac{N}{b_2 a_2}$

N = CARGA CONCENTRADA SOBRE LA ZAPATA



ZAPATA RECTANGULAR, DOBLE EXCENTRICIDAD

Figura 3-22

En relación con las excentricidades tan altas, utilizar disposiciones que conduzcan a los casos II, III o IV con valores $\frac{e_a}{a_2}$ y/o $\frac{e_b}{b_2}$ superiores a 0,33 constituye una mala práctica, que puede conducir a giros excesivos del cimientó.

La utilización de excentricidades tan grandes tiene además el inconveniente de que pequeños aumentos de las excentricidades pueden producir grandes incrementos de la tensión máxima en punta.

Por tanto, como norma general, las zapatas deben proyectarse para que presenten la distribución de presiones del caso I del ábaco o poco alejadas de ella. En el caso de zapata rectangular, de la condición de que las cuatro combinaciones de [3.27] resulten positivas o nulas, se deduce que la carga vertical N tiene que incidir sobre la zapata en el núcleo central, que es un rombo de diagonales iguales a $\frac{1}{3}$ de las dimensiones de la zapata, tal como se indica en la figura 3-23. Si uno de los momentos es nulo, la resultante ha de estar en el tercio central de la mediana correspondiente de la zapata (AC ó BD en la figura 3-23).

Si la libertad de proyecto es completa y la proyección del eje del pilar es O (figura 3-24) y las sollicitaciones son N , M_x , M_y , lo mejor es calcular $e_x = \frac{M_x}{N}$ y $e_y = \frac{M_y}{N}$, con lo que se define el centro O' de una zapata ABCD, sometida a una carga centrada N , equivalente al conjunto (N, M_x, M_y) . Con esta disposición, la zapata está sometida a presión σ_i uniforme, aunque su pilar esté descentrado.

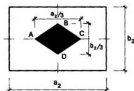


Figura 3-23

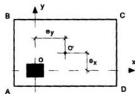


Figura 3-24

Con frecuencia, sobre todo en naves industriales, existen varios conjuntos de valores de combinación (N, M_x, M_y) y, por lo tanto, varios centros O' , por lo que no resultará posible encontrar una zapata que siempre esté sometida a carga centrada y presión uniforme. Sí resultará posible elegir una solución de excentricidad moderada que corresponda al caso I del ábaco o no alejada demasiado de él.

Como en el caso de 2.9, la seguridad al vuelco $C_{sv} = \frac{M}{N \cdot \frac{a_2}{2}}$ debe ser mayor que 1,5.

3.9.2 CASO DE DISTRIBUCIÓN UNIFORME DE TENSIONES

El problema se reduce (figura 3-25) a encontrar, dado el punto O' de paso de la resultante, la recta AB que limita el bloque de tensiones uniformes σ_t , respuesta del suelo a los esfuerzos N , $M_x = N \cdot e_x$, $M_y = N \cdot e_y$.

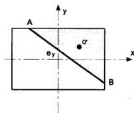


Figura 3-25

Dada la posición de O' , la determinación de la recta AB requiere cálculos trabajosos. La figura 3-26 permite su cálculo inmediato. La tensión resultante es

$$\sigma_t = \frac{N}{S_c} \quad [3.31]$$

donde el valor del área comprimida S_c se obtiene también de acuerdo con lo indicado en la figura 3-26.

3.10 ZAPATAS CIRCULARES

Hasta hace poco tiempo eran de rarísimo uso, pues no encierran ninguna ventaja económica respecto a las cuadradas, y en cualquiera de las dos variantes clásicas de armado que expondremos a continuación, conducen a una ferralla de elevado coste tanto en la fase de elaboración como en la de colocación. Otra cosa es el tema de cimentaciones de grandes torres y estructuras análogas, pero en ese caso la solución adecuada suele ser la anular, tal como expondremos en el Capítulo 15. Sin embargo el nuevo método de armadura expuesto en 3.10.3 ha hecho de esta variante una solución de gran interés.

El método que se expone a continuación es debido a LEBELLE (3.7) y es aplicable a zapatas rígidas (figura 3-27), en las que por lo tanto ha de cumplirse la condición

$$v \leq 2h \text{ o sea } \frac{D-a}{4} \leq h \quad [3.32]$$

PRESIONES BAJO ZAPATAS CON DISTRIBUCIÓN UNIFORME DE TENSIONES

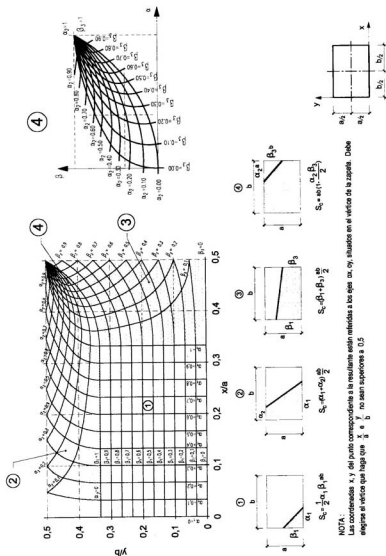


Figura 3-26

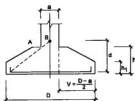


Figura 3-27

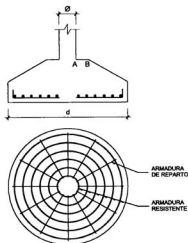


Figura 3-28

La solución de zapata circular flexible es un caso particular de zapata anular que se expone en el Capítulo 15 aunque puede aclararse que no es normalmente empleada para cimientado de un pilar aislado, debido a que en ese caso la armadura radial, que tiene misión resistente, es de ferralla muy compleja.

En el caso de la figura 3-28 se ha supuesto que el pilar es circular de diámetro ϕ . Los pilares cuadrados y los rectangulares no muy alargados pueden sustituirse por los circulares de área equivalente.

Recuérdese la necesidad, si el canto es variable y la zapata, por tanto, troncocónica, de disponer una meseta AB horizontal, de no menos de 100 ó 150 mm para el montaje del encofrado del pilar.

3.10.1 ARMADO CIRCUNFERENCIAL

En este caso la armadura resistente se dispone en sentido circunferencial y la armadura radial desempeña únicamente la función de armadura de reparto, interrumpiéndose en el centro de la zapata (figura 3-28).

Los solapes de la armadura circunferencial deben distanciarse circunferencialmente $1,5 \ell_b$, siendo ℓ_b la longitud de solape¹.

Al elemento $d_s = \rho d\theta$ de aro (figura 3-29), le corresponde una fuerza radial N_ρ tal que

¹ Para la razón de $1,5 \ell_b$, en lugar de ℓ_b . Véase (3.6).

$$N_{\rho} \cdot \rho \cdot d\theta = \int_{\sigma}^{\rho} dF \quad [3.33]$$

Se puede escribir

$$\frac{dP}{dF} = \frac{d}{\rho}$$

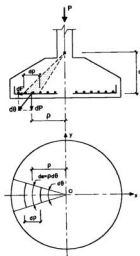


Figura 3-29

y por tanto

$$dP = \frac{P}{\pi D^2 / 4} \cdot dA$$

donde

$$dA = \rho d\theta dp$$

$$dF = \frac{4P}{\pi D^2 d} \cdot \rho^2 d\theta dp \quad [3.34]$$

y de [3.33]

$$N_{\rho} \rho d\theta = \int_{\sigma}^{D/2} \frac{4P}{\pi D^2 d} \rho^2 d\theta dp$$

e integrando

$$N_{\rho} = \frac{4}{3\pi} \cdot \frac{P\rho^2}{D^2 d} \quad [3.35]$$

La fuerza T de tracción del aro de radio ρ es por tanto, de acuerdo con la fórmula de los tubos:

$$T_{\rho} = N_{\rho} \cdot \rho = \frac{4}{3\pi} \cdot \frac{P\rho^3}{D^2d} \quad [3.36]$$

T_{ρ} es la tracción radial por unidad de longitud en sentido radial. Si dos aros consecutivos tienen radios ρ_1 y ρ_2 , el valor de $T_{\rho}^{1,2}$ es:

$$T_{\rho}^{1,2} = \frac{4}{3\pi} \cdot \frac{P}{D^2d} [\rho_2^3 - \rho_1^3]$$

y si la separación de aros es s , al aro de radio ρ le corresponde una fuerza de tracción

$$T_{\rho} = \frac{4}{3\pi} \cdot \frac{P}{D^2d} [\rho^3 - (\rho - s)^3] \quad [3.37]$$

y el diámetro ϕ del aro será, pasando a valores de cálculo

$$\phi = 0,74 \sqrt{\frac{P}{f_{yd} D^2 d} [\rho^3 - (\rho - s)^3]} \quad [3.38]$$

siendo f_{yd} el límite elástico de cálculo del acero.

La armadura dispuesta de la manera indicada tiene el grave inconveniente de que los cercos tienen diámetros crecientes hacia el perímetro.

La armadura radial desempeña exclusivamente una función de reparto y en el borde de la zapata debe tener por unidad de longitud medida en el aro de mayor diámetro, una sección igual al 20% de la de dicho aro por unidad de longitud. Es decir llamando ϕ' al diámetro de la armadura de reparto, s' la separación de la misma medida

en el aro exterior $\left[\rho \approx \frac{D}{2} \right]$ y s la separación entre aros, se tiene:

$$\pi \frac{\phi'^2}{4s'} = 0,2 \cdot \frac{\pi \phi^2}{s}$$

de donde

$$s' = 5 \left(\frac{\phi'}{\phi} \right)^2 s \quad [3.39]$$

Un caso particular interesante¹ es el de un solo aro de borde. En este caso

$$\rho = \frac{D}{2} \quad \text{y} \quad s = \rho = \frac{D}{2}$$

Y T_ρ , de acuerdo con [3.37] resulta

$$T_{D/2} = \frac{PD}{6\pi d} \quad [3.40]$$

y el área de acero del aro

$$A_s = \frac{PD}{6\pi df_{sd}} \quad [3.41]$$

Por supuesto esta solución requiere, además, armaduras de reparto circunferencial y radial en toda la superficie de la zapata.

3.10.2 ARMADO CON EMPARRILLADO ORTOGONAL

Si realmente la zapata de forma circular es necesaria, es más simple armarla con un emparrillado ortogonal.

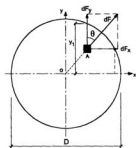


Figura 3-30

Sea un punto $A(x,y)$ al que se asocia un elemento diferencial de área. De acuerdo con la figura 3-30 y llamando d y ρ a las distancias indicadas en la figura 3-30 análogamente se tiene

$$dF = \frac{4P}{\pi D^2 d} \cdot \rho^2 d\theta d\rho$$

¹ Es realmente el caso resuelto por LEBELLE. Lo expuesto anteriormente es una generalización nuestra al caso de varios aros, que resulta más económico, dentro de la complicación general de este tipo de cemento.

y con

$$dA = \rho d\theta d\rho$$

$$dF = \frac{4P}{\pi D^2 d} \cdot \rho dA$$

$$dF_y = dF \cos \theta$$

$$dF_y = \frac{4P}{\pi D^2 d} \cdot \rho dA \cos \theta$$

$$dA = dx dy$$

$$\rho \cos \theta = y$$

y por tanto

$$dF_y = \frac{4P}{\pi D^2 d} \cdot y dx dy$$

La fuerza máxima sobre la barra paralela a Oy pasando por A, resulta

$$T_y = \int_0^y dF_y = \int_0^{\sqrt{R^2 - x^2}} \frac{4P}{\pi D^2 d} y dx dy = \frac{4P dx}{\pi D^2 d} \int_0^{\sqrt{R^2 - x^2}} y dy = \frac{2P}{\pi D^2 d} (R^2 - x^2) dx \quad [3.42]$$

que es máxima para $x = 0$, es decir para la barra diametral

$$T_{\max} = \frac{2PR^2}{\pi D^2 d} = \frac{P}{2\pi d} \quad [3.43]$$

Conocido el valor de T_y , dado por la fórmula [3.42], que corresponde a la unidad de longitud, si la separación de barras es s , la fuerza total es:

$$F = sT_y = \frac{2Ps}{\pi D^2 d} (R^2 - x^2) \quad [3.44]$$

y el área de acero de la barra correspondiente será:

$$A_s = \frac{F}{f_{yd}} = \frac{2Ps(R^2 - x^2)}{\pi D^2 df_{yd}} \quad [3.45]$$

El cálculo mediante [3.44], igualando todas las barras para el valor máximo desperdicia mucho acero, por lo que resulta preferible emplear [3.45], por ejemplo con

valores $x = 0$ y $x = \frac{R}{3}$, organizando tres franjas de diámetro diferentes.

Por supuesto todo lo anterior es prácticamente aplicable a zapatas hexagonales y octogonales.

3.10.3 ARMADO CON DOS PANELES ORTOGONALES DE BARRAS SOLDADAS¹

Recientemente se ha desarrollado el sistema de zapatas circulares de acuerdo con la figura 3-31. La excavación se realiza con una maquinaria rotativa muy simple, la armadura está constituida por dos paneles idénticos y generalmente el hormigón se vierte directamente desde el camión hormigonera, lo que conduce a una solución muy económica.

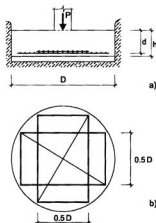


Figura 3-31

De acuerdo con [3.42], la armadura total en la alineación y será

$$U_{tot,x} = U_{tot,y} = 2 \int_0^R \frac{2P}{\pi D^2 d} (R^2 - x^2) dx = \frac{8PR^3}{3\pi D^2 d} = \frac{PD}{3\pi d}$$

$$\text{y} \quad A_{tot,x} = A_{tot,y} = \frac{PD}{3\pi d f_{yd}} \quad [3.46]$$

Esta sección, correspondiente al ancho total de la zapata, es decir al diámetro D , debe ser la correspondiente al total de armadura en su ancho $0,5 D$.

¹ Para cargas pequeñas puede emplearse una malla electrosoldada, o dos superpuestas. Para cargas más grandes resulta necesario emplear paneles de barras más gruesas soldadas en taller (Véase el ANEJO 1).

3.11 ZAPATAS DE FORMA IRREGULAR

3.11.1 CASO DE DISTRIBUCIÓN LINEAL DE TENSIONES

Se trata de casos como el indicado en la figura 3-32, en los que el perímetro de la zapata en planta no presenta ejes de simetría. Esta situación es muy raro que se presente en proyecto, pero se da a veces por la necesidad de cortar zapatas, en casos de rehabilitación o refuerzo¹.

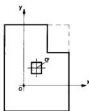


Figura 3-32

Suponiendo que los esfuerzos referidos al c.d.g. O del área en planta (y no al c.d.g. de la proyección de la base del pilar O') sean N , M_x , M_y . Las tensiones σ sobre el suelo han de seguir una ley lineal que respecto al sistema de ejes paralelo a los lados del rectángulo inicial y con centro ahora en O , serán de la forma:

$$\sigma_i = ax + by + c$$

Aplicando las ecuaciones de equilibrio al conjunto de acciones N , M_x , M_y y de reacción $\sigma_i = f(x, y)$, se tiene

$$N = \int^A \sigma_i dA = 0 \quad [3.47]$$

$$M_x = \int^A y \sigma_i dA = 0 \quad [3.48]$$

$$M_y = \int^A x \sigma_i dA = 0 \quad [3.49]$$

(El símbolo $\int^A$ significa la integral extendida a todo el área de la zapata).

Sustituyendo $\sigma_i = ax + by + c$ en [3.47], [3.48] y [3.49] y teniendo en cuenta que O es el c.d.g. del área en planta

¹ Este problema fue estudiado por primera vez por CROSS (3.8).

$$\int^A x dA = \int^A y dA = 0$$

Se tiene llamando A al área en planta.

$$\text{De [3.47]} \quad N = cA \quad [3.50]$$

$$\text{De [3.48]} \quad M_x = aI_{xy} + bI_x \quad [3.51]$$

$$\text{De [3.49]} \quad M_y = aI_y + bI_{xy} \quad [3.52]$$

Donde I_x , I_y e I_{xy} son, respectivamente, los momentos de inercia del área A respecto a OX , OY , y polar de inercia respecto a los ejes X , Y .

Resolviendo el sistema [3.51], [3.52], se obtiene:

$$a = \frac{M_y - M_x \frac{I_{xy}}{I_x}}{I_y \left(1 - \frac{I_{xy}^2}{I_x I_y} \right)} \quad [3.53]$$

$$b = \frac{M_x - M_y \frac{I_{xy}}{I_y}}{I_x \left(1 - \frac{I_{xy}^2}{I_x I_y} \right)} \quad [3.54]$$

con lo que se tiene:

$$\sigma_t = \frac{M_y - M_x \frac{I_{xy}}{I_x}}{I_y \left(1 - \frac{I_{xy}^2}{I_x I_y} \right)} x + \frac{M_x - M_y \frac{I_{xy}}{I_y}}{I_x \left(1 - \frac{I_{xy}^2}{I_x I_y} \right)} y + \frac{N}{A} \quad [3.55]$$

[3.55] permite calcular σ_t en cualquier punto. Debe prestarse atención a que *esa ecuación sólo es válida si el valor nominal es $\sigma_t \geq 0$ en todo el área A* . En otro caso, el cálculo de σ_t (figura 3-33) es muy laborioso y el método más general es definir la **recta MN** de presión nula por una ordenada y_0 , y por su ángulo α con OX y definir como σ_t la presión en un punto concreto. A partir de y_0 , x , y σ_t , es posible obtener,

$$\sigma_t(x,y) = \phi(y_0, \alpha, \sigma_1, x, y) \quad [3.56]$$

que define la tensión σ_t en un punto cualquiera $P(x,y)$.

El volumen comprimido (correspondiente en planta al área $MBACN$ en el caso de la figura 3-33) ha de estar en equilibrio respecto a los ejes OXY , con las acciones N , M_x , M_y .

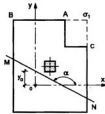


Figura 3-33

Planteando las ecuaciones correspondientes se obtiene un sistema de tres ecuaciones con tres incógnitas y_0 , α , σ_t , que sustituyendo en [3.56] proporciona el valor de σ_t en cualquier punto.

Conocida la ley de presiones σ_{ti} para el armado vale lo dicho anteriormente con las observaciones que se hicieron en 3.6.

3.11.2 CASO DE DISTRIBUCIÓN UNIFORME DE TENSIONES

Se reduce a encontrar la posición MN de la recta (figura 3-33), tal que el área comprimida tenga O como c.d.g.

Si toda el área de la zapata está comprimida y su valor es A_c

$$\sigma_t = \frac{N}{A_c}$$

Este caso corresponde, de acuerdo con la figura 3-33 a puntos O que no sean exteriores al núcleo central indicado en la figura.

Si toda el área no está comprimida o sea si O está fuera del núcleo central, el problema (figura 3-33) es encontrar la recta MN tal que el c.d.g. del área comprimida coincida con O .

Para la mayoría de los casos la solución puede hallarse directamente mediante el gráfico de la figura 3-26.

3.12 ZAPATAS SOBRE ROCA

Análogamente a lo expuesto en el Capítulo 2, debe considerarse que en el caso de zapatas cimentadas sobre rocas las tensiones de contacto son muy elevadas y es fácil

que la superficie irregular de la zona de roca en que apoya la zapata, produzca concentraciones apreciables de tensiones.

Es por tanto aconsejable la disposición de la armadura horizontal prevista por EHE para cargas sobre macizos¹. El esquema de bielas y tirantes se indica en la figura 3-34.

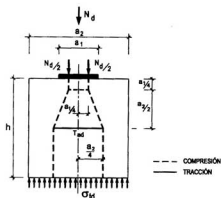


Figura 3-34

De la figura se deduce inmediatamente

$$T_{ad} = 0,25 N_d \left(\frac{a_2 - a_1}{a_2} \right) \quad [3.57]$$

y por tanto, distribuyendo la armadura en el canto de la zapata, pero sin rebasar la profundidad a_2 a partir de la cara superior, la capacidad mecánica de la armadura en la dirección a_2 viene dada por

$$A_{s2} f_{yd} = 0,25 \left(\frac{a_2 - a_1}{a_2} \right) N_d \quad [3.58]$$

Si el canto total de la zapata, h , es inferior a a_2 , en la fórmula [3.58] se toma h como valor de a_2 .

La armadura indicada en [3.58] debe disponerse entre las profundidades $0,1 a_2$ y a_2 (ó $0,1 h$ y h en su caso).

¹ Véase J. CALAVERA (3.9).

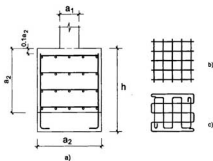


Figura 3-35

La armadura en la dirección b_2 se calcula sustituyendo en [3.58] a_2 y a_1 , por b_2 y b_1 respectivamente, y en su caso b_2 por h si $b_2 > h$ y se distribuye en una profundidad entre $0,1 b_2$ y b_2 (ó $0,1h$ y h en su caso).

Lo usual en la práctica es repartir las armaduras en las profundidades b_2 y a_2 respectivamente, o h en su caso. En estos casos es necesario disponer una armadura vertical de montaje. La forma de armado indicada (figura 3-35) se requiere por condiciones de anclaje de la armadura transversal, que sin embargo no debe disponerse demasiado tupida para evitar dificultades en el hormigonado. Véase la nota al Capítulo 2 referente a la similitud de esta fórmula con la del hormigonado.

3.13 CONDICIÓN DE MÁXIMA RELACIÓN VUELO/CANTO DE ZAPATAS CORRIDAS POR RAZONES DE DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES SOBRE EL SUELO

En todo lo anterior hemos aceptado una distribución lineal de presiones de la zapata sobre el suelo, que resultaba constante para el caso de carga centrada.

Vale íntegramente, en cada una de las direcciones a_2 y b_2 lo expuesto en 2.11 y por tanto las conclusiones que se resumen en la figura 2-38 para zapatas cimentadas en arenas y en la 2-39 para zapatas cimentadas sobre arcillas.

3.14 PREDIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS SOMETIDAS A CARGA CENTRADA

Por las mismas razones expuestas en el Capítulo 2 para el caso de zapatas corridas, las zapatas sometidas a carga centrada son tanto más económicas cuanto menor es el canto y éste vendrá condicionado por condiciones de corte o de punzonamiento y en ambos casos para realizar la comprobación es necesario conocer la cuantía de armadura longitudinal, es decir, la deducida para las condiciones de flexión. De nuevo, para evitar tanteos inútiles, es conveniente disponer de métodos de predimensionamiento.

A continuación se desarrollan tres para el cálculo de acuerdo con la INSTRUCCIÓN EHE, con el EUROCÓDIGO EC-2 y con el CÓDIGO ACI 318-99 en todos los casos para hormigón H-25 y acero B 400S.

a) Predimensionamiento a punzonamiento de acuerdo con EHE

Llamando σ_{sd} a la tensión de cálculo entre suelo y zapata, de acuerdo con las fórmulas de punzonamiento expuestas y con la superficie crítica adoptada (Ver 3.4.d)) y haciendo $a_2 = b_2$ y $a_1 = b_1$

$$\begin{aligned} \sigma_{sd} \left[a_2^2 - (a_1^2 + 4\pi d^2 + 8a_1 d) \right] = \\ = 0,12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (2500 \rho_t)^{1/3} (4a_1 + 4\pi d) d \end{aligned} \quad [3.59]$$

El valor de ρ_t puede estimarse mediante la expresión del momento flector

$$M_d = \sigma_{sd} \cdot \frac{a_2}{2} \left(\frac{a_2 - a_1}{2} \right)^2$$

de donde

$$\rho_t = \frac{A_t}{a_2 d} = 0,0016 \sigma_{sd} \left[\frac{(a_2 - a_1)}{2} \right]^2 \frac{2}{d} \quad [3.60]$$

con $\rho_t \neq 0,02$

Las figuras 3-36 a) y b) permiten el cálculo del canto en función de las dimensiones en planta de la zapata (que puede predimensionarse fácilmente a partir del valor característico de N y de la tensión admisible σ_t , de la dimensión

transversal mínima del pilar y del valor de cálculo $\sigma_{sd} = \frac{N_d}{a_2^2}$ de la presión sobre el suelo).

b) Predimensionamiento a punzonamiento de acuerdo con el Eurocódigo EC-2

Procediendo análogamente, de acuerdo con las fórmulas expuestas en 3.4.d) se obtienen los gráficos de las figuras 3-36 c) y d).

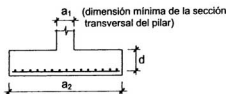
c) Predimensionamiento a punzonamiento de acuerdo con el Código ACI 318-99

Procediendo análogamente, de acuerdo con las fórmulas expuestas en 3.4.d) se obtienen los gráficos de las figuras 3-36 e) y f).

(EHE)

PREDIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS CENTRADAS

(CONDICIÓN CRÍTICA LA RESISTENCIA A PUNZONAMIENTO)



HORMIGÓN H-25
ACERO B 400 S

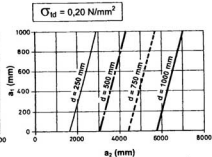
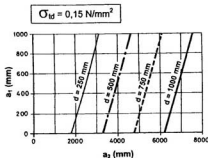
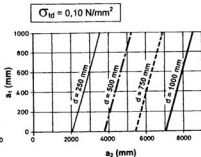
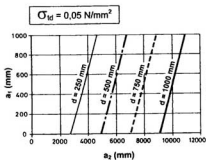
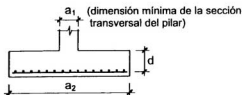


Figura 3-36 a)

(EHE)

PREDIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS CENTRADAS

(CONDICIÓN CRÍTICA LA RESISTENCIA A PUNZONAMIENTO)



HORMIGÓN H-25
ACERO B 400 S

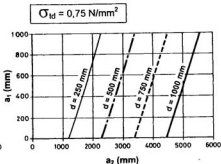
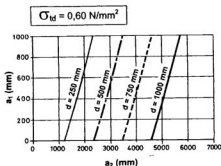
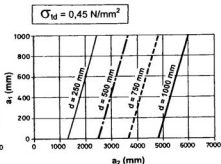
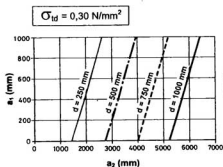
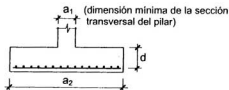


Figura 3-36 b)

(EC-2)

PREDIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS CENTRADAS

(CONDICIÓN CRÍTICA LA RESISTENCIA A PUNZONAMIENTO)



HORMIGÓN H-25
ACERO B 400 S

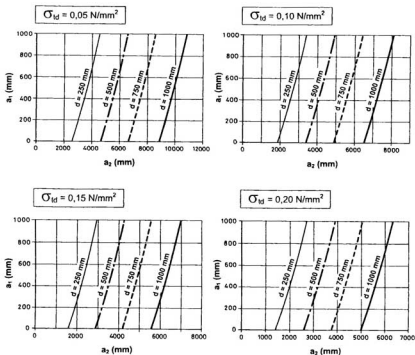


Figura 3-36 c)

(EC-2)

PREDIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS CENTRADAS

(CONDICIÓN CRÍTICA LA RESISTENCIA A PUNZONAMIENTO)

HORMIGÓN H-25
ACERO B 400 S

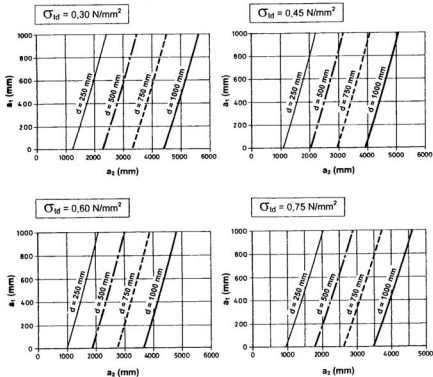
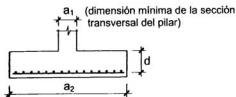
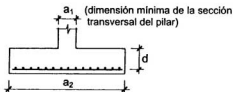


Figura 3-36 d)

(ACI)

PREDIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS CENTRADAS

(CONDICIÓN CRÍTICA LA RESISTENCIA A PUNZONAMIENTO)



HORMIGÓN H-25
ACERO B 400 S

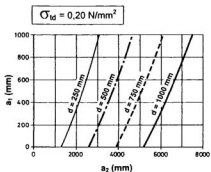
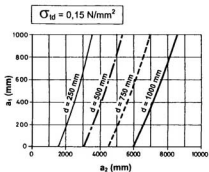
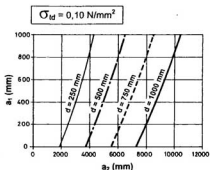
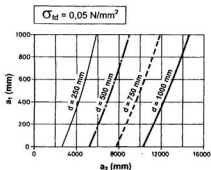
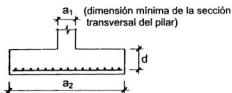


Figura 3-36 e)

(ACI)

PREDIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS CENTRADAS

(CONDICIÓN CRÍTICA LA RESISTENCIA A PUNZONAMIENTO)



HORMIGÓN H-25
ACERO B 400 S

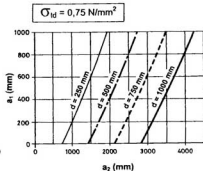
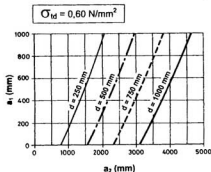
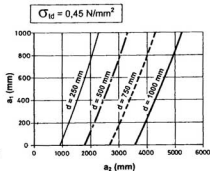
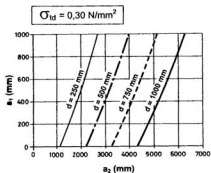


Figura 3-36 f)

No debe olvidarse que la condición del esfuerzo cortante puede ser más exigente que la del punzonamiento según la Norma empleada y el valor de σ_{fd} . Los requisitos del canto observados del esfuerzo cortante pueden realizarse directamente con los gráficos de las figuras 2-35, 2-36 y 2-37. Rige, lógicamente, el mayor valor de d obtenido de ambas comprobaciones.

3.15 PIEZAS DE ATADO ENTRE ZAPATAS

Siempre es conveniente establecer un cierto atado entre zapatas que impida sus desplazamientos horizontales y si la estructura está cimentada en zonas sísmicas con $a_c \geq 0.16 g$ el atado es obligatorio y afecta a todas las zapatas de acuerdo con la Norma de Construcción Sismorresistente NCS-94 (3-10) (figura 3-37). Las piezas de atado



a_b ES LA ACELERACIÓN SÍSMICA BÁSICA. LA ACELERACIÓN SÍSMICA DE CÁLCULO ES $a_c = \left[\frac{t}{50} \right]^{0.37} a_b$, DONDE $t \geq 50$ AÑOS PARA CONSTRUCCIONES DE NORMAL IMPORTANCIA Y $t \geq 100$ AÑOS PARA CONSTRUCCIONES DE ESPECIAL IMPORTANCIA.

Figura 3-37

deben resistir, en tracción y en compresión, un esfuerzo axial igual a a_c veces el esfuerzo axial correspondiente al más cargado de los dos pilares que enlaza. (figura 3-38b)¹. Si la cimentación está realizada por pilotes profundos, lo anterior rige aunque $a_c < 0,16 g$.

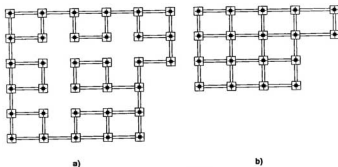


Figura 3-38

Si la cimentación está en zona sísmica con $0,06 g < a_c < 0,16 g$, a nuestro juicio es suficiente con que cada zapata quede atada en un solo sentido en cada una de las dos direcciones principales, tal como se indica en la figura 3-38 a). Las zapatas perimetrales deben atarse siempre en los dos sentidos a lo largo de las fachadas.

NCS-94 en zonas de sismicidad media admite un atado perimetral solamente, si existe losa de hormigón en planta baja. Ello sería correcto si la losa se hormigonara a tope con los pilares, pero como deben disponerse juntas de dilatación alrededor de los pilares, ello anula la eficacia de la losa a estos efectos. (Véase CALAVERA (3.9)).

Llamando A_s a la sección de la pieza, f_{yd} al límite elástico de cálculo del acero y N_d al esfuerzo del pilar más cargado de los dos que enlaza la pieza de atado, se ha de cumplir, en zona sísmica primera:

$$\text{Compresión:} \quad 0,85 A_s f_{cd} + A_s f_{yd} \geq a_c N_d \quad [3.61]$$

$$\text{Tracción:} \quad A_s f_{yd} > a_c N_d \quad [3.62]$$

La condición [3.62] engloba a la [3.61] y es, por tanto, la determinante para la armadura.

La pieza, para que no requiera comprobación a pandeo, debe tener una esbeltez (siendo b el lado menor de la sección de la viga):

¹ a_c es el coeficiente de la aceleración sísmica de cálculo. (Véase 3.10).

$$\frac{\frac{\ell}{2}}{\sqrt{\frac{1}{12} \frac{ab^3}{ab}}} \leq 35 \quad [3.63]$$

lo que conduce a la condición

$$b \geq \frac{\ell}{20} \quad [3.64]$$

En [3.64] ℓ es la luz libre entre caras de zapatas y la pieza se ha considerado empotrada en ambas zapatas.

Es conveniente establecer unos requisitos mínimos respecto a las dimensiones a y b de la pieza de atado (figura 3-39) dictados por razones constructivas.

Si la pieza se encofra, las dimensiones mínimas pueden ser $250 \cdot 250 \text{ mm}$. Si la pieza se hormigona sobre el terreno, el mínimo ancho a viene condicionado por posibilidades físicas de excavación con retroexcavadora y de refino de taludes y debe ser $b \geq 400 \text{ mm}$. Los recubrimientos en el primer caso son los generales establecidos para piezas encofradas y en el segundo 70 mm lateralmente.

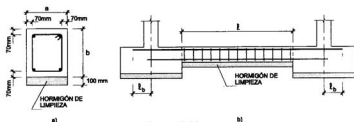


Figura 3-39

En la figura 3-40 se indican las condiciones de separación de estribos.

Si la pieza se hormigona sobre el terreno, debe disponerse una capa de hormigón de limpieza y excavarse el terreno con las mismas precauciones que el de fondo de zapata (figura 3-39).

La armadura longitudinal de la pieza debe anclarse en ambas zapatas una longitud igual a su longitud de anclaje (figura 3-39 b)) a partir del eje del pilar, o solaparse con la de la pieza del vano adyacente.

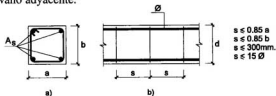


Figura 3-40

La armadura A_s debe cumplir las condiciones de cuantía mínima respecto a la sección de la pieza de atado.

La tabla GT-10 proporciona directamente piezas de atado de sección cuadrada para diferentes cargas por pilar enlazado. Manteniendo la sección, las armaduras y cargas N'_d por zapata son válidas aunque se cambien las dimensiones transversales. Recuérdese que la luz libre ℓ de la pieza de atado no debe exceder 20 veces su menor dimensión transversal.

El terreno bajo la pieza de atado, si ha sido removido durante los movimientos de excavación, debe ser compactado adecuadamente para evitar que el hormigón asiente en estado semiplástico y se produzcan fisuras como las f_1 y f_2 de la figura 3-41 a).

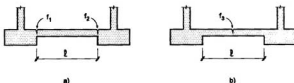


Figura 3-41

La armadura A_s debe cumplir la relación

$$\frac{A_s f_{yd}}{ab f_{cd}} \geq 0,15$$

de donde

$$A_s \geq 0,15 ab \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad [3.65]$$

para controlar la fisuración por retracción que es fácil se produzca al unir la pieza a dos macizos considerablemente rígidos (fisura f_3 de la figura 3-41 b).

Creemos que la viga de atado, si está situada a una profundidad pequeña respecto al nivel de actuación de la maquinaria de compactación de la explanación, debería además dimensionarse con armadura simétrica para resistir un momento $M = \pm \frac{q\ell^2}{12}$,

donde ℓ es la luz libre y q no será menor que 10 kN/m. Esta armadura no está tenida en cuenta en la tabla GT-10. En este caso se trata por tanto de una viga de atado y no solamente de una pieza de atado¹.

La carga ejercida por el compactador puede estimarse de acuerdo con lo siguiente:

¹ Este valor ha sido adoptado por el EUROCÓDIGO 2 Parte 3.

La presión vertical σ_c (N/mm^2) sobre la cara superior de la pieza de atado, debida a la acción del cilindro compactador, medida por el valor P_c del peso del cilindro por unidad de ancho, expresado en kN/m , para una profundidad h_r (mm) de relleno sobre la pieza (figura 3-42) viene dada por la fórmula

$$\sigma_c = 0,64 \frac{P_c}{h_r} \quad [3.66]$$

La fórmula anterior corresponde a compactadores estáticos. Si el rodillo es vibrante, debe introducirse en [3.66] un valor igual a seis veces el peso del rodillo.

La carga de 10 kN/m mínima sobre la pieza, en el caso de sección de ancho 400 mm y con un rodillo estático de 30 kN/m de carga por unidad de ancho, corresponde a $h_r = 750 \text{ mm}$.

Ello indica que si, por ejemplo, la pieza de atado está directamente bajo una subbase de 200 mm , el máximo peso de compactador estático ha de ser $P_c = \frac{200}{750} \cdot 30 \approx 8 \text{ kN/m}$.

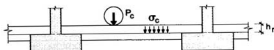


Figura 3-42

Como veremos en el Capítulo de Pilotes, en los casos de encepados de uno o dos pilotes, las vigas de atado deben absorber los momentos debidos a la excentricidad accidental de construcción del eje del pilote respecto a su posición teórica.

3.16 RECOMENDACIONES

- Bajo la zapata deben disponerse siempre 100 mm de hormigón de limpieza y las armaduras deben apoyarse sobre separadores. La excavación de los 200 mm inferiores del terreno no debe ser hecha hasta inmediatamente antes de verter el hormigón de limpieza. Esta recomendación es especialmente importante en suelos cohesivos, ya que en otro caso cualquier lluvia reblandece el terreno y no puede hormigonarse la zapata hasta que éste no se haya secado.
- Siempre son más económicas las zapatas cuanto más flexibles.
- Salvo grandes zapatas, conviene disponer canto constante. Si se adopta canto variable, debe disponerse junto a los paramentos del pilar unas zonas horizontales de, al menos, 100 mm de ancho para montar los encofrados del pilar.
- Véase lo dicho en 3.7 sobre el tratamiento de la junta entre pilar y zapata.
- El canto mínimo en el borde será de 350 mm en zapatas de hormigón en masa y de 250 mm en zapatas de hormigón armado, que con la práctica de modular

los cantos en múltiplos de 100 mm, conduce a los cantos mínimos de 400 y 300 mm, respectivamente.

- f) La separación máxima de armaduras no será superior a 300 mm ni inferior a 100 mm. Si es necesario, se agrupan por parejas en contacto.
- g) En todo caso se considerará la cuantía mínima en cada dirección exclusivamente por razones de no fragilidad. De acuerdo con EC-2 mantenemos la cuantía mínima geométrica de 0,015 que dicha Norma establece para piezas lineales en general.
- h) EHE recomienda no emplear diámetros inferiores a 12 mm, pero no indica la calidad. En nuestra opinión, en zapatas pequeñas puede bajarse a 10 mm en calidad B 400 o a los diámetros equivalentes en otras calidades.

3.17 DETALLES CONSTRUCTIVOS

En el texto que antecede se han indicado los detalles constructivos esenciales. En el MANUAL DE DETALLES CONSTRUCTIVOS DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO citado como referencia (3.11) figura un conjunto completo de detalles constructivos con presentación en AUTOCAD y comentarios a cada detalle. (Detalles 01.03 al 01.07).

3.18 TABLAS PARA EL DIMENSIONAMIENTO INMEDIATO DE ZAPATAS RECTANGULARES

En el ANEJO N° 3 figuran 30 tablas para el dimensionamiento inmediato de zapatas cuadradas en terrenos con presiones admisibles de 0,1 a 0,5 N/mm² de acuerdo con EHE, EC-2 y ACI 318, así como un método para la generalización de las tablas a zapatas rectangulares.

EJEMPLO 3.1

Un pilar de hormigón de 300 x 300 mm de un edificio de oficinas, armado con 4 ϕ 16, transmite una carga centrada al cimiento, de valor $N_g = 400$ kN y $N_q = 200$ kN.

El hormigón, tanto del pilar como del cimiento, es de resistencia $f_{ck} = 25$ MPa y el acero es B 400. Proyectar una zapata cuadrada sabiendo que la presión admisible sobre el suelo es de 0,1 N/mm². Tómese $\gamma_g = 1,35$, $\gamma_q = 1,5$, $\gamma_c = 1,5$ y $\gamma_s = 1,15$. Se supone la zapata enterrada en suelo húmedo. Calcúlese de acuerdo con EHE.

Solución:

Si en un primer tanteo despreciamos el peso propio de la zapata, llamando a al lado, tendríamos:

$$\frac{600.000}{a^2} = 0,1 \qquad a = 2449,5 \text{ mm}$$

Modulando a múltiplos de 250 mm, se tendría $a = 2500$ mm, pero entonces

$$\sigma'_1 = \frac{600.000}{2500^2} + 25 \cdot 10^{-6} h \leq 0,1 \text{ N/mm}^2$$

lleva a un canto máximo posible para no rebasar el valor de 0.1 N/mm^2 , de $h = 160 \text{ mm}$, que es evidentemente insuficiente.

Con $a = 2750 \text{ mm}$ resulta $\sigma_t = 0,08 \text{ N/mm}^2$.

- **Comprobación a corte.** La sección de referencia es la AA'. (figura 3-43) con

$$\frac{a_2 - a_1}{2} = \frac{2750 - 300}{2} = 1225 \text{ mm y } \sigma_{sd} = \frac{1,35 \cdot 400.000 + 1,5 \cdot 200.000}{2750^2} = 0,11 \text{ N/mm}^2$$

que conduce, según la figura 2-35 a un canto $d = 200 \text{ mm}$.

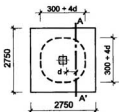


Figura 3-43

- **Comprobación a punzonamiento.** Según la figura 3-36 a) conduce a $d = 250 \text{ mm}$, lo que supone $h = 300 \text{ mm}$, de acuerdo con la regla de adoptar cantos múltiplos de 100 mm .

Sin embargo rige la regla de que el vuelo no supere 3,5 veces el canto total, por

$$\text{lo que } h = \frac{1225}{3,5} = 350 \text{ o sea } 400 \text{ mm y } d = 350 \text{ mm}.$$

Hemos elegido la zapata de mínimo canto posible, ya que al no venir impuesta en el enunciado ninguna condición de canto, el mínimo conduce a la zapata de menor coste.

- **Cálculo a flexión.** Partiremos de un recubrimiento de 30 mm , con lo que para la armadura de la capa superior, el canto útil será del orden de $d \approx 350 \text{ mm}$.

$$M_d = \frac{1}{2} 0,11 \cdot 2750 (1225 + 0,15 \cdot 300)^2 = 244 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{244 \cdot 10^6}{16,67 \cdot 2750 \cdot 350^2} = 0,043$$

y con el ábaco GT-1 obtenemos:

$$\omega = \frac{U_s}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0,047$$

$$U_s = 0,047 \cdot 16,67 \cdot 2750 \cdot 350 = 754109 \text{ N} \quad (A_{s,est} = 2168 \text{ mm}^2)$$

Disponemos 11 ϕ 16 en cada dirección, es decir, ϕ 16 a 260 mm. Resulta $d' = 400 - 30 - 16 - 8 = 346 \text{ mm}$.

- **Comprobación a fisuración.** Aunque la zapata está en suelo húmedo, hacemos la comprobación con la tabla GT-5.

$$M = \frac{M_d}{\left(\frac{1,35 \cdot 400 \cdot 10^3 + 1,5 \cdot 200 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^3 + 200 \cdot 10^3} \right)} = \frac{244 \cdot 10^6}{1,4} = 174,3 \cdot 10^6 \text{ mm N}$$

Como la fisuración debe comprobarse bajo cargas cuasipermanentes ($\psi_2 = 0,3$)

$$M_{cuasip} = M \frac{400 \cdot 10^3 + 200 \cdot 0,3 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^3 + 200 \cdot 10^3} = 133,6 \cdot 10^6 \text{ mm N}$$

$$\sigma_s = \frac{133,6 \cdot 10^6}{0,88 \cdot 2212 \cdot 350} = 196 \text{ N/mm}^2$$

que resulta válida de acuerdo con la Tabla GT-5.

- **Longitud de anclaje de la armadura de espera.** Para acero B400 y $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ vale (ver tabla GT-7) $\ell_b = 320 \text{ mm}$ que cabe perfectamente en la zapata, sin necesidad de aplicar la reducción expuesta en el Capítulo 2.
- **Comprobación del estado límite de anclaje de la armadura de flexión.** Se supone que la formación de la fisura de corte, se produce para un ángulo θ no menor que el derivado de la condición de posibilidad geométrica.

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{0,81 h}{\frac{a_2 - a_1}{2} - 70} = \frac{0,81 \cdot 400}{1225 - 70} = 0,28 \quad \theta = 15,64^\circ$$

Rige por tanto el valor mínimo de θ , $\cotg \theta = 2$, $\theta = 27^\circ$.

De acuerdo con la figura 2-19 a) para $\theta = 27^\circ$, $\phi = 16 \text{ mm}$, $h = 400 \text{ mm}$ y

$\frac{a_2 - a_1}{2} = 1225 \text{ mm}$ el anclaje se realiza por prolongación recta de lado a lado de la zapata.

La carga localizada del pilar no es por supuesto problema ya que tanto el pilar como la zapata son del mismo hormigón y la zapata es flexible.

En la figura 3-44, se indica la disposición final de la armadura.

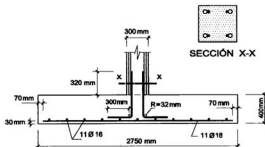


Figura 3-44

EJEMPLO 3.2

Un pilar de hormigón de $400 \times 600 \text{ mm}$, armado con $6 \phi 25$, debe cimentarse mediante una zapata que, por razones constructivas, no debe exceder en planta en una dirección la dimensión de 3000 mm (figura 3-45). La carga transmitida por el pilar es $N_g = 1350 \text{ kN}$ y $N_q = 650 \text{ kN}$. El acero es $B500$. La resistencia del hormigón del pilar es $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ y la del hormigón de la zapata es también 25 MPa . La tensión admisible sobre el suelo es $\sigma'_s = 0,2 \text{ N/mm}^2$. Tómesese $\gamma_g = 1,35$, $\gamma_q = 1,5$; $\gamma_c = 1,5$ y $\gamma_s = 1,15$. Proyectar la zapata de acuerdo con la Instrucción EHE, sabiendo que está en terreno seco y ejecutada con control intenso.

Solución:

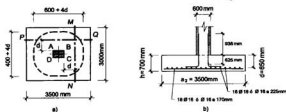


Figura 3-45

En principio conviene dimensionar la zapata como flexible, si es posible, puesto que resultará más económica.

En primer lugar, tanteamos la dimensión a_2 ¹

$$\frac{2.000.000}{3.000 \cdot a_2} \leq 0,2 \quad a_2 = 3333,33 \text{ mm}$$

Modulando a múltiplos de 250 mm, podríamos adoptar $a_2 = 3500 \text{ mm}$ y entonces

$$\sigma_t = \frac{2.000.000}{3.000 \cdot 3500} = 0,19 \text{ N/mm}^2$$

El canto mínimo posible, correspondiente a la zapata más flexible, vendrá fijado por condiciones de corte o punzonamiento.

- Comprobación a corte

- Dirección de 3500 mm: Sección de referencia *MN*

De acuerdo con la figura 2.35 con $\frac{a_2 - a_1}{2} = 1450 \text{ mm}$ y

$$\sigma_{sd} = \frac{1,35 \cdot 1350 \cdot 10^3 + 1,5 \cdot 650 \cdot 10^3}{3000 \cdot 3500} = 0,27 \text{ N/mm}^2 \quad \text{se obtiene un canto}$$

$$d = 650 \text{ mm}$$

- Dirección de 3000 mm: Sección de referencia *PQ*

Análogamente con $\frac{a_2 - a_1}{2} = 1300 \text{ mm}$ y $\sigma_{sd} = 0,27 \text{ N/mm}^2$ se obtiene un canto $d = 600 \text{ mm}$

- Comprobación a punzonamiento

Para emplear la figura 3-10, que está realizada para zapatas cuadradas, hacemos una doble comprobación.

- Dirección de 3500 mm

De acuerdo con las figuras 3-36 a) y b), entrando con $a_2 = 3500 \text{ mm}$, $a_1 = 600 \text{ mm}$ y $\sigma_{sd} = 0,20 \text{ N/mm}^2$, se obtiene un canto $d = 400 \text{ mm}$.

Con $\sigma_{sd} = 0,30 \text{ N/mm}^2$ e igual a_2 y a_1 , se obtiene un canto $d = 500 \text{ mm}$.

Como $\sigma_{sd} = 0,27 \text{ N/mm}^2$, interpolando se obtiene $d = 470 \text{ mm}$.

- Dirección de 3000 mm

Al igual que en el caso anterior, para $a_2 = 3000 \text{ mm}$, $a_1 = 400 \text{ mm}$ y $\sigma_{sd} = 0,27 \text{ N/mm}^2$, interpolando en las figuras 3-36 a) y b), resulta un canto $d = 425 \text{ mm}$.

¹ Por supuesto, puede plantearse un sistema de inecuaciones para determinar las dimensiones de la zapata, pero en la práctica es más rápido hacerlo por tanteos.

Por tanto la condición crítica es la de corte, según la dirección MN , y el canto será $d = 650 \text{ mm}$, y por tanto $h = 700 \text{ mm}$.

Como comprobación $\sigma'_t = \frac{(1350+650) \cdot 10^3}{3000 \cdot 3500} + 25 \cdot 10^{-6} \cdot 700 = 0,20 \text{ N/mm}^2$ que resulta admisible.

- Cálculo a flexión

- Momento en dirección de 3500 mm

$$M_{1d} = \frac{1}{2} \cdot 0,27 \cdot 3000 \left(\frac{3500-600}{2} + 0,15 \cdot 600 \right)^2 = 960,5 \cdot 10^6 \text{ mmN}$$

Como el momento por unidad de ancho en esta dirección es mayor que en la otra (3000 mm) tomamos para ella el mayor canto $d = 700 - 25 - 8 = 667 \text{ mm}$, con recubrimiento de $20 + 5 = 25 \text{ mm}$.

$$\mu = \frac{M_{1d}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{960,5 \cdot 10^6}{16,67 \cdot 3000 \cdot 667^2} = 0,043$$

y mediante el ábaco GT-1

$$\omega = \frac{U_{s1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0,045$$

$$U_{s1} = 0,045 \cdot 16,67 \cdot 3000 \cdot 667 = 1.501.050 \text{ N} \quad (A_{s,est} = 3452 \text{ mm}^2)$$

Disponemos $18 \phi 16$ en el ancho de 3000 mm , o sea $\phi 16$ a 170 mm .

- Comprobación del estado límite de anclaje de la armadura a flexión

Se supone que la formación de la fisura de corte, se produce para un ángulo θ no menor que el derivado de la condición

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{0,81h}{\frac{a_2 - a_1}{2} - 70} = \frac{0,81 \cdot 700}{1450 - 70} = 0,41 \quad \theta = 22,3^\circ$$

Rige por tanto el valor mínimo de $\theta = 27^\circ$.

De acuerdo con la figura 2.19 a) para $\theta = 27^\circ$, $\phi 16 \text{ mm}$, $h = 700 \text{ mm}$ y $\frac{a_2 - a_1}{2} = 1450 \text{ mm}$, el anclaje se realiza por prolongación recta, de lado a lado de la zapata.

El canto en la otra dirección $d' = 700 - 25 - 16 - 8 = 651 \text{ mm}$.

- Momento en dirección de 3000 mm

$$M_{2d} = \frac{1}{2} \cdot 0,27 \cdot 3500 \left(\frac{3000 - 400}{2} + 0,15 \cdot 400 \right)^2 = 873,9 \cdot 10^6 \text{ mmN}$$

$$\mu = \frac{M_{2d}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{873,9 \cdot 10^6}{16,67 \cdot 3500 \cdot 651^2} = 0,035$$

y entrando en el ábaco GT-1

$$\omega = \frac{U_{s2}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0,035$$

$$U_{s2} = 0,035 \cdot 16,67 \cdot 3500 \cdot 651 = 1.329.391 \text{ N} \quad (A_{s,est} = 3058 \text{ mm}^2)$$

Disponemos 16 ϕ 16 en el ancho de 3500 mm, o sea ϕ 16 a 225 mm.

Al ser una zapata casi cuadrada, el reparto de la armadura de flexión se realiza en todo el ancho de la misma.

Si se tratara de una zapata rectangular más alargada, el reparto de la armadura de flexión se realizaría de acuerdo con lo visto en 3.4.

• Comprobación del estado límite de anclaje de la armadura de flexión

Procediendo de la misma forma que en la dirección de 3500 mm se deduce de la figura 2-19 a) que el anclaje se realiza por prolongación recta, de lado a lado de la zapata.

• Comprobación a fisuración

El mayor de los dos momentos es $M_{1d} = 960,5 \cdot 10^6 \text{ mmN}$.

La fisuración debe comprobarse bajo cargas cuasipermanentes. ($\Psi_2 = 0,3$ al tratarse de oficinas).

$$M = \frac{M_d}{\left(\frac{1,35 \cdot 1350 + 1,5 \cdot 650}{1350 + 650} \right)} = \frac{960,5 \cdot 10^6}{1,4} = 686,7 \cdot 10^6 \text{ mmN}$$

$$M_{cuasip} = M \frac{1350 + 650 \cdot 0,3}{1350 + 650} = 530,5 \cdot 10^6 \text{ mmN}$$

y según la tabla GT-5

$$\sigma_s = \frac{530,5 \cdot 10^6}{0,88 \cdot 3619 \cdot 667} = 249,7 \text{ N/mm}^2, \text{ luego la zapata está en condiciones}$$

admisibles de fisuración.

La longitud de anclaje de la armadura del pilar para $\phi = 25 \text{ mm}$, $B = 500$ y H-25, de acuerdo con el ábaco GT-8 es de

$$\ell_b = 937,5 \text{ mm} \approx 940 \text{ mm}$$

$$\frac{2}{3} \ell_b = 625 \text{ mm} \text{ que cabe perfectamente en la zapata.}$$

La disposición final de la armadura se indica en la figura 3-45 b).

EJEMPLO 3.3

Dado un pilar de $250 \cdot 250 \text{ mm}$, armado con 4 $\phi 16$ de acero B400 y que transmite una carga de $N_g = 200 \text{ kN}$ y $N_q = 100 \text{ kN}$ a la zapata, proyectar ésta en hormigón en masa. El pilar está construido con hormigón $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, y la zapata es de hormigón $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$. Tómesese $\gamma_g = 1,35$, $\gamma_q = 1,5$; $\gamma_c = 1,5$. Presión admisible sobre el terreno $\sigma_t = 0,2 \text{ N/mm}^2$.

Solución:

Despreciando el peso propio, se tantea el área en planta. Llamando a al lado

$$\frac{300.000}{a^2} \leq 0,2 \quad a > 1225 \text{ mm}$$

Modulamos a múltiplos de 250 mm y tomamos $a = 1500 \text{ mm}$ ($a = 1250 \text{ mm}$ resultaría escaso al considerar el peso propio).

$$\sigma_t = \frac{300.000}{1500^2} = 0,133 \text{ N/mm}^2$$

- **Comprobación a corte** (figura 3-46)

Sea h el canto. La sección de referencia es la AA'

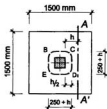


Figura 3-46

Se ha de cumplir:

$$V_{cu} = \frac{0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{1,5} \cdot 1500 \cdot h = \frac{0,21 \sqrt[3]{20^2}}{1,5} 1500 h = 1547 h \text{ N}$$

$$\sigma_{hd} = \frac{1,35 \cdot 200 \cdot 10^3 + 1,5 \cdot 100 \cdot 10^3}{1500^2} = 0,187 \text{ N/mm}^2$$

$$V_d = 0,187 \cdot 1500 \left[\frac{1500 - 250}{2} - h \right] = 280 [625 - h] \text{ N}$$

y como ha de cumplirse que $V_d \leq V_{cu}$, operando se tiene $h \geq 96 \text{ mm}$; lo que nos lleva a un canto de zapata $h = 100 \text{ mm}$.

- Comprobación a punzonamiento (figura 3-46)

La sección de referencia es la superficie BCDE.

Se ha de cumplir

$$V_{pu} \leq \frac{2 \cdot 0,21 \sqrt[3]{20^2}}{1,5} \cdot h (4 \cdot 250 + \pi \cdot h) = 2063,06 h + 6,48 h^2$$

$$V_{pd} = 0,187 \cdot \left(1500^2 - 250^2 - 500 h - \frac{\pi}{4} \cdot h^2 \right) = 409063 - 93,5 h - 0,147 h^2$$

e igualando y operando obtenemos un canto $h \geq 140 \text{ mm}$.

- Comprobación a flexión

$$M_d = \frac{1}{2} 0,187 \cdot 1500 \left[\frac{1500 - 250}{2} + 0,15 \cdot 250 \right]^2 = 61,56 \cdot 10^6 \text{ mmN}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{6 M_d}{b h^2} = \frac{6 \cdot 61,56 \cdot 10^6}{1500 h^2} = \frac{246226,4}{h^2}$$

De acuerdo con EHE $\sigma_{cr} \leq \frac{0,21 \sqrt[3]{20^2}}{1,5} = 1,0 \text{ N/mm}^2$ y $h = 496 \approx 500 \text{ mm}$

Si aplicamos la sugerencia expuesta en 3.8

$$f_{cd,flex} = 1,11 \left[\frac{16,75 + h^{0,7}}{h^{0,7}} \right] f_{cr,d} = 1,11 \left[\frac{16,75 + h^{0,7}}{h^{0,7}} \right]$$

se ha de cumplir $1,11 \left(\frac{16,75 + h^{0,7}}{h^{0,7}} \right) = \frac{246226,4}{h^2}$

operando, nos lleva el cálculo a 440 mm y redondeando a 500 mm .

Por tanto las dimensiones de la zapata son $1500 \cdot 1500 \text{ mm}$, con un canto $h = 500 \text{ mm}$.

$$\sigma_{rd} = \frac{1,35 \cdot 200 \cdot 10^3 + 1,5 \cdot 100 \cdot 10^3}{1500^2} = 0,187 \text{ N/mm}^2$$

$$V_d = 0,187 \cdot 1500 \left[\frac{1500 - 250}{2} - h \right] = 280 [625 - h] \text{ N}$$

y como ha de cumplirse que $V_d \leq V_{cu}$, operando se tiene $h \geq 96 \text{ mm}$; lo que nos lleva a un canto de zapata $h = 100 \text{ mm}$.

- Comprobación a punzonamiento (figura 3-46)

La sección de referencia es la superficie *BCDE*.

Se ha de cumplir

$$V_{pu} \leq \frac{2 \cdot 0,21 \sqrt[3]{20^2}}{1,5} \cdot h (4 \cdot 250 + \pi \cdot h) = 2063,06 h + 6,48 h^2$$

$$V_{pd} = 0,187 \cdot \left(1500^2 - 250^2 - 500 h - \frac{\pi}{4} \cdot h^2 \right) = 409063 - 93,5 h - 0,147 h^2$$

e igualando y operando obtenemos un canto $h \geq 140 \text{ mm}$.

- Comprobación a flexión

$$M_d = \frac{1}{2} 0,187 \cdot 1500 \left[\frac{1500 - 250}{2} + 0,15 \cdot 250 \right]^2 = 61,56 \cdot 10^6 \text{ mmN}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{6 M_d}{b h^2} = \frac{6 \cdot 61,56 \cdot 10^6}{1500 h^2} = \frac{246226,4}{h^2}$$

$$\text{De acuerdo con EHE } \sigma_{cr} \leq \frac{0,21 \sqrt[3]{20^2}}{1,5} = 1,0 \text{ N/mm}^2 \text{ y } h = 496 \approx 500 \text{ mm}$$

Si aplicamos la sugerencia expuesta en 3.8

$$f_{cd, flex} = 1,11 \left[\frac{16,75 + h^{0,7}}{h^{0,7}} \right] f_{cr,d} = 1,11 \left[\frac{16,75 + h^{0,7}}{h^{0,7}} \right]$$

$$\text{se ha de cumplir } 1,11 \left(\frac{16,75 + h^{0,7}}{h^{0,7}} \right) = \frac{246226,4}{h^2}$$

operando, nos lleva el cálculo a 440 mm y redondeando a 500 mm .

Por tanto las dimensiones de la zapata son $1500 \cdot 1500 \text{ mm}$, con un canto $h = 500 \text{ mm}$.

Comprobar la presión localizada resulta superfluo, dado que la resistencia del hormigón del pilar no supera más que en un 20% a la del hormigón de la zapata (véase 3.6).

La armadura de espera con $\phi 16$, necesita una longitud de anclaje (para acero B400 y hormigón H-20) de:

$$\ell_b = 14 \cdot 1,6^2 \cdot \frac{400}{20} \cdot 1,6$$

$\ell_b = 360 \text{ mm}$ que cabe holgadamente.

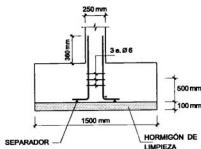


Figura 3-47

EJEMPLO 3.4

Sea una zapata de 3000 mm x 5000 mm sobre la que apoya un pilar que le transmite una sollicitación

$$N = 1200 \text{ kN}$$

$$M_x = 400 \text{ m kN (en la dirección de los 5000 mm)}$$

$$M_y = 200 \text{ m kN (en la dirección de los 3000 mm)}$$

Calcular las presiones σ_i en los cuatro vértices

- En la hipótesis de reparto lineal
- En la hipótesis de reparto uniforme
- En la hipótesis de distribución lineal de tensiones

$$e_x = \frac{400 \cdot 10^6 \text{ mmN}}{1200 \cdot 10^3 \text{ N}} = 333 \text{ mm} \quad \frac{e_x}{5000} = \frac{333}{5000} = 0,067$$

$$e_y = \frac{200 \cdot 10^6 \text{ mmN}}{1200 \cdot 10^3 \text{ N}} = 170 \text{ mm} \quad \frac{e_y}{3000} = \frac{170}{3000} = 0,056$$

y entrando en el ábaco de la figura 3-22, se aprecia que estamos en caso *I* con $k \approx 1,65$.

Es por tanto de aplicación la fórmula [3.27]

$$\sigma_i = \frac{1200 \cdot 10^3}{3000 \cdot 5000} \pm \frac{6 \cdot 400 \cdot 10^6}{3000 \cdot 5000^2} \pm \frac{6 \cdot 200 \cdot 10^6}{5000 \cdot 3000^2}$$

$$\sigma_i = 0,08 \pm 0,032 \pm 0,027$$

Las cuatro combinaciones se representan en la figura 3-48.

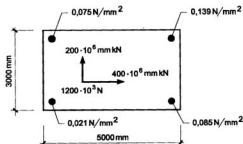


Figura 3-48

Aplicando el ábaco de la figura 3-22

$$\sigma_{i,\max} = 1,65 \frac{1200 \cdot 10^3}{3000 \cdot 5000} = 0,132 \text{ N/mm}^2$$

que representa una buena coincidencia con el valor exacto de $0,139 \text{ N/mm}^2$

- b) Hipótesis de distribución uniforme de tensiones: (El gráfico de la figura 3-26 tenía los valores de e_x y e_y referidos a las esquinas de la zapata, no al centro como el 3-22).

Partiendo de los valores calculados anteriormente

$$x = \frac{5000}{2} - 333 = 2167 \text{ mm}, \quad y = \frac{3000}{2} - 170 = 1330 \text{ mm} \quad \text{y por tanto}$$

$$\frac{x}{a} = 0,43 \quad \text{e} \quad \frac{y}{b} = 0,44$$

entrando en el ábaco de la figura 3-26 se aprecia que estamos en la zona 4 y resulta $\alpha = 0,45$ y $\beta = 0,35$, con lo cual podemos calcular el valor del área comprimida

y por tanto

$$S_c = 3.500 \cdot 5.000 \left(1 - \frac{0,35 \cdot 0,45}{2} \right) = 16121875 \text{ mm}^2$$

$$\text{y } \sigma_t = \frac{1200}{16,12} = 74,4 \text{ kN/m}^2 = 0,074 \text{ N/mm}^2$$

(Por supuesto no es posible una comparación directa de las tensiones admisibles con estos dos procedimientos).

BIBLIOGRAFÍA

- (3.1) EHE "Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón Estructural". Ministerio de Fomento. Madrid, 1998.
- (3.2) MODEL CODE CEB-FIP 1990 FOR STRUCTURAL CONCRETE (1999).
- (3.3) EUROCÓDIGO Nº 2 "Design of Concrete Structures". Part 1. General Rules and Rules for Buildings. Commission of the European Communities. 1989.
- (3.4) EUROCODE 2 "Design of Concrete Structures. Part 3: Concrete Foundations". Aug. 1998.
- (3.5) ACI 318-99 "Building Code Requirements for Reinforced Concrete". American Concrete Institute. Detroit 1995.
- (3.6) RICE, P.F., y HOFFMAN, E.S.: Structural Design Guide to the ACI Building Code, Second Edition, Van Nostrand, Nueva York, 1979.
- (3.7) ROBINSON, J.R.: Elements Constructifs Speciaux du Béton Armé, Eyrolles, París, 1975.
- (3.8) «ARCHES, CONTINUOUS FRAMES, COLUMNS AND CONDUITS». Selected Papers of Hardy Gross. The University of Illinois Press, 1963.
- (3.9) CALAVERA, J.: "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón". INTEMAC EDICIONES, 2 Tomos. Madrid 1999.
- (3.10) Norma Sismorresistente NCS-94. Norma de Construcción Sismorresistente. (Parte General y Edificación). Dirección General del Instituto Geográfico Nacional. 1994.
- (3.11) CALAVERA, J.: "Manual de Detalles Constructivos en Obras de Hormigón Armado". INTEMAC EDICIONES. Madrid 1993.

CAPÍTULO 4

ZAPATAS DE MEDIANERÍA

4.1 GENERALIDADES

La necesidad de su uso aparece en cuanto se disponen pilares junto a las lindes de propiedad del terreno en que se va a construir el edificio. Por tanto, las zapatas de medianería son de uso muy frecuentes en la práctica¹.

Existen muy diferentes sistemas para solucionar el problema, que en definitiva es apoyar un pilar de medianería. En la figura 4-1 se indican las soluciones más frecuentes.

- En la solución *a*) se trata de un sistema en el que la resultante *R* es excéntrica respecto al cimiento, provocando por tanto un diagrama no uniforme de presiones como respuesta del terreno. La diferencia de tensiones σ' a lo largo del cimiento provoca, a través de asientos diferenciales de un borde respecto al otro, el giro del cimiento. Como el pilar se supone elásticamente empotrado en el cimiento, sufre un giro igual y aparece un par de fuerzas *T*, una a nivel de forjado o vigas de techo y otra en la superficie de contacto entre zapata y terreno. El pilar ve incrementado su momento flector con motivo de la excentricidad del cimiento.
- La solución *b*) corresponde a una simplificación de la *a*) en la que se supone que el par formado por las dos fuerzas *T* es capaz de centrar exactamente la resultante, con lo que la zapata recibe una respuesta uniforme del terreno. Como veremos, esta hipótesis aproximada debe ser verificada, pero se cumple casi siempre de forma aceptable.
- La solución *c*) corresponde a la situación en que no existe techo y la respuesta *T* es proporcionada íntegramente por un tirante a nivel de cara superior de zapata. Sólo presenta posibilidades interesantes si el canto de la zapata es grande, lo cual en principio es antieconómico, considerado aisladamente.

¹ El tema no es considerado por EHE, ni por EC-2, ni ACI-318.

- En el caso *d*) se parte de nuevo de considerar la reacción R centrada por el par de fuerzas T . Aquí, como en el caso *b*), se requieren siempre comprobaciones adicionales para decidir la aplicabilidad del método, pero habitualmente se cumplen.

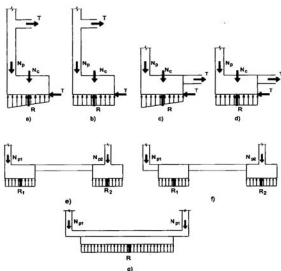


Figura 4-1

- La solución indicada por el caso *e*) consiste en disponer una viga centradora que una la zapata del pilar de fachada a la zapata de un pilar interior. Con ello se consigue centrar la reacción R_f . (El pilar interior puede ser sustituido por cualquier tipo de contrapeso).
- La solución *f*) representa una solución interesante en ciertos casos, donde la carga se centra mediante la disposición de una zapata retranqueada de la fachada y una viga que sale en voladizo para recibir el pilar de medianería. (El pilar interior puede ser sustituido por cualquier tipo de contrapeso).
- Finalmente, en la solución *g*) se dispone una viga sobre la que apoyan ambos pilares y esta viga se apoya sobre una zapata alargada en el sentido de la viga.

Las soluciones *a*) y *b*) conducen a incrementos de flexión importantes en el pilar de la fachada, no así las *c*) y *d*).

Las soluciones *e*), *f*) y *g*) no producen tampoco incrementos de flexión en los pilares (salvo los pequeñísimos que surgirían de un análisis de segundo orden) y son por ello las empleadas cuando se trata de pilares sometidos a grandes cargas.

A continuación se analiza en detalle el método de cálculo correspondiente a cada una de las soluciones consideradas¹.

4.2 ZAPATA EXCÉNTRICA CON DISTRIBUCIÓN VARIABLE DE PRESIONES Y REACCIÓN EN LA ESTRUCTURA DEL PISO SUPERIOR (SOLUCIÓN a))

Se supone que el equilibrio se alcanza mediante una distribución lineal de tensiones bajo la zapata, con valores extremos σ'_{t1} y σ'_{t2} , y resultante R . La excentricidad de R produce un par de fuerzas horizontales T , una a nivel del piso superior y otra a nivel del plano de cimentación (figura 4-2)². Las incógnitas son σ'_{t1} , σ'_{t2} y T ³.

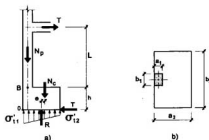


Figura 4-2

Se ha de cumplir

$$N_p + N_c = R = \frac{\sigma'_{t1} + \sigma'_{t2}}{2} a_2 b_2 \quad [4.1]$$

Tomando momentos en 0:

$$T(L+h) + N_p \frac{a_1}{2} + N_c \frac{a_2}{2} = \sigma'_{t2} a_2 b_2 \frac{a_2}{2} + \frac{\sigma'_{t1} - \sigma'_{t2}}{2} a_2 b_2 \frac{a_2}{3}$$

y operando

$$T(L+h) + \frac{1}{2}(a_1 N_p + a_2 N_c) = a_2^2 b_2 \left(\frac{\sigma'_{t1} + 2\sigma'_{t2}}{6} \right) \quad [4.2]$$

¹ Una solución más es la de zapata combinada, disponiendo una zapata común al pilar de fachada y al inmediato. Véase el Capítulo 6, en especial el ejemplo 6.1.

² T es la acción del suelo sobre la zapata y de la viga o forjado sobre el pilar.

³ Calculamos de momento presiones σ'_t sobre el terreno, incluidas las debidas al peso del cimienta.

⁴ Si además de esfuerzo axil, existe momento, en todo lo que sigue en el resto de este capítulo basta sustituir a_1 por $2m$, siendo m la distancia de la resultante al borde de la zapata.

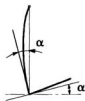


Figura 4-3

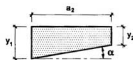


Figura 4-4

La tercera ecuación la proporciona la compatibilidad de deformaciones del pilar y la zapata (figura 4-3), ya que el giro de la zapata bajo las presiones σ'_{t1} , σ'_{t2} en sus bordes, ha de ser igual al giro del pilar bajo la acción del momento.

$$M_B = TL$$

El giro del pilar vale:

$$\alpha = \frac{T\lambda L^2}{3EI}$$

siendo E el módulo de deformación del material con que está construido y λ un coeficiente dependiente del grado de empotramiento del pilar en la estructura de techo, con valores $\lambda = 1$ para articulación y $\lambda = 0,75$ para empotramiento.

Suponiendo un terreno con módulo de balasto K_c , tal que el asiento y sea igual a $\frac{\sigma}{K_c}$, se tiene (figura 4-4)

$$\operatorname{tg} \alpha = \alpha = \frac{y_1 - y_2}{a_2} = \frac{\sigma'_{t1} - \sigma'_{t2}}{K_c a_2}$$

e igualando los giros:

$$\frac{T\lambda L^2}{3EI} = \frac{\sigma'_{t1} - \sigma'_{t2}}{K_c a_2} \quad [4.3]$$

El sistema [4.1], [4.2], [4.3] proporciona la solución del problema¹ que resulta:

$$T = \frac{N_p \left[\frac{a_2 - a_1}{2} \right]}{\left[L + h + \frac{K_c \lambda L^2}{36EI} a_2^3 b_2 \right]} \quad [4.4]$$

¹ Intentar expresar N_c como función de a_2 , b_2 , y h , y plantear el problema con toda generalidad conduce a un sistema de ecuaciones de solución manual inabordable. En lo que sigue se elige un sistema que puede necesitar algún tanteo, pero que es relativamente simple.

$$\sigma'_{r1} = \frac{N_p + N_c}{a_2 b_2} + \frac{K_c \lambda L^2 a_2}{6EI} T \quad [4.5]$$

$$\sigma'_{r2} = \frac{N_p + N_c}{a_2 b_2} - \frac{K_c \lambda L^2 a_2}{6EI} T \quad [4.6]$$

En las expresiones [4.5] y [4.6], el valor T es el dado por [4.4]. El signo positivo de T es el correspondiente a la figura 4-2 (4.1).

Para la aplicación práctica pueden darse dos casos:

4.2.1 CASO EN QUE SE FIJAN LAS DIMENSIONES DEL CIMIENTO

Si las dimensiones de la zapata, a_2 , b_2 , h , han sido fijadas, la resolución del sistema [4.4], [4.5] y [4.6] proporciona las tensiones σ'_{r1} , σ'_{r2} y la fuerza T . En este caso, el valor de K_c puede ser conocido a priori, ya que como es sabido, K_c depende de las dimensiones en planta de la zapata y del valor K obtenido mediante los correspondientes ensayos de placa de carga¹.

Por supuesto, la obtención de tensiones σ'_i admisibles por el terreno y de valores T aceptables por la estructura y el rozamiento zapata-suelo pueden exigir algunos tanteos².

4.2.2 CASO EN QUE SE FIJAN LA DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES Y EL CANTO DE LA ZAPATA

Otra posibilidad es fijar las tensiones σ'_{r1} , σ'_{r2} y h , y estimar los valores de K_c y N_c , lo cual en definitiva supone estimar a priori las dimensiones del cimiento, lo que exigirá algún tanteo.

Se supone que todo el terreno bajo la zapata está comprimido³ y que la presión máxima σ'_{r1} guarda una cierta relación con la presión media σ'_m .

$$\sigma'_{r1} \leq \beta \sigma'_m \quad [4.7]$$

siendo

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_{r1} + \sigma'_{r2}}{2} = \frac{N_p + N_c}{a_2 b_2} \quad [4.8]$$

¹ Ver el capítulo 7.

² Al fijar los valores de a_2 es necesario respetar ciertas limitaciones que se exponen más adelante en 4.14.

³ El caso de que el terreno no esté comprimido en toda el área de la zapata, puede estudiarse de forma análoga, pero no tiene interés, pues no se presenta nunca en la práctica, salvo en los casos de pequeñas construcciones. Véase el capítulo 8.

Si llamamos e a la excentricidad de la resultante R de las presiones σ'_i , la ley de presiones viene dada por la fórmula generalizada de flexión compuesta

$$\sigma'_i = \frac{R}{a_2 b_2} \pm \frac{6 R e}{b_2 a_2^2} \quad [4.9]$$

y como $R = N_p + N_c$, comparando [4.9] con [4.5] y [4.6]

$$\frac{6 (N_p + N_c) e}{b_2 a_2^2} = \frac{K_c \lambda L^2 a_2 T}{6 E I}$$

de donde

$$e = \frac{K_c \lambda L^2 b_2 a_2^3 T}{36 E I (N_p + N_c)} \quad [4.10]$$

Si
$$\sigma_{ci} = \frac{N_p + N_c}{a_2 b_2} \left(1 + \frac{6e}{a_2} \right) \leq \beta \sigma'_{m} = \beta \frac{N_p + N_c}{a_2 b_2}$$

se obtiene

$$\frac{e}{a_2} \leq \frac{\beta - 1}{6} \quad [4.11]$$

y de [4.10] y [4.11]

$$\frac{K_c \lambda L^2 b_2 a_2^3 T}{6 E I (N_p + N_c)} \leq \beta - 1$$

y sustituyendo T de [4.4] y operando

$$K_c \lambda L^2 b_2 a_2^2 N_p \frac{a_2 - a_1}{2} \leq 6 (\beta - 1) E I (N_p + N_c) \left(L + h + \frac{K_c \lambda L^2}{36 E I} a_2^3 b_2 \right)$$

y dividiendo por $a_2 b_2$ y haciendo $\frac{N_p + N_c}{a_2 b_2} = \sigma'_m$, obtenemos la inecuación

$$a_2^2 \left[N_p - \frac{\beta - 1}{3} (N_p + N_c) \right] - a_1 N_p a_2 - \frac{12 (\beta - 1) E I \sigma'_m (L + h)}{K_c \lambda L^2} \leq 0 \quad [4.12]$$

cuya solución acota en cada caso el campo de posibles valores de a_2 .

El valor habitual de β es 1,25, es decir

$$\sigma'_{ci} \leq 1,25 \sigma'_{m} \quad [4.13]$$

que con $\sigma'_{m} \leq \sigma'_{adm}$ es, por ejemplo, el límite adoptado por la Norma Española NBE-AE-88 (4.2). Un valor más habitual es $\beta = \frac{4}{3}$.

Elegido a_2 de acuerdo con las condiciones anteriores, el valor de b_2 se deduce de

$$b_2 = \frac{N_p + N_c}{a_2 \sigma'_{m}} \quad [4.14]$$

y el de T de [4. 4].

Por supuesto, si con las dimensiones a_2 y b_2 el canto necesario h resulta muy diferente al previsto, es necesario corregir por tanteos.

Interesa habitualmente elegir valores no muy grandes de a_2 ya que, por un lado, conducen a valores muy altos de T , que pueden resultar excesivos para la estructura o para ser absorbidos por rozamiento entre zapata y suelo y por otro (figura 4-5 a)), un valor muy alto de a_2 exigirá mucha armadura y producirá un momento adicional muy alto en el pilar. En general las dimensiones óptimas se obtienen con valores aproximadamente iguales de a_2 y b_2 (figura 4-5 b)). Un valor muy reducido de a_2 conducirá ciertamente a un momento adicional en la zapata muy pequeño, pero en cambio la dimensión b_2 será muy grande y el armado será muy costoso (figura 4-5 c)).

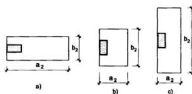


Figura 4-5

Recuérdese que, a la vista de las dimensiones del cimiento, es también necesario revisar si el valor K_c adoptado para el módulo de balasto resultó correcto o es necesario variarlo, con la consiguiente repetición de los cálculos. (Véase el Capítulo 7).

OBSERVACIONES IMPORTANTES

- La tracción T en el nivel de primer piso, debe ser absorbida disponiendo una armadura adicional A_s , sobre la ya existente por otros motivos, de valor

$$A_s = \frac{T_d}{f_{sd}} \quad [4.15]$$

$(T_d = \gamma_g \cdot T_g + \gamma_q T_q)$, donde T_g y T_q se obtienen repartiendo el valor calculado de T en proporción a la relación de acciones permanentes y variables).

Esta armadura puede disponerse en las vigas o en el propio forjado y debe prolongarse hasta anclarse en puntos que puedan considerarse rígidos.

- b) La fuerza T de rozamiento entre zapata y terreno puede ser resistida por rozamiento siempre que

$$C_s T \leq (N_p + N_c) \mu \quad [4.16]$$

donde C_s es un coeficiente de seguridad que puede tomarse igual a 1,5 y μ es el coeficiente de rozamiento entre hormigón y suelo¹.

- c) Si el rozamiento no bastase para resistir la fuerza T , existen dos soluciones:
- Disminuir el valor de a_2 o aumentar h , para reducir T .
 - Absorber la fuerza T con tirantes o tornapuntas anclados o apoyados en puntos adecuados de la estructura (por ejemplo, otras zapatas, comprobando en ellas la seguridad a deslizamiento).
- d) La presión σ_{n1} debe ser comprobada de acuerdo con los datos del Informe Geotécnico.
- e) El pilar debe ser calculado para el momento flector $M = TL$, además de los momentos que ya tuviera por el trabajo general de la estructura.
- Este es el inconveniente principal del método, pues obliga a un incremento grande del tamaño del pilar de fachada².
- f) Para el cálculo de la zapata, cuyo detalle veremos más adelante, se han de manejar las presiones σ_i , obtenidas de las σ'_i restándoles la parte debida al peso N_c del cimientó, con las excepciones que vimos en el Capítulo 1.

El diagrama de presiones σ_i , que es el rayado en la figura 4-6, se obtiene restando al de presiones σ'_i el valor

$$\sigma_{ic} = \frac{N_c}{a_2 b_2} \quad [4.17]$$

debido al peso del cimientó.

¹ Como orientación preliminar, que deberá fijarse definitivamente a la vista del Informe Geotécnico, puede tomarse $\mu = \frac{2}{3} \tan \varphi$, siendo φ el ángulo de rozamiento interno. En suelos coherentes, este valor, al ignorar la cohesión, puede resultar muy conservador.

² Una posibilidad es, estimando las dimensiones del cimientó y el valor de K_r , introducir la relación entre α y las tensiones de [4.3] como "constante de muelle" en el programa informático de cálculo del entramado.



Figura 4-6

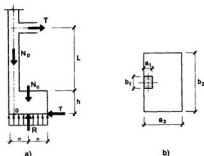


Figura 4-7

4.3 ZAPATA EXCÉNTRICA CON DISTRIBUCIÓN UNIFORME DE PRESIONES Y REACCIÓN EN LA ESTRUCTURA DEL PISO SUPERIOR (SOLUCIÓN b))

Se supone que las fuerzas T centran la carga bajo la zapata (figura 4-7) de forma que la presión sobre el suelo vale

$$\sigma'_t = \frac{N_p + N_c}{a_2 b_2} \quad [4.18]$$

Como $R = N_p + N_c$, tomando momentos respecto a 0, se tiene

$$R \frac{a_2 - a_1}{2} = T(L + h) + N_c \frac{a_2 - a_1}{2} \quad [4.19]$$

de donde

$$T = \frac{N_p(a_2 - a_1)}{2(L + h)} \quad [4.20]$$

Obsérvese, comparando [4.20] con [4.4], que difieren sólo en el término

$$\frac{K_c \lambda L^2 a_2^3 b_2}{36EI}$$

y, como ya dijimos, el elevado valor de E hace que este término sea despreciable en la mayoría de los casos.

En caso de duda sobre la aplicabilidad de la simplificación que este método representa, basta comprobar si se cumple la condición derivada de [4.10] y [4.11]

$$\frac{K_c \lambda L^2 b_2 a_2^2 T}{6EI(N_p + N_c)} \leq \beta - 1 \quad [4.21]$$

($\lambda = 1$ para articulación a nivel de techo y $\lambda = 0,75$ para empotramiento).

El valor T puede calcularse, bien mediante [4.4] o simplificadoamente, mediante [4.20].

Como dijimos, NBE-AE-88 autoriza $\beta = 1,25$ y es bastante corriente tomar incluso $\beta = \frac{4}{3}$, con lo que rara vez la condición [4.21] no resultará cumplida.

Es de destacar la extraordinaria sencillez del método, sobre todo comparado con el anterior². Tiene su mismo inconveniente de producir un incremento importante del momento en el pilar.

Vale aquí lo dicho en 4.2 tanto respecto a la selección de las dimensiones a_2 y b_2 como en las OBSERVACIONES a) a f) que allí se hicieron y que son íntegramente aplicables aquí, excepto la f) que es ahora inmediata.

4.4 ZAPATA EXCÉNTRICA CON DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES Y REACCIÓN MEDIANTE UN TIRANTE A NIVEL DE LA CARA SUPERIOR DE ZAPATA (SOLUCIÓN c))

Corresponde al caso de la figura 4-8, y como se ve, se dispone un tirante, habitualmente de hormigón armado, ya que ha de quedar en contacto con el terreno. Este tirante se coloca con su eje lo más cerca posible de la cara superior de la zapata con el fin de ganar brazo h' para el par de fuerzas equilibrantes T .

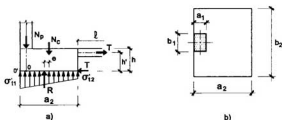


Figura 4-8

¹ Obsérvese que si en la fórmula se sustituye a_2, b_2 por S , superficie en planta de la zapata, se ve claramente que para cumplir la condición [4.21] lo mejor es reducir a_2 o bien aumentar la inercia del pilar. Préstese atención a que [4.21] proporciona un valor conservador de T , por lo que, si no se cumple [4.23] debe verificarse con el valor de T obtenido mediante el método de distribución variable de presiones visto en 4.2.

² El equilibrio introducido por el par de fuerzas T es la explicación de que muchas zapatas de medianería, incorrectamente proyectadas por ignorancia, se hayan comportado satisfactoriamente en apariencia, aunque generalmente con coeficientes de seguridad muy bajos, sobre todo en el pilar.

Planteando la ecuación de equilibrio, se ha de cumplir

$$N_p + N_c = \frac{\sigma'_{i1} + \sigma'_{i2}}{2} a_2 b_2 \quad [4.22]$$

Tomando momentos respecto a 0'

$$\frac{N_p a_1 + N_c a_2}{2} + Th' = \sigma'_{i2} a_2 b_2 \frac{a_2}{2} + \frac{\sigma'_{i1} - \sigma'_{i2}}{2} a_2 b_2 \frac{a_2}{3} \quad [4.23]$$

o sea

$$\frac{N_p a_1 + N_c a_2}{2} + Th' = a_2^2 b_2 \left(\frac{\sigma'_{i1} + 2\sigma'_{i2}}{6} \right) \quad [4.24]$$

El tirante, bajo la acción de la fuerza T sufrirá un alargamiento $\delta = \varepsilon \ell$, siendo ℓ la longitud libre entre zapatas y ε el alargamiento unitario. Si es A_s el área de armadura longitudinal del tirante,

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_s} = \frac{T}{A_s E_s} \quad [4.25]$$

y por tanto

$$\delta = \frac{T \ell}{A_s E_s} \quad [4.26]$$

Este alargamiento permite un cierto giro a la zapata, de valor

$$\alpha = \frac{\delta}{h'} = \frac{T \ell}{A_s E_s h'} \quad [4.27]$$

Bajo la distribución variable de presiones σ'_i el giro de la zapata, si llamamos K_c a su módulo de balasto, vale

$$\alpha = \frac{\sigma'_{i1} - \sigma'_{i2}}{K_c a_2} \quad [4.28]$$

e igualando giros

$$\frac{T \ell}{A_s E_s h'} = \frac{\sigma'_{i1} - \sigma'_{i2}}{K_c a_2} \quad [4.29]$$

Las ecuaciones [4.22], [4.24] y [4.29] forman un sistema cuya solución resuelve el problema¹, conduciendo a

¹ Como en 4.2, intentar expresar N_c en función de a_2 , b_2 y h y resolver así el sistema manualmente resulta impracticable. Procedemos como allí, mediante tanteos.

$$T = \frac{N_p \frac{a_2 - a_1}{2}}{h' + \frac{\ell K_c a_2^3 b_2}{12 E_s A_s h'}} \quad [4.30]$$

$$\sigma'_{n1} = \frac{N_p + N_c}{a_2 b_2} + \frac{1}{2} \frac{\ell K_c a_2}{E_s A_s h'} T \quad [4.31]$$

$$\sigma'_{n2} = \frac{N_p + N_c}{a_2 b_2} - \frac{1}{2} \frac{\ell K_c a_2}{E_s A_s h'} T \quad [4.32]$$

En las expresiones [4.31] y [4.32] el valor de T es el dado por [4.30]. El signo positivo de T es el correspondiente a la figura 4-8. El valor de h' debe ser estimado previamente como el de A_s .

Los casos habituales en la práctica son los siguientes:

4.4.1 CASO EN QUE SE FIJAN LAS DIMENSIONES DEL CIMIENTO

Si las dimensiones de la zapata a_2 , b_2 , h y la armadura longitudinal A_s del tirante han sido fijadas, la resolución del sistema mediante las fórmulas [4.30], [4.31] y [4.32] proporciona las tensiones σ'_{n1} , σ'_{n2} y la fuerza T .

En este caso, el valor de K_c puede ser conocido a priori. Por supuesto, la obtención de tensiones σ'_t admisibles por el terreno y valores de T aceptables por el tirante exigirán habitualmente varios tanteos¹.

La seguridad del tirante exige que los valores finales de T_d y A_s cumplan con

$$\gamma_g \cdot T_g + \gamma_q \cdot T_q = T_d \leq A_s \cdot f_{yd} \quad [4.33]$$

siendo f_{yd} la tensión de cálculo de la armadura del tirante².

Por otra parte y dado que ha de quedar enterrado, el tirante debe comprobarse a fisuración. El método más efectivo es el proporcionado por EHE. Al tratarse de una pieza en tracción, se entrará con un valor de ρ (figura 4-9)

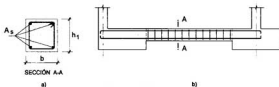


Figura 4-9

¹ Puede emplearse el método previsto en 4.5 como preliminar.

² En el caso de aceros de dureza natural, se trata del límite elástico de cálculo. En aceros estirados en frío, la tensión correspondiente a la deformación total del 1‰, que es algo superior al límite elástico.

$$\rho = \frac{4A_s}{bh_1}$$

debiendo resultar w_{lim} inferior a 0,3 mm, si el suelo puede estar húmedo, y a 0,4 mm, si está permanentemente seco y no es agresivo.

Las armaduras del tirante deben anclarse a partir de los ejes de los pilares de acuerdo con las reglas generales de anclaje. El tirante debe llevar estribos a separación no superior a 300 mm ni a 0,75 veces su menor dimensión transversal.

4.4.2 CASO EN QUE SE FIJAN LA DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES Y EL CANTO DE LA ZAPATA

Otra posibilidad es fijar las tensiones σ'_{t1} , σ'_{t2} y los valores de h y A_s y estimar los valores de K_c , N_c y h' , lo cual en definitiva supone estimar a priori las dimensiones del cimientto, lo que exigirá varios tanteos.

Se supone, como en 4.2.2, que todo el terreno bajo la zapata está comprimido y se acepta que

$$\sigma'_{t1} \leq \beta \sigma'_{tm} \quad [4.34]$$

siendo

$$\sigma'_{tm} = \frac{N_p + N_c}{a_2 b_2} \quad [4.35]$$

Si llamamos e a la excentricidad de la resultante R de las presiones σ'_t , se deduce como en 4.2.2 que $\frac{e}{a_2} \leq \frac{\beta - 1}{6}$ y análogamente a lo allí tratado, se obtiene

$$\frac{6(N_p + N_c)e}{b_2 a_2^2} = \frac{1}{2} \frac{\ell K_c a_2}{E_s A_s h'} T \quad [4.36]$$

de donde

$$\frac{K_c \ell a_2^2 b_2 T}{2(N_p + N_c) E_s A_s h'} \leq \beta - 1 \quad [4.37]$$

Sustituyendo en [4.37] el valor [4.30] de T , se obtiene la inecuación

$$a_2^2 \left[N_p - \frac{\beta - 1}{3} (N_p + N_c) \right] - a_1 N_p a_2 - 4(\beta - 1) \sigma'_{tm} \frac{A_s E_s h'^2}{K_c \ell} \leq 0 \quad [4.38]$$

cuya solución acota en cada caso el campo de posibles valores a_2 .

1 Si llamamos S al producto $a_2 b_2$, se ve que para cumplir [4.39] lo mejor es reducir a_2 o aumentar A_s , o h' .

Elegido a_2 , b_2 se deduce de

$$b_2 = \frac{N_p + N_c}{a_2 \sigma_{im}} \quad [4.39]$$

y T se calcula con [4.30]

Respecto a la posible necesidad de tanteos y a las recomendaciones para la selección de los valores de a_2 y b_2 , vale lo dicho en 4.2.2.

OBSERVACIONES IMPORTANTES

- Este método presupone la existencia de cantos h grandes de zapata.
- El método presupone también que no existe ninguna coacción al giro del pilar, que es naturalmente igual al de la zapata. Si existe esa coacción, por ejemplo, un forjado por encima de la planta baja, aparece una reacción T_j en esa planta y lo anteriormente deducido no es válido, ya que se modifica el valor de T . Además, aparecería un momento adicional en el pilar¹.
- La fuerza T de rozamiento entre zapata y terreno puede ser resistida por rozamiento, siempre que

$$C_s T \leq (N_p + N_c) \mu \quad [4.40]$$

donde C_s es un coeficiente de seguridad que puede tomarse igual a 1,5 y μ es el coeficiente de rozamiento entre hormigón y suelo².

- Si el rozamiento no basta para resistir la fuerza T , existen tres soluciones:
 - Disminuir el valor de a_2 para reducir T .
 - Aumentar el valor de h' con el mismo objeto.
 - Absorber la fuerza T con tirantes anclados en puntos adecuados.
- La presión σ'_{ii} debe ser comprobada de acuerdo con los datos del Informe Geotécnico.
- La zapata contigua, a la que se ancla el tirante, debe comprobarse a deslizamiento, aplicando la fórmula [4.40]. Si es necesario, el tirante puede prolongarse, atando varias zapatas en línea, con objeto de reunir la fuerza vertical suficiente.

1 La deducción de las fórmulas correspondientes es análoga a las realizadas hasta aquí. No se incluyen porque, si es posible disponer de una coacción T en el techo, la disposición del tirante carece de interés práctico.

2 Como orientación preliminar, que deberá fijarse definitivamente a la vista del Informe Geotécnico, puede tomarse $\mu = \frac{2}{3} \tan \varphi$, siendo φ el ángulo de rozamiento interno. En suelos coherentes este valor, al ignorar la cohesión puede resultar muy conservador.

- g) Para el cálculo de la zapata, cuyo detalle veremos más adelante, se han de manejar las presiones σ_i obtenidas de las σ'_i restándoles la parte debida al peso N_c del cimient, con las excepciones que vimos en el Capítulo 1.

Los valores de σ_i se obtienen de [4.31] y [4.32] haciendo $N_c = 0$. Si [4.32] resultase negativo, es necesario obtener el diagrama de presiones σ_i , que es el rayado en la figura 4-10, restando al de presiones σ'_i el valor

$$\sigma_{rc} = \frac{N_c}{a_2 b_2} \quad [4.41]$$

debido al peso del cimient.

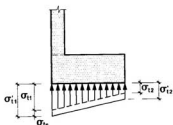


Figura 4-10

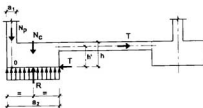


Figura 4-11

4.5 ZAPATA EXCÉNTRICA CON DISTRIBUCIÓN UNIFORME DE PRESIONES Y REACCIÓN MEDIANTE UN TIRANTE A NIVEL DE LA CARA SUPERIOR DE LA ZAPATA (SOLUCIÓN d))

El esquema de fuerzas y estructura se indican en la figura 4-11.

La presión sobre el suelo vale:

$$\sigma'_i = \frac{N_p + N_c}{a_2 b_2} \quad [4.42]$$

Como $R = N_p + N_c$, tomando momentos respecto a 0, se tiene

$$R \left(\frac{a_2 - a_1}{2} \right) = Th + N_c \left(\frac{a_2 - a_1}{2} \right) \quad [4.43]$$

de donde

$$T = \frac{N_p (a_2 - a_1)}{2h} \quad [4.44]$$

Obsérvese que la diferencia entre [4.44] y [4.30] está sólo en el término $\frac{\ell K_c a_s^3 b_s}{12 E_s A_s h}$, que debido al elevado valor de E_s es habitualmente despreciable, lo que justifica el presente método simplificado.

En caso de duda sobre la aplicabilidad de la simplificación que este método representa, basta comprobar si se cumple la condición [4.37]:

$$\frac{K_c \ell a_s^2 b_s T}{2 (N_p + N_c) E_s A_s h} \leq \beta - 1 \quad [4.45]$$

El valor de T puede calcularse, bien mediante [4.30] o bien, simplificadoamente, mediante [4.44]¹. Como ya se dijo, la Norma NBE-AE-88 autoriza $\beta = 1,25$ y es corriente tomar $\beta = \frac{4}{3}$. Si el canto de la zapata es pequeño, la comprobación apuntada es siempre recomendable.

4.6 DIMENSIONAMIENTO DE LAS ZAPATAS EXCÉNTRICAS

En los cuatro casos que hemos analizado, hemos expuesto métodos para la determinación de las dimensiones del cimiento. A continuación trataremos del cálculo estructural del mismo, que presenta diferencias importantes con el de las zapatas vistas en los Capítulos 2 y 3.

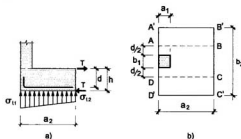


Figura 4-12

En la figura 4-12 se indica la disposición general de la zapata y su ley de tensiones σ_t obtenidas sin considerar el peso propio del cimiento.

El caso real es extraordinariamente complejo, ya que se trata de una placa, relativamente gruesa, en voladizo desde un solo apoyo puntual. Un procedimiento satisfactorio es el siguiente:

¹ Si se utiliza [4.44], la verificación de validez puede no resultar cumplida y resultarlo con el valor [4.30].

a) Cálculo a flexión

- Se considera una viga virtual en voladizo $ABCD$, empotrada en el pilar y con vuelo $a_2 - \frac{a_1}{2}$ y ancho el del pilar b_1 más medio canto de la zapata a cada lado.
- Sobre esta viga apoya la losa $A'B'C'D'$, empotrada en la viga y con dos tramos en voladizo de ancho a_2 y vuelo $\frac{b_2}{2}$, sometidas a la correspondiente distribución de presiones σ_r . Sobre la viga actúa también el par T (figura 4-12), que debe considerarse en el dimensionamiento, en el caso de tirante, y la fuerza T en base de zapata, si el equilibrio se consigue con reacción en el techo.
- Las comprobaciones a fisuración de la losa pueden realizarse mediante los gráficos GT-5 y GT-6, de acuerdo con lo dicho en 2.3.2 b).
- Las comprobaciones de fisuración de la viga virtual se realizan de acuerdo con las normas generales de EHE.

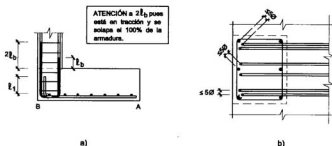


Figura 4-13

- Es especialmente importante el estudio del anclaje de la armadura de la viga virtual (figura 4-13). En la extremidad A vale lo dicho en los Capítulos 2 y 3. En la extremidad B, la armadura de la viga virtual debe solaparse con la armadura de espera, una longitud l_1 igual a la de solape de la más gruesa de las armaduras. En la figura 4-13 b) se indica un detalle en planta, en el que se aprecia la necesidad de situar la armadura de la viga agrupada cerca de la armadura de espera (distancia entre ejes no mayor de 5ϕ , siendo ϕ el diámetro de la armadura más fina) con objeto de conseguir una buena transmisión de esfuerzos. (Atención al montaje, que exige que los cercos situados en el canto de la zapata se deslicen a su posición definitiva una vez colocada la armadura de la viga virtual).

- La armadura de flexión de la losa en el sentido de b_2 se coloca por debajo de la de la viga, con objeto de no disponer excesivo recubrimiento.
- En las zonas no cubiertas por la armadura de la viga, se dispone en la losa una armadura de reparto en dirección a_2 , que resista un momento igual al 20% del que resiste la armadura de la losa paralela a la dirección b_2 .
- Para el anclaje de las armaduras de la losa en ambas direcciones, vale lo visto en el Capítulo 3 para zapatas aisladas.

b) *Cálculo a esfuerzo cortante*

Se realiza de acuerdo con el método general visto en 3.4 d)

El esfuerzo cortante debe comprobarse (figura 4-14) en las secciones de referencia correspondiente a ambas direcciones (A-A y B-B).

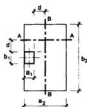


Figura 4-14

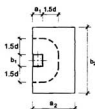


Figura 4-15

c) *Cálculo a punzonamiento*

Es de aplicación todo lo dicho en 3.4.d.1.2) y las fórmulas allí expuestas tanto para el caso de que actúe esfuerzo axial solamente como para el caso en que existan momentos, si bien en este caso tanto con el método de EHE como con el del EUROCÓDIGO EC-2 el factor 1,15 debe sustituirse por 1,40. En todo caso, recuérdese que se debe tener en cuenta la excentricidad de la resultante respecto al centro de gravedad del perímetro crítico, por lo que, en general, aunque los momentos en pie de pilar sean despreciables, la excentricidad debe ser tenida en cuenta.

Los escasos ensayos realizados se refieren al caso en que los momentos trasladan la carga vertical hacia el interior de la zapata. No se conocen ensayos sobre casos en que la traslación se realice hacia el exterior, por lo que en este caso, raro en la práctica, alguna prudencia adicional es recomendable¹.

Una solución alternativa es armar la viga virtual a cortante con estribos, en cuyo caso no es necesaria la comprobación a punzonamiento. Véase el ejemplo 4.5.

¹ Recientemente se ha publicado la tesis de KRUGER (4.5) sobre estos temas.

d) *Compresión localizada sobre la cara superior de la zapata*

No existe en este caso ningún efecto importante de mejora por la coacción del hormigón, ya que éste no rodea completamente la zona cargada.

Si es N_d el esfuerzo de cálculo del pilar y A_s su armadura longitudinal de límite elástico f_{yd} de acuerdo con EHE, como $A_c = A_{cl}$, deberá cumplirse

$$\frac{N_d - A_s f_{yd} + A'_s f_{yd}}{a_1 b_1} \leq f_{cd} \quad [4.46]$$

donde a_1 , b_1 son las dimensiones de la sección recta del pilar, y f_{cd} es la resistencia de cálculo del hormigón de la zapata¹, A'_s el área de la armadura comprimida del pilar y A_s la traccionada en caso de que exista.

Naturalmente, [4.46] supone lo mismo que establecer que si el pilar está en condiciones estrictas de diseño, la resistencia de su hormigón debe ser igual como máximo a 1,18 veces la de la zapata. Si, por las razones que sea el hormigón de la zapata es de menor resistencia, deberá disponerse una armadura vertical suplementaria, anclada en la zapata y en el pilar, tal que en la unión se cumpla la condición [4.46], o mejorar la resistencia del hormigón de la zapata.

En cuanto a la necesidad de la armadura horizontal que EHE exige bajo las cargas localizadas sobre macizos, repetimos aquí lo dicho en 3.6, sobre la no necesidad de comprobación en los casos habituales. Para presiones de cimentación muy altas, puede aplicarse la fórmula [3.20] sustituyendo en ella $a_1 + 2h$ por $a_1 + h$ y comparar el valor obtenido con [3.21].

e) *Unión del pilar a la zapata. Solape y anclaje de armaduras*

Vale íntegramente lo dicho en 3.7 sobre tratamiento de la junta de hormigonado entre zapata y pilar y absorción de posibles esfuerzos cortantes en el pilar, actuando horizontalmente en la cara superior de la zapata.

También rige íntegramente lo dicho sobre anclaje, solape y disposiciones generales de la armadura de espera.

Como excepción, en zapatas de medianería, la armadura de espera necesita estribos con el mismo diámetro y separación que en el pilar, ya que las barras próximas a la cara de la zapata presentan sensiblemente el mismo riesgo de pandeo que las del pilar. En este caso, si las armaduras de espera son más en número pero de menor diámetro que las del pilar, para la separación de estribos dentro de la zapata, rige el diámetro de las barras de la armadura de espera.

¹ Recuérdese que para la aplicación de la fórmula [4.46] que representa un incremento del 18% sobre la derivada de la teoría general en compresión centrada, debe cumplirse $h > \frac{a_2 b_2}{a_2 + b_2}$.

4.7 ZAPATA EXCÉNTRICA CON VIGA CENTRADORA (SOLUCIÓN e))

El método consiste en enlazar la zapata de medianería a otra zapata interior, mediante una viga que recibe el nombre de centradora (figura 4-16) porque, efectivamente, desempeña la misión de centrar la fuerza de reacción del suelo bajo la zapata de medianería.

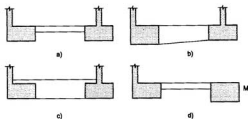


Figura 4-16

La solución más habitual es la indicada en a) con viga de sección constante. La b), aunque pueda resultar necesaria en algún caso, presenta una ferralla más complicada, al tener estribos de canto variable. La c) es de hormigonado complicado y usualmente necesita hormigonar la viga en dos etapas, una hasta cara superior de zapatas y otra hasta el enrase definitivo, lo cual exigirá una comprobación adicional del esfuerzo rasante en la junta. En cualquiera de los casos, la carga equilibrante del pilar interior puede ser sustituida por un macizo M (figura 4-16 d)).

El esquema de cálculo se indica en la figura 4-17. Dada la gran rigidez del conjunto zapatas-viga centradora frente a los pilares, los momentos adicionales producidos en éstos pueden despreciarse y el esquema estructural es el de la figura 4-17 b) es decir, el de una viga simplemente apoyada sometida a la carga R'_1 , a la que aplicamos las condiciones de equilibrio

$$\begin{cases} N_{p1} + N_{c1} + N_{p2} + N_{c2} - R'_1 - R'_2 = 0 \\ N_{p1} \ell - (R'_1 - N_{c1})c = 0 \end{cases} \quad [4.47]$$

Sistema que, resuelto, conduce a:

$$R'_1 = N_{p1} \frac{\ell}{c} + N_{c1} \quad [4.48]$$

¹ Obsérvese que [4.48] es superior a $N_{p1} + N_{c1}$. Por tanto, el método de la viga centradora, aunque tiene la ventaja de no transmitir momento al pilar, exige una zapata de mayor superficie que los métodos vistos anteriormente.

$$R'_2 = N_{p2} + N_{c2} - N_{p1} \left(\frac{\ell}{c} - 1 \right) \quad [4.49]$$

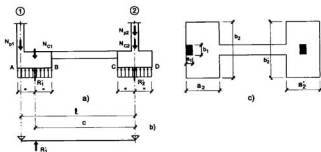


Figura 4-17

La primera condición que debe cumplir la solución es que la viga centradora no levante al pilar 2, o lo que es lo mismo $R'_2 > 0$, esto es:

$$N_{p2} + N_{c2} - N_{p1} \left(\frac{\ell}{c} - 1 \right) > 0 \quad [4.50]$$

Un criterio simplificado, del lado de la seguridad, es exigir que [4.50] se cumpla actuando en el pilar 1 la carga permanente más la sobrecarga (N_{p1}) y en el pilar 2 sólo la carga permanente (N_{g2})¹.

$$N_{g2} + N_{c2} - N_{p1} \left(\frac{\ell}{c} - 1 \right) > 0 \quad [4.51]$$

La presión σ'_{r1} , en la zapata de medianería, vale

$$\sigma'_{r1} = \frac{R'_1}{a_2 b_2} = \frac{N_{p1} \frac{\ell}{c} + N_{c1}}{a_2 b_2} \quad [4.52]$$

y en la zapata interior, descontaremos sólo la reacción de la viga centradora debida a la carga permanente del pilar 1, que denominamos N_{g1} , con lo que, de acuerdo con [4.49], tenemos:

$$\sigma'_{r2} = \frac{N_{p2} - N_{c2} - N_{g1} \left(\frac{\ell}{c} - 1 \right)}{a'_2 b'_2} \quad [4.53]$$

¹ Es un criterio simplificado pues, si en el pilar 1 actúa la sobrecarga, es porque lo hace en el vano entre los dos pilares, en los distintos pisos y, por tanto, en el pilar 2 aparecería al menos una fracción de la sobrecarga.

Todo lo anterior se ha referido al cálculo de presiones sobre el terreno, debiendo por tanto verificarse:

$$\sigma_{t1}^* \leq \sigma_{t,adm}^*$$

$$\sigma_{t2}^* \leq \sigma_{t,adm}^*$$

Para el cálculo de las zapatas y de la viga centradora, de acuerdo con lo que vimos en el Capítulo 1, no consideraremos los pesos propios de zapatas y viga, con lo que designando sin primas las cargas correspondientes, se tiene:

De [4.48] con $N_{c1} = 0$

$$R_1 = N_{p1} \frac{\ell}{c} \quad [4.54]$$

$$\sigma_{t1} = \frac{N_{p1} \ell}{a_2 b_2 c} \quad [4.55]$$

De [4.53] con $N_{c2} = 0$

$$\sigma_{t2} = \frac{N_{p2} - N_{s1} \left(\frac{\ell}{c} - 1 \right)}{d'_2 b'_2} \quad [4.56]$$

4.7.1 CÁLCULO DE LA VIGA CENTRADORA

El esquema de cálculo de la viga centradora es el de la figura 4-18 a).

El momento máximo en viga resulta, pasando a valores de cálculo

$$M_{1d} = - \left[-R_{1d} \frac{a_2}{2} + N_{p1d} \left(a_2 - \frac{a_1}{2} \right) \right]$$

es decir,

$$M_{1d} = - \frac{N_{p1d}}{2} \left[a_2 \left(2 - \frac{\ell}{c} \right) - a_1 \right] \quad [4.57]$$

El momento máximo absoluto se presenta en el interior de la zapata. De B a D, la ley de momentos flectores, siendo x la distancia al eje del pilar 1, es:

¹ El signo - en los momentos indica tracciones en cara superior.

$$M_d = -N_{pld} \left[x - \frac{1}{2} \left(\frac{a_1}{2} + x \right)^2 \frac{\ell}{a_2 c} \right] \quad [4.58]$$

$$\frac{dM_d}{dx} = -N_{pld} \left[1 - \left(\frac{a_1}{2} + x \right) \frac{\ell}{a_2 c} \right] \quad [4.59]$$

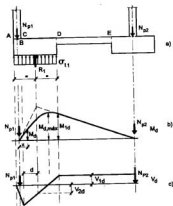


Figura 4-18

y anulando [4.59]

$$x_{\max} = a_2 \frac{c}{\ell} - \frac{a_1}{2}$$

y sustituyendo este valor en [4.58]

$$M_{d,\max} = -\frac{N_{pld}}{2} \left[a_2 \frac{c}{\ell} - a_1 \right] \quad [4.60]$$

Lo normal es dimensionar la viga para el momento [4.57], ya que el [4.60] ocurre en el interior de la zapata y, al ser mucho mayor la sección de hormigón y por tanto mayor el canto útil, la condición crítica suele ser [4.57]. Sólo con cuantías muy bajas en viga (lo que no es normal precisamente en vigas centradoras) puede ser crítica [4.60].

La distribución de momentos flectores se indica en la figura 4-18 b) y es lineal sobre la viga.

La distribución de esfuerzos cortantes se indica en la figura 4-18 c) y es constante sobre la viga con valor

$$V_{1d} = -(R_{1d} - N_{p1d})$$

es decir

$$V_{1d} = -N_{p1d} \left(\frac{\ell}{c} - 1 \right) \quad [4.61]$$

Considerando la viga como existente de pilar a pilar, con el ensanchamiento que representa la zapata excéntrica, el cortante a un canto de la cara del pilar, siendo d el canto útil de la zapata, vale:

$$V_{2d} = [N_{p1d} - a_1 b_2 \sigma_{t1} - d b_2 \sigma_{t1}]$$

y sustituyendo σ_{t1} por [4.55]

$$V_{2d} = N_{p1d} \left[1 - \frac{\ell(a_1 + d)}{a_2 c} \right] \quad [4.62]$$

El cortante V_{1d} será resistido con la sección de la viga y requerirá por tanto armadura de corte. El cortante V_{2d} es resistido por la sección de zapata de ancho b_2 y canto d y no requerirá habitualmente dicha armadura, excepto si el canto de la viga supera al de la zapata, en cuyo caso el cortante debe ser resistido por la viga.

4.7.2 CÁLCULO DE LA ZAPATA EXCÉNTRICA

Dada la existencia de una viga de pilar a pilar, la zapata flexa exclusivamente en sentido perpendicular a la viga (figura 4-19) y su cálculo a flexión, cortante, fisuración y anclaje es totalmente idéntico al que vimos en el Capítulo 2 para zapatas corridas, considerando el ancho b de la viga como el de un muro virtual que apoyase en la zapata¹.

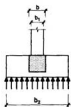


Figura 4-19

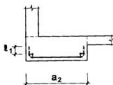


Figura 4-20

La comprobación a cortante en el sentido de b_2 se hace también de manera idéntica a como vimos en el Capítulo 2, con las correspondientes distinciones según que en ese sentido la zapata sea rígida o flexible.

¹ Su dimensionamiento puede por tanto realizarse directamente, mediante las tablas para zapatas corridas que figuran en el ANEJO N° 2.

Dada la estructuración del cimiento, es necesaria la comprobación a punzonamiento, de acuerdo con 4.6 c). Otra solución es armar la viga a cortante, disponiendo estribos hasta el pilar de fachada y cubriendo el valor V_{2d} ¹. No es entonces necesaria la comprobación a punzonamiento.

La comprobación de la compresión es idéntica a la realizada en 4.6 d) y la armadura de espera y su solape con la del pilar se realiza como vimos en 4.6 e).

Obsérvese que la armadura de la zapata paralela a la viga centradora, al ser una armadura de reparto, no necesita ser anclada de manera especial, bastando disponerla recta de lado a lado y únicamente debe recordarse que su longitud total no debe ser inferior a $2\ell_b$, siendo ℓ_b su longitud de anclaje. Por tanto,

$$\left. \begin{array}{ll} \text{Si } a_2 \geq 2\ell_b + 140 & \text{basta prolongación recta de lado a lado.} \\ \text{Si } a_2 \geq 1,4\ell_b + 140 & \text{es necesario disponer patillas en los extremos.} \\ \text{Si } a_2 < 1,4\ell_b + 140 & \text{es necesario disponer un tramo recto, } \ell_1 = \ell_b - \frac{a_2 - 140}{1,4} \\ & \text{(figura 4-20b))} \end{array} \right\} [4.63]$$

4.7.3 CÁLCULO DE LA ZAPATA INTERIOR

Corresponde al caso de zapata aislada tratado en el Capítulo 3. Únicamente debe observarse que la presión de reacción del suelo, debida a la reacción ascendente provocada por la viga centradora, se reduce, de acuerdo con [4.56] a:

$$\sigma_{r2} = \frac{N_{p2} - N_{gt} \left(\frac{\ell}{c} - 1 \right)}{a'_2 b'_2} \quad [4.64]$$

4.8 ZAPATA RETRANQUEADA (SOLUCIÓN f)

Este tipo de solución suele adoptarse cuando existe algún elemento enterrado bajo el pilar de medianería, que impide situar una zapata excéntrica y por tanto no resultan válidas ninguna de las soluciones expuestas anteriormente. La solución consiste en disponer una zapata retranqueada y una viga, anclada por un lado en otra zapata interior (o un macizo de contrapeso) y saliendo en voladizo para recibir el pilar de medianería.

El esquema estructural es el indicado en la figura 4-21 c) y como en el caso anterior puede asimilarse al de una viga simplemente apoyada. Planteando las ecuaciones de equilibrio:

$$N_{p1} + N_{c1} + N_{p2} + N_{c2} - R'_1 - R'_2 = 0 \quad [4.65]$$

¹ Esta solución permite reducir el canto en este tipo de zapatas, que suelen ser críticas a punzonamiento.

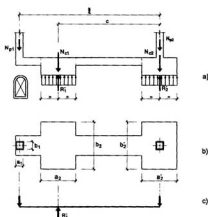


Figura 4-21

$$N_{p1}\ell - (R'_1 - N_{c1})c = 0 \quad [4.66]$$

Sistema cuya solución es:

$$R'_1 = N_{p1} \frac{\ell}{c} + N_{c1} \quad [4.67]$$

$$R'_2 = N_{p2} + N_{c2} - N_{p1} \left(\frac{\ell}{c} - 1 \right) \quad [4.68]$$

Para que no se produzca levantamiento del pilar 2, se debe cumplir $R'_2 > 0$, o sea

$$N_{p2} + N_{c2} - N_{p1} \left(\frac{\ell}{c} - 1 \right) > 0 \quad [4.69]$$

y como en el caso anterior, un criterio simplificado, llamando N_{g2} a la carga permanente del pilar 2, es

$$N_{g2} + N_{c2} - N_{p1} \left(\frac{\ell}{c} - 1 \right) > 0 \quad [4.70]$$

La presión σ'_{r1} , en la zapata exterior, vale

$$\sigma'_{r1} = \frac{N_{p1} \frac{\ell}{c} + N_{c1}}{a_2 b_2} \quad [4.71]$$

y en la zapata interior, para quedar del lado de la seguridad, la obtendremos descontando sólo el empuje ascendente producido por la carga permanente del pilar 1 que denominaremos N_{g1} , con lo que, de acuerdo con [4.68] se tiene

$$\sigma'_{i2} = \frac{N_{p2} + N_{c2} - N_{g1} \left(\frac{\ell}{c} - 1 \right)}{a'_2 b'_2} \quad [4.72]$$

debiendo, naturalmente, cumplirse

$$\sigma'_{i1} \leq \sigma'_{l,adm}$$

$$\sigma'_{i2} \leq \sigma'_{l,adm}$$

Para el cálculo de las zapatas y de la viga, de acuerdo con lo que vimos en el Capítulo 1, no consideraremos los pesos propios de zapatas y viga, con lo que designando sin primas las cargas correspondientes, se tiene:

$$\sigma_{i1} = \frac{N_{p1} \ell}{a_2 b_2 c} \quad [4.73]$$

$$\sigma_{i2} = \frac{N_{p2} - N_{g1} \left(\frac{\ell}{c} - 1 \right)}{a'_2 b'_2} \quad [4.74]$$

De nuevo, para [4.74] se ha supuesto el empuje ascendente debido solamente a la carga permanente del pilar de fachada.

4.8.1 CÁLCULO DE LA VIGA CENTRADORA

El esquema se indica en la figura 4-22. El diagrama de momentos flectores es lineal en los tramos exentos de viga y parabólico en el tramo correspondiente a la zapata.

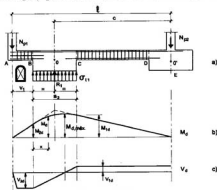


Figura 4-22

El momento máximo en vano interior resulta

$$M_{1d} = - \left[N_{pld} \left(\ell - c + \frac{a_2}{2} \right) - R_{1d} \frac{a_2}{2} \right]$$

y sustituyendo

$$M_{1d} = -N_{pld} \left[\ell - c + \frac{a_2}{2} \left(1 - \frac{\ell}{c} \right) \right] \quad [4.75]$$

El momento máximo en voladizo resulta

$$M_{2d} = -N_{pld} \left(\ell - c - \frac{a_2}{2} \right) \quad [4.76]$$

Usualmente éstos son los momentos críticos para el armado de la viga, pues $M_{d,max}$ se presenta en el interior de la zapata, que con su mayor sección tiene un brazo mecánico mayor que el de la viga, lo que suele compensar el incremento de momentos, salvo en los raros casos de vigas con muy baja cuantía. Para esos casos, deduciremos la expresión de $M_{d,max}$. Llamando x la distancia al borde izquierdo de la zapata

$$M_d = -N_{pld} \left(\ell - c - \frac{a_2}{2} + x \right) + \sigma_{1d} b_2 x \frac{x}{2}$$

y sustituyendo y simplificando

$$M_d = -N_{pld} \left[\ell - c - \frac{a_2}{2} + x - \frac{\ell}{a_2 c} \frac{x^2}{2} \right] \quad [4.77]$$

$$\frac{dM_d}{dx} = -N_{pld} \left[1 - \frac{\ell}{a_2 c} x \right] \quad [4.78]$$

y anulando [4.78]

$$x_{max} = a_2 \frac{c}{\ell} \quad [4.79]$$

y resulta

$$M_{d,max} = -N_{pld} \left[\ell - c + \frac{a_2}{2} \left(-1 + \frac{c}{\ell} \right) \right] \quad [4.80]$$

En cuando a los esfuerzos cortantes, es inmediato deducir

$$V_{1d} = -N_{pld} \left(\frac{\ell}{c} - 1 \right) \quad [4.81]$$

$$V_{2d} = N_{pld} \quad [4.82]$$

En este tipo de solución es conveniente calcular la flecha diferencial en punta de voladizo, respecto al asiento previsible de la zapata, ya que, si es importante, es un descenso de apoyo que deberá ser tenido en cuenta al calcular la estructura.

Las ecuaciones de la elástica en el tramo AB (figura 4-22 a)), tomando como origen de abscisas el punto A , se deduce a continuación ($\gamma_g = \gamma_q = 1$). Denominamos I_1 al momento de inercia de la viga¹.

$$M = -N_p x$$

$$y'' = -\frac{M}{EI_1} = \frac{N_p}{EI_1} x$$

$$y' = \frac{N_p}{EI_1} \left[\frac{x^2}{2} + C_1 \right] \quad \text{Para } x = v_1 \quad y' = 0, \text{ luego } C_1 = -\frac{v_1^2}{2}$$

$$y = \frac{N_p}{EI_1} \left[\frac{x^3}{6} - \frac{v_1^2}{2} x + C_2 \right] \quad \text{Para } x = v_1 \quad y = 0, \text{ luego } C_2 = \frac{v_1^3}{3}$$

resultando, para $x = 0$

$$y_o = \frac{v_1^3}{3} \frac{N_p}{EI_1} \quad [4.83]$$

Como valor de E debe tomarse el adecuado según la resistencia del hormigón, el carácter breve o lento de las cargas y el clima, lo que exigirá calcular por separado con [4.83] la flecha de cargas permanentes y la de sobrecargas. Por supuesto, este método exige vigas rígidas y un detalle importante es que la viga debe ser (figura 4-23) de ancho algo mayor que el pilar, para permitir la colocación adecuada de armaduras. La armadura de espera se calcula y ancla de acuerdo con lo visto anteriormente.

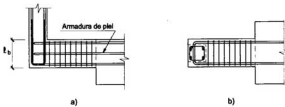


Figura 4-23

¹ Para un cálculo efectivo de las flechas, la evaluación del momento I_1 de viga debe tener en cuenta la fisuración. Un método puede verse en Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón de J. CALAVERA (4.6).

4.8.2 CÁLCULO DE LA ZAPATA JUNTO A MEDIANERÍA

Vale exactamente lo dicho en 4.7.2, tomando σ_{II} de [4.73].

4.8.3 CÁLCULO DE LA ZAPATA INTERIOR

Vale exactamente lo dicho en 4.7.3, tomando σ_{I2} de [4.74].

4.9 ZAPATA CORRIDA CON VOLADIZOS (SOLUCIÓN g))

Resuelve con sencillez constructiva el caso de cimentar dos pilares situados uno frente a otro, en dos medianerías distintas (figura 4-24).

Se estima el peso N_v de la viga y el N_c de la zapata, partiendo de que se debe cumplir

$$\frac{N_{p1} + N_{p2} + N_v + N_c}{a_2 b_2} \leq \sigma_{adm} \quad [4.84]$$

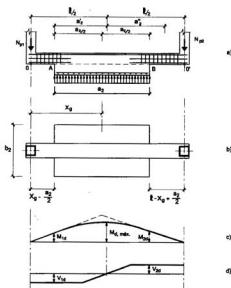


Figura 4-24

A continuación se determina la posición de la resultante de cargas sobre la zapata, para lo cual, tomando momentos respecto al pilar izquierdo, se obtiene:

$$\ell N_{p2} + N_v \frac{\ell}{2} = (N_{p1} + N_{p2} + N_v) x_g \quad [4.85]$$

$$x_g = \frac{\ell \left(N_{p2} + \frac{N_v}{2} \right)}{N_{p1} + N_{p2} + N_v} \quad [4.86]$$

lo cual nos define la posición del centro de la zapata y, de acuerdo con [4.84] se deciden las dimensiones a_2 y b_2 . En este caso, conviene siempre elegir a_2 grande, para que los voladizos no resulten flexibles.

La zapata se arma como zapata corrida de acuerdo con lo que ya hemos visto en los apartados anteriores y valen por lo tanto las tablas del ANEJO N° 2. Los voladizos se tratan como vimos en 4.7.1, con esfuerzos:

Pilar 1

$$M_{1d} = +N_{p1d} \left(x_g - \frac{a_2}{2} \right) \quad [4.87]$$

$$V_{1d} = N_{p1d} \quad ^1 \quad [4.88]$$

Pilar 2

$$M_{2d} = N_{p2d} \left(\ell - x_g + \frac{a_2}{2} \right) \quad [4.89]$$

$$V_{2d} = N_{p2d} \quad [4.90]$$

fórmulas en las que x_g viene dada por [4.86].

El momento máximo se obtiene a partir de la ecuación de momentos dentro de la longitud a_2 de zapata, en la que llamando x a la distancia al extremo izquierdo A, se obtiene:

$$M_d = - \left[N_{p1d} \left(x + x_g - \frac{a_2}{2} \right) - \frac{N_{p1d} + N_{p2d}}{a_2} \frac{x^2}{2} \right] \quad [4.91]$$

y anulando la derivada

$$\frac{dM_d}{dx} = - \left[N_{p1d} - x \frac{N_{p1d} + N_{p2d}}{a_2} \right] = 0 \quad [4.92]$$

$$x_{máx} = \left(\frac{N_{p1d}}{N_{p1d} + N_{p2d}} \right) a_2 \quad [4.93]$$

¹ Se supone que la viga se hormigona sobre el terreno. En caso contrario, en [4.89] a [4.92] hay que añadir los términos correspondientes.

y sustituyendo [4.93] en [4.91] se obtiene

$$M_d = -N_{p1d} \left[\frac{N_{p1d}}{N_{p1d} + N_{p2d}} \frac{a_2}{2} + x_g - \frac{a_2}{2} \right] \quad [4.94]$$

El momento [4.94] es normalmente absorbido con una armadura inferior a la de los voladizos, ya que en la zona de la zapata el canto es considerablemente superior al de los voladizos (figura 4-25). Por el mismo motivo, la ley de cortantes dentro de la zapata, necesita menos estribos que en la zona de voladizos.

Para el cálculo de las flechas en puntas de voladizos, de forma análoga a como hicimos en 4.8, aplicamos la fórmula [4.83].

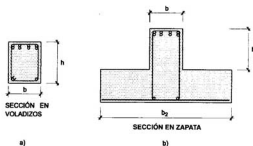


Figura 4-25

Respecto a los valores de E e I_1 a tomar en el cálculo, vale lo dicho en 4.8.1.

En este tipo de solución como se parte de que la rigidez del conjunto viga-zapata en sentido longitudinal es suficientemente grande para suponer un reparto uniforme de presiones, es necesario verificar esa hipótesis. Como veremos en el Capítulo 6, para que esta hipótesis sea aplicable, se debe cumplir

$$a_2 \leq 1,75 \sqrt[4]{\frac{EI_2}{K_c b_2}} \quad [4.95]$$

donde I_2 es el momento de inercia del conjunto viga-zapata y K_c el módulo de balasto correspondiente al ancho b_2 de zapata. Véase también lo expuesto en 2.10.

4.10 CASO DE ZAPATAS EXCÉNTRICAS DE MEDIANERÍA ENFRENTADAS

Es el caso representado en la figura 4-26, de dos zapatas enfrentadas, sin ninguna otra intermedia; se resuelve mediante zapatas excéntricas, es decir, sin viga centradora ni zapata común.

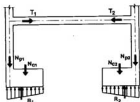


Figura 4-26

Este caso requiere una consideración especial: si el techo es rígido en su plano por su unión a otros elementos de la estructura, como por ejemplo zonas de mayor superficie en planta, cada zapata le transmitirá su reacción y la estructura absorberá la diferencia $T_1 - T_2$ sin corrimiento apreciable.

En cambio, si el esfuerzo T de una zapata debe ser transmitido íntegramente a la otra, se debe cumplir $T_1 = T_2$ y el problema debe ser resuelto aplicando los métodos vistos en los apartados anteriores al *conjunto de ambas zapatas y estructura*. En la misma situación se está siempre si el esfuerzo T se transmite por un tirante. En estos casos existen cinco incógnitas, las cuatro presiones de borde en zapatas y el esfuerzo axil en tirante, y cinco ecuaciones. La solución es una simple aplicación de las anteriormente expuestas.

4.11 CRITERIOS DE ELECCIÓN DE SOLUCIONES

De los distintos sistemas analizados, los de carácter general son los de zapatas excéntricas con tracción absorbida por la estructura de techo, la misma solución, pero absorbiendo la tracción con un tirante enterrado y el de la viga centradora.

Sin ninguna duda, este último es el de mayor interés, sobre todo si el esfuerzo axil del pilar es grande. Tiene la ventaja de no transmitir momento adicional al pilar, ni requerir un canto importante de zapata.

El método de zapata excéntrica con tirante enterrado tampoco transmite momento adicional al pilar, pero normalmente requiere un canto importante de zapata, lo que suele ser antieconómico.

Finalmente el método de zapata excéntrica absorbiendo la tracción por la estructura de techo, aunque puede ser interesante para pilares con pequeños esfuerzos axiles, produce un momento importante en el pilar, que se transmite a las restantes piezas inmediatas de la estructura, provocando un encarecimiento apreciable.

4.12 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

Rige lo dicho en 3.16 ¹. En sentido de la fachada deben disponerse piezas de atado de acuerdo con lo dicho en 3.15. En muchas ocasiones, estas piezas pueden transformarse en vigas que desempeñan alguna función portante para fábricas de fachada.

¹ Las cuantías mínimas expuestas en 3.16 g) se entiende que sólo rigen en las direcciones en que flexa la zapata. En los casos en que la zapata flexa sólo en una dirección, dichas cuantías mínimas no son por tanto de aplicación.

4.13 TABLAS PARA DIMENSIONAMIENTO DIRECTO TRANSVERSAL DE LA ZAPATA

Las tablas contenidas en el ANEJO N° 2 permiten el dimensionamiento inmediato de la zapata en sentido transversal, entrando en ellas con el valor a_1 de ancho del muro igual al ancho de la viga centradora o del voladizo virtual, según la solución empleada. El valor N_d corresponde en este caso a la carga p.m.l. obtenida con la reacción del suelo, sin contar el peso propio del cimiento correspondiente al valor σ_{td} , de cálculo.

4.14 DETALLES CONSTRUCTIVOS

En el texto que antecede se han indicado los detalles constructivos esenciales. En el MANUAL DE DETALLES CONSTRUCTIVOS EN OBRAS DE HORMIGÓN ARMADO citado como referencia (4.8) figura un conjunto completo de detalles constructivos con presentación en AUTOCAD y comentarios a cada detalle. (Detalles 01.08 a 01.11).

EJEMPLO 4.1

Un pilar de medianería de un edificio de viviendas está sometido a un esfuerzo axial característico de 1280 kN (820 kN de carga permanente y 460 kN de sobrecarga). Se desea proyectar una zapata de 3000 mm de ancho, en sentido paralelo a la fachada, 2250 mm en sentido perpendicular y 1000 mm de canto. Se desea emplear zapata centrada mediante reacción en viga de techo de planta baja, cuyo eje está a 4000 mm por encima de la cara superior de la zapata. Se emplea hormigón con $f_{ck} = 25$ MPa en toda la estructura, acero B400, $\gamma_g = 1,35$, $\gamma_q = 1,50$, $\gamma_c = 1,50$ y $\gamma_s = 1,15$. El terreno es una mezcla de arena y grava que presenta un módulo de balasto, determinado en ensayo de placa de carga de $300 \cdot 300$ mm, $K_{300} = 0,178$ N/mm³, $\varphi = 30^\circ$, $\sigma_{adm} = 0,25$ N/mm².

Aplicar el método de la distribución uniforme de presiones. El pilar está elásticamente empotrado en cabeza. Terreno seco. Tómese $E_c = 15000$ N/mm².

Solución:

De acuerdo con la fórmula [4.18]

$$\sigma'_t = \frac{1280 \cdot 10^3}{3000 \cdot 2250} + 25 \cdot 10^{-6} \cdot 1000 = 0,215 \text{ N/mm}^2$$

¹ La presión resulta holgada. Con 2000 mm de ancho en lugar de 2250 mm, resultaría $\sigma'_t = 0,238$ N/mm², también válida, que en este caso sería la solución correcta. En el enunciado se ha fijado el valor de 2250 mm, porque como se va desarrollando el mismo ejemplo con diferentes métodos, resultará necesario cuando en el ejemplo 4.3 empleemos viga centradora.

La tracción en la viga de techo de planta baja, de acuerdo con [4.20] vale, suponiendo un pilar de $500 \cdot 1000 \text{ mm}^1$.

$$T = \frac{1280 \cdot 10^3 (2250 - 1000)}{2(4000 + 1000)} = 160 \text{ kN}$$

y en valores de cálculo:

$$T_d = \frac{[1,35 (820 \cdot 10^3) + 1,5 \cdot 460 \cdot 10^3] (2250 - 1000)}{2 (4000 + 1000)} = 224,625 \text{ kN}$$

Dicha fuerza debe ser resistida en la viga con una armadura suplementaria de tracción

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{224625}{\frac{400}{1,15}} = 646 \text{ mm}^2 < 2\phi 20$$

En la cara inferior de zapata, la fuerza T debe ser resistida por rozamiento. Con $\varphi = 30^\circ$, $\mu = \frac{2}{3} \operatorname{tg} 30^\circ = 0,38$ y con $C_s = 1,5$ debe cumplirse:

$$1,5 \cdot 160.000 \leq (1280 \cdot 10^3 + 3000 \cdot 1000 \cdot 2250 \cdot 25 \cdot 10^{-6}) 0,38$$

o sea $240000 \text{ N} \leq 550525 \text{ N}$

El momento flector adicional transmitido al pilar valdrá

$$M_d = 224,625 \cdot 4 = 898,5 \text{ mkN}$$

Veamos ahora si la hipótesis de centrado de la carga resulta aceptable. De acuerdo con [4.21] y tomando $\beta = 1,25$, calcularemos en primer lugar el valor de K_c . Al tratarse de un suelo de arena y grava con $K_{300} = 0,178 \text{ N/mm}^3$, para ancho de cimiento 2250 mm

$$K_c = 0,178 \left(\frac{2250 + 300}{2 \cdot 2250} \right)^2 = 5,72 \cdot 10^{-2} \text{ N/mm}^3$$

Tomamos para el pilar

$$I = \frac{1}{12} 500 \cdot 1000^3 + 2 \cdot 1963,5 \cdot 460^2 \cdot 15 = 5,42 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \quad ^2$$

¹ Aun con esas dimensiones, el pilar necesita una fuerte cuantía (8 ϕ 25). El inconveniente de este método es la robustez del pilar que exige. Compárese con los ejemplos 3, 4 y 5, donde un pilar de 400-400 mm es suficiente.

² Se han homogeneizado los 8 ϕ 25 con $m = 15$.

Como dijimos, el pilar está elásticamente empotrado en cabeza y tomaremos $\lambda = 0,75$, con lo que [4.21] se transforma en:

$$\frac{5,72 \cdot 10^{-2} \cdot 0,75 \cdot 4000^2 \cdot 2250^2 \cdot 3000 \cdot 160 \cdot 10^3}{6 \cdot 15000 \cdot 5,42 \cdot 10^{10} \cdot 1448750} = 0,24 < 0,25$$

a) Cálculo a flexión

Para la losa

El momento flector en la losa, teniendo en cuenta que

$$\sigma_{sd} = \frac{(1,35 \cdot 820 + 1,5 \cdot 460) \cdot 10^3}{3000 \cdot 2250} = 0,27 \text{ N/mm}^2$$

$$M_d = \sigma_{sd} \cdot a_2 \frac{b_2^2}{8}$$

$$M_d = 0,27 \cdot 2250 \cdot \frac{3000^2}{8} = 683,4 \cdot 10^6 \text{ mmN} = 683,4 \text{ mN}$$

Suponiendo $d \approx 960 \text{ mm}$.

$$\frac{M_d}{f_{cd} b d^2} = \frac{683,4 \cdot 10^6}{16,67 \cdot 2250 \cdot 960^2} = 0,02$$

y de acuerdo con el ábaco GT-1

$$\frac{U_s}{f_{cd} b d} = 0,028 \quad U_s = 0,028 \cdot 16,67 \cdot 2250 \cdot 960 = 1008,2 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{1008200}{\frac{400}{1,15}} = 2899 \text{ mm}^2$$

La cuantía mínima es $A'_s = \frac{1,5}{1000} \cdot 2250 \cdot 1000 = 3375 \text{ mm}^2$, lo que conduce a 11 $\phi 20$.

Rige por tanto la cuantía mínima

Como armadura de reparto colocamos $\frac{3}{2,25} \cdot \frac{20}{100} \cdot 3375 = 900 \text{ mm}^2 < 12\phi 10$

Para la viga virtual

$$M_d = \sigma_{sd} b_2 \frac{\left(a_2 - \frac{a_1}{2}\right)^2}{2}$$

$$M_d = 0,27 \cdot 3000 \frac{\left(2250 - \frac{1000}{2}\right)^2}{2} = 1240,3 \cdot 10^6 \text{ mmN} = 1240,3 \text{ mkN}$$

Tomamos como canto 920 mm; el ancho será $b = 500 + 920 = 1420 \text{ mm}$

$$\frac{M_d}{f_{cd} b d^2} = \frac{1240,3 \cdot 10^6}{16,67 \cdot 1420 \cdot 920^2} = 0,062$$

y con el ábaco GT-1

$$\frac{U_{s1}}{f_{cd} b d} = 0,065 \quad U_{s1} = 0,065 \cdot 16,67 \cdot 1420 \cdot 920 = 1415,5 \text{ kN}$$

Considerando la fuerza $T_d = 224,625 \text{ kN}$ en base de zapata

$$U_{s2} = U_{s1} - T_d = 1415,5 - 224,625 = 1190,875 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{1190875}{\frac{400}{1,15}} = 3424 \text{ mm}^2 \rightarrow 8 \phi 25$$

b) Comprobación a fisuración

$$\text{Losa: } (\psi_2 = 0,3) \quad \sigma'_{t, \text{cuasip}} = \frac{(820 + 0,3 \cdot 460) \cdot 10^3}{2250 \cdot 3000} = 0,14 \text{ N/mm}^2$$

y por tanto

$$M_{t, \text{cuasip}} = 0,14 \cdot 2250 \cdot \frac{3000^2}{8} = 359,25 \cdot 10^6 \text{ mmN} = 359,25 \text{ mkN}$$

$$\sigma_s = \frac{359,25 \cdot 10^6}{0,88 \cdot 920 \cdot 3456} = 128,4 \text{ N/mm}^2$$

válido de acuerdo con la Tabla GT-5

Viga:

$$M_{cuatip} = 0,14 \cdot 3000 \frac{\left(2250 - \frac{1000}{2}\right)^2}{2} = 643,12 \cdot 10^6 \text{ mmN} = 643,12 \text{ mkN}$$

$$\sigma_s = \frac{643,12 \cdot 10^6}{0,88 \cdot 920 \cdot 3927} = 202 \text{ N/mm}^2$$

aceptable con ligero exceso de acuerdo con la Tabla GT-5. (Téngase en cuenta que la fisuración de la viga está muy reducida por el emparrillado de la losa, dispuesta bajo ella).

c) Comprobación de anclaje

El anclaje de la armadura de losa de ϕ 20 viene condicionado por el carácter de zapata rígida, pero con $\frac{v}{h} = \frac{1,25}{1} = 1,25$ y por tanto de acuerdo con la figura 2-19b)

$$\text{y teniendo en cuenta que } \operatorname{tg} \theta_{\min} = \frac{0,81 \cdot 1000}{\frac{3000 - 500}{2} - 70} = 0,68 \quad \theta_{\min} = 34,2^\circ,$$

basta anclaje por prolongación recta.

El solape de la armadura del pilar con 4 ϕ 25 de la de espera debe tener una longitud, al solaparse, del 100% de la armadura en la misma sección, del doble de la normal.

$$2\ell_b = 2 \cdot 12 \cdot 2,5^2 = 1500 \text{ mm}$$

El anclaje de los 4 ϕ 25 restantes de la viga, a partir del eje del pilar, ha de ser tal que

$$\frac{500 - 70}{0,7} + \ell'_b = \ell_b = 750 \text{ mm}, \text{ de donde } \ell'_b = 136 \text{ mm} \approx 140 \text{ mm}$$

En el vuelo, se lleva en prolongación vertical $\frac{1}{3} \ell_b = 250 \text{ mm}$

d) Comprobación a esfuerzo cortante

De acuerdo con la figura 4-27, la sección de referencia está situada a un canto de la cara del pilar.

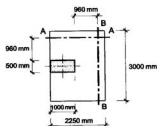


Figura 4-27

$$d = 960 \text{ mm}$$

En la sección AA

$$V_d = 0,27 \cdot 2250 \cdot \left(\frac{3000 - 500}{2} - 960 \right) = 176175 \text{ N}$$

$$V_{cu} = 0,12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{960}} \right) (100 \cdot 0,0013 \cdot 25)^{1/3} \cdot 2250 \cdot 960 = 559183 \text{ N}$$

$$\left(\rho_t = \frac{A_s}{bd} = \frac{2899}{2250 \cdot 960} = 0,0013 < 0,02 \right)$$

y por tanto se cumple que $V_d < V_{cu}$

En la sección BB

$$V_d = 0,27 \cdot 3000 (2250 - 1000 - 960) = 234900 \text{ N}$$

$$V_{cu} = 0,12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{960}} \right) (100 \cdot 25 \cdot 3,1 \cdot 10^{-4})^{1/3} \cdot 3000 \cdot 960 = 462344 \text{ N}$$

$$\left(\rho_t' = \frac{A_s'}{bd} = \frac{900}{3000 \cdot 960} = 3,1 \cdot 10^{-4} \right)$$

También se cumple $V_d < V_{cu}$

e) Comprobación a punzonamiento

Dadas las dimensiones no ha lugar la comprobación a punzonamiento.

f) Compresión localizada sobre la cara superior

La presión de contacto no necesita ser comprobada al ser los hormigones de zapata y pilar de la misma resistencia.

El esquema final se muestra en la figura 4-28.

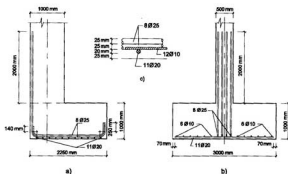


Figura 4-28

EJEMPLO 4.2

Resolver el caso anterior aplicando el método de la distribución variable de presiones.

Solución:

De acuerdo con las fórmulas [4.4], [4.5] y [4.6], se tiene:

$$T = \frac{1280 \cdot 10^3 \left(\frac{2250 - 1000}{2} \right)}{4000 + 1000 + \frac{0,0572 \cdot 0,75 \cdot 4000^2 \cdot 2250 \cdot 3000}{36 \cdot 15000 \cdot 5,42 \cdot 10^{10}}} = 137,9 \text{ kN}$$

siendo:

$$K_c = 0,178 \left(\frac{2250 + 300}{2 \cdot 2250} \right)^2 = 0,0572 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma'_{t1} = \frac{1280 \cdot 10^3}{3000 \cdot 2250} + 25 \cdot 10^{-6} \cdot 1000 + \frac{5,72 \cdot 10^{-2} \cdot 0,75 \cdot 4000^2 \cdot 2250}{6 \cdot 15000 \cdot 5,42 \cdot 10^{10}} \cdot 137,9 \cdot 10^3 = 0,26 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_{t2} = \frac{1280 \cdot 10^3}{3000 \cdot 2250} + 25 \cdot 10^{-6} \cdot 1000 - \frac{5,72 \cdot 10^{-2} \cdot 0,75 \cdot 4000^2 \cdot 2250}{6 \cdot 15000 \cdot 5,42 \cdot 10^{10}} \cdot 137,9 \cdot 10^3 = 0,17 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma'_{t1}}{\sigma'_{tm}} = \frac{0,26}{0,215} = 1,21$$

EJEMPLO 4.3

Se da el mismo caso tratado en el EJEMPLO 4.1, pero se desea resolverlo mediante el método de tirante a nivel de cara superior de zapata. Empléese el método de distribución uniforme de presiones. El pilar es de $400 \cdot 400 \text{ mm}$ y la longitud l del tirante de 4000 mm ^{1,2}.

¹ Con $N = 1280 \text{ kN}$, el pilar resulta $400 \cdot 400 \text{ mm}$ con $8 \phi 16$.

² Se tomará como valor máximo de $\beta = 1,25$.

Solución:

Con el canto de 1000 mm de zapata, la fuerza T resultante según [4.44] no podría ser resistida sólo por rozamiento. Suponemos que no existe posibilidad de apoyarse en otra estructura y, por tanto, debemos aumentar el canto de la zapata, lo cual, además de reducir el valor de T , aumenta el valor de N_c . Elevamos b_2 de 3000 mm a 3500 mm, ya que en otro caso rebasaríamos el valor de $\sigma_t = 0,25 \text{ N/mm}^2$.

Llamando h al canto y tomando como en el EJEMPLO 4.1

$$\mu = \frac{2}{3} \operatorname{tg} \varphi = \frac{2}{3} \operatorname{tg} 30^\circ = 0,38 \text{ como coeficiente de rozamiento, tenemos:}$$

$$1,5 T \leq 0,38 (1280 \cdot 10^3 + 3500 \cdot 2250 \cdot h \cdot 25 \cdot 10^{-6})$$

y podemos suponer $h' \approx 0,9 h$ y de acuerdo con [4.44]

$$T = \frac{1280 \cdot 10^3 (2250 - 400)}{2 \cdot 0,9 h} = \frac{1315555,6 \cdot 10^3}{h}$$

y sustituyendo $h^2 + 6501,6 h - 26377055 \geq 0$

$$h \geq 2827,4 \text{ mm}$$

Tomando $h = 3250 \text{ mm}$ y suponiendo un tirante de $250 \cdot 250 \text{ mm}$

$$h' = 3125 \text{ mm}$$

$$\text{De [4.44]} \quad T = \frac{1280 \cdot 10^3 (2250 - 400)}{2 \cdot 3125} = 378880 \text{ N}$$

$$\text{y su valor de cálculo} \quad T_d = \frac{(1,35 \cdot 820 \cdot 10^3 + 1,5 \cdot 460 \cdot 10^3) (2250 - 400)}{2 \cdot 3125} = 531912 \text{ N}$$

El tirante necesita una sección de acero

$$A_s = \frac{T_d}{f_{sd}} = \frac{531912}{\frac{400}{1,15}} = 1529,2 \text{ mm}^2 = 4 \phi 25 \quad (1963,5 \text{ mm}^2)$$

$$\sigma_t = \frac{1280 \cdot 10^3 + 3500 \cdot 2250 \cdot 3250 \cdot 25 \cdot 10^{-6}}{2250 \cdot 3500} = 0,24 \text{ N/mm}^2$$

Comprobando con [4.37] la excentricidad

$$\frac{0,0572 \cdot 4000 \cdot 2250^2 + 3500 \cdot 378880}{2[1280 \cdot 10^3 + 639843,75] \cdot 2 \cdot 10^3 \cdot 1963,5 \cdot 3125} = 0,32 > 0,25$$

luego la hipótesis de centrado de la carga no es aceptable, si se exige $\sigma_{l,máx} \leq 1,25 \sigma_{l,adm}$

Si se desea conseguir $\sigma_{l,máx} \leq 1,25 \sigma_{l,adm}$, una solución posible es aumentar b_2 o reducir a_2 , o aumentar el canto o el tirante. Habría que retocar el valor de K_c , si se cambia a_2 . Antes de decidir conviene estudiar más en profundidad el tema, ya que la expresión [4.44] de T está del lado de la seguridad. Veamos el ejemplo siguiente.

EJEMPLO 4.4

Resolver el EJEMPLO 4.3, pero en la hipótesis de distribución variable de presiones.

Solución:

Manteniendo las mismas dimensiones y aplicando [4.30], [4.31] y [4.32] se tiene:

$$T = \frac{1280 \cdot 10^3 \left(\frac{2250 - 400}{2} \right)}{3125 + \frac{4000 \cdot 0,0572 \cdot 2250^3 \cdot 3500}{12 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 1963,5 \cdot 3125}} = 316,2 \text{ kN}$$

$$\sigma'_{i1} = \frac{1280 \cdot 10^3}{2250 \cdot 3500} + 25 \cdot 10^{-6} \cdot 3250 + \frac{1}{2} \cdot \frac{4000 \cdot 0,0572 \cdot 2250}{2 \cdot 10^5 \cdot 1963,5 \cdot 3125} \cdot 316,2 \cdot 10^3 = 0,31 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_{i2} = \frac{1280 \cdot 10^3}{2250 \cdot 3500} + 25 \cdot 10^{-6} \cdot 3250 - \frac{1}{2} \cdot \frac{4000 \cdot 0,0572 \cdot 2250}{2 \cdot 10^5 \cdot 1963,5 \cdot 3125} \cdot 316,2 \cdot 10^3 = 0,18 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma'_{i1}}{\sigma'_{i2}} = \frac{0,31}{0,245} = 1,26$$

El análisis más detallado conduce a que prácticamente se cumple la relación 1,25.

EJEMPLO 4.5

Resolver la cimentación del pilar del EJEMPLO 4.1, con los datos adicionales siguientes:

- Hormigón en pilar, zapatas y viga, H -25.
- Acero B 400.
- $\gamma_{fs} = 1,35$, $\gamma_{fq} = 1,50$, $\gamma_c = 1,50$, $\gamma_s = 1,15$.
- $\sigma'_{l,adm}$, en el terreno, $0,25 \text{ N/mm}^2$.
- El terreno es seco pero hay red de saneamiento a cotas sensiblemente iguales a las de la cimentación.

Se desea disponer viga centradora. Las zapatas y la viga se hormigonan contra el terreno excavado. Los datos del pilar interior se indican en la figura 4-29.

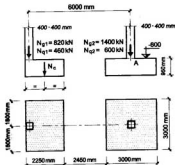


Figura 4-29

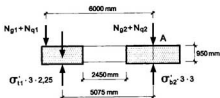


Figura 4-30

Solución:

El esquema de cálculo es el de la figura 4-30 que corresponde a una viga apoyada sometida a una carga centrada. Disponemos viga de $600 \cdot 900 \text{ mm}$ para simplificar el cruce de armaduras de viga y zapata.

Como es posible que la red de saneamiento tenga fugas, de acuerdo con EHE estamos en ambiente IIb y corresponde $c = 25 \text{ mm} + 5 \text{ mm} = 30 \text{ mm}$.

La presión en la zapata de medianería vale, de acuerdo con [4.52]

$$\sigma'_{n1} = \frac{1280 \cdot \frac{6}{5,075} + 3 \cdot 2,25 \cdot 1 \cdot 25}{3 \cdot 2,25} = 249,2 \text{ kN/m}^2$$

La presión en la zapata interior, resulta, según [4.53]

$$\sigma'_{n2} = \frac{1400 + 600 - 225 - 820 \left(\frac{6}{5,075} - 1 \right)}{3 \cdot 3} = 180,6 \text{ kN/m}^2$$

y el empuje ascendente producido por el centrado

$$N_a = 180,6 \cdot 3^2 = 1625,4 \text{ kN} < 2000 + 3 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 25 = 2225 \text{ kN}$$

luego no existe riesgo de levantamiento (el considerar el pilar exterior con sobrecarga y el interior sin ella es una hipótesis conservadora y físicamente imposible).

La presión para el cálculo estructural de la zapata de medianería, es

$$\sigma_{n1} = \frac{1280 \cdot 6}{2,25 \cdot 3 \cdot 5,075} = 224,2 \text{ kN/m}^2$$

a) Cálculo de la viga centradora

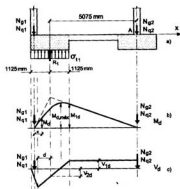


Figura 4-31

El momento máximo en viga (figura 4-31) resulta, con

$$N_d = (1,35 \cdot 820 + 1,5 \cdot 460) = 1797 \text{ kN}$$

$$M_{1d} = \frac{-1797}{2} \left[2,25 \left(2 - \frac{6}{5,075} \right) - 0,40 \right] = -1293,8 \text{ mkN}$$

(En el interior de la zapata si se realiza el acuerdo parabólico tangente en M y N (figura 4-31) con eje vertical, el máximo ocurre para

$$x = 2,25 \frac{5,075}{6} - 0,20 = 1,70 \text{ m}$$

y de [4.60]

$$M_{d,máx} = \frac{-1797}{2} \left(2,25 \frac{5,075}{6} - 0,4 \right) = -1351 \text{ mkN}$$

esta corrección no presenta interés en la práctica).

El cortante en viga, resulta, según [4.61]

$$V_{1d} = -1797 \left(\frac{6}{5,075} - 1 \right) = -327,5 \text{ kN}$$

y el cortante máximo en el interior de la zapata resulta, suponiendo $d \approx 0,90 \text{ m}$, según [4.62]

$$V_{2d} = 1797 \left[1 - \frac{6 (0,40 + 0,90)}{2,25 \cdot 5,075} \right] = 569,5 \text{ kN}$$

Para el dimensionamiento a flexión, es crítico el valor 1293,8 *mkN* sobre la sección 600 · 900 *mm* y no el 1351 *mkN* sobre sección 2250 · 1000 *mm*. Para la viga resulta

$$\mu = 0,16$$

y con el gráfico GT-1

$$\omega = 0,17$$

$$\text{y} \quad A_s = 4397 \text{ mm}^2 < > 9 \phi 25$$

Con

$$V_{1d} = 327,5 \text{ kN} \quad V_{ca} = 0,10 \left[1 + \sqrt{\frac{200}{830}} \right] \left[\frac{100 \cdot 4397 \cdot 25}{600 \cdot 830} \right]^{\frac{1}{2}} \cdot 600 \cdot 830 = 208271 \text{ N}$$

$$V_{su} = 327500 - 208271 = 119229 \text{ N} \rightarrow e \phi 10 \text{ a } 250 \text{ mm}$$

Longitudes de anclaje en viga, con $\phi 25$ se tiene:

$$\text{Posición I:} \quad \ell_b = 12 \cdot 2,5^2 \cdot \frac{400}{20} \cdot 25$$

$$\ell_b = 750 \text{ mm}$$

$$\text{Posición II:} \quad \ell_b = 1,4 \cdot 750 = 1050 \text{ mm.}$$

De la armadura de cara superior de 9 $\phi 25$ se cortan por el lado derecho 5 $\phi 25$, prolongándolos a partir del punto donde dejan de ser necesarios, que dista 1,35 m del borde interior de la zapata de medianería, una longitud

$$k_1 d + \frac{4}{9} \ell_b \text{ donde } k_1 = 0,9 \left[\cotg 45^\circ - \frac{1}{2} \cdot \frac{119229}{327500} \right] = 0,75$$

o sea

$$0,75 \cdot 830 + \left(1 - \frac{5}{9} \right) \cdot 1050 = 1090 \text{ mm}$$

El corte se produce a 1,35 + 1,09 = 2,44 m del borde interior de la zapata de medianería.

El anclaje de esta armadura de 9 ϕ 25 a partir del eje del pilar izquierdo, debe anclar una fuerza igual a V_d luego

$$\ell = \frac{V_{2d} \cdot \ell_b}{A_s f_{yd}}; \quad \ell = \frac{569500 \cdot 1050}{4397 \cdot \frac{400}{1,15}} = 395 \text{ mm}$$

en posición II. Como el pilar es de 400 mm, suponiendo un recubrimiento de 70 mm, no basta la prolongación recta. Disponemos patilla estándar con $\ell = 0,7 \cdot 395 \approx 275 \text{ mm}$. (Existe un efecto beneficioso sobre el anclaje debido a la compresión del pilar, que no se considera).

En el pilar derecho $V_{1d} = 327,5 \text{ kN}$ y análogamente

$$\ell = \frac{327500 \cdot 1050}{4397 \cdot \frac{400}{1,15}} = 225 \text{ mm}$$

La zona de estribos se introduce medio canto en la zapata interior. La armadura de montaje y 2 ϕ 20 colocados como armadura de piel se introducen en dicha zapata medio canto de viga.

Los estribos se prolongan hasta el pilar de fachada, es decir que el cortante en zapata de medianería se resiste con estribos más un valor de V_{cu} en zapata muy superior al de la viga con lo que se cubre sobradamente el valor de V_{2d} a un canto del pilar de la fachada.

b) Cálculo de la zapata

En el sentido de la medianería, se calcula como una losa de vuelo $v = 1,5 - 0,3 = 1,2 \text{ m}$.

La sección de referencia está a $1,5 - 0,3 + 0,15 \cdot 0,6 = 1,29 \text{ m}$.

El momento vale, teniendo en cuenta que

$$\sigma_{ed} = \frac{(1,35 \cdot 820 + 1,5 \cdot 460) \cdot 6}{2,25 \cdot 3 \cdot 5,075} = 314,8 \text{ kN/m}^2$$

$$M_d = 314,8 \cdot 2,25 \cdot \frac{1,29^2}{2} = 589,34 \text{ mkN}$$

$d = 930 \text{ mm}$ (Véase más adelante detalles de armado)

$$\mu = 0,017$$

y con el gráfico GT-1

$$\omega = 0,025$$

$$A_s = 2507 \text{ mm}^2 < > 13 \phi 16 \text{ repartidos en los } 2250 \text{ mm.}$$

En sentido paralelo a la viga, se debe cubrir un momento igual al 20% del anterior, es decir

$$\mu = 0,0034$$

y con el gráfico GT-1

$$\omega = 0,010$$

con lo que

$$A_s = 460 \text{ mm}^2 / \text{m} < > \phi 10 \text{ a } 150 \text{ mm}$$

Comprobando el esfuerzo cortante

$$V_d = 314,8 (1,5 - 0,30 - 0,93) \cdot 2,25 = 191,24 \text{ kN}$$

$$V_{cu} = 0,12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{930}} \right) \left(100 \cdot \frac{2507}{930 \cdot 3000} \cdot 25 \right)^{1/3} \cdot 3000 \cdot 930 \cdot 10^{-3} = 642 \text{ kN}$$

que resulta correcto.

La armadura principal de 13 $\phi 16$ tiene una longitud de anclaje (posición I)

$$\ell_b = 12 \cdot 1,62 \leq \frac{400}{20} 1,6$$

$$\ell_b = 320 \text{ mm}$$

De acuerdo con EHE, la longitud de anclaje debe llevarse a partir de 0,5 h = 500 mm del borde, 320 mm, luego el anclaje se desarrolla en prolongación recta.

c) Comprobación a fisuración

Utilizamos para la comprobación, la combinación de acciones cuasi-permanente.

De acuerdo con EHE, $\Psi_2 = 0,3$ y por tanto la fisuración se comprueba para las presiones del suelo de respuesta a cargas permanentes más el 30% de las sobrecargas. Dado que estamos en clase de exposición IIB,

$$w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$$

Viga

Con $N_1 = 820 + 0,3 \cdot 460 = 958 \text{ kN}$

$$M_v = -\frac{958}{2} \left[2,25 \left(2 - \frac{6}{5,075} \right) - 0,40 \right] = 689,7 \text{ mkN}$$

y con $9 \phi 25$

$$\sigma_{sv} = \frac{689,7 \cdot 10^6}{0,88 \cdot 830 \cdot 4418} = 214 \text{ N/mm}^2$$

Válido, aunque con ligero aumento, de acuerdo con la Tabla GT-5.

Zapata

Presión de comprobación bajo la zapata de medianería (tomando momentos respecto a A).

$$\sigma_{n,f} = \sigma_{n1} \frac{(820 + 0,3 \cdot 460)}{(820 + 460)} = 167,8 \text{ kN/m}^2$$

De acuerdo con la Tabla GT-5.

$$\sigma_{sz} = \frac{M_2}{0,88 d A_s}$$

Con $M_2 = 167,8 \cdot 2,25 \cdot \frac{1,29^2}{2} = 314,1 \text{ mkN}$

y con $13 \phi 16$ $\sigma_{sz} = \frac{314,1 \cdot 10^6}{0,88 \cdot 950 \cdot 2614} = 144 \text{ N/mm}^2$

Válido de acuerdo con la Tabla citada.

d) Detalles constructivos

Se indican en la figura 4-32.

BIBLIOGRAFÍA

- (4.1) CALAVERA, J.: "Nota sobre Cálculo de Zapatas de Medianería". Curso de Postgraduados sobre cimentaciones. INTEMAC. Madrid, 1977.
- (4.2) NORMA NBE-AE-88.: "Acciones en la Edificación". MOPU. Madrid, 1989.
- (4.3) MODEL CODE CEB-FIP-1990.
- (4.4) EUROCODE, N° 2: "Design of Concrete Structures. General Rules and Rules for Buildings". Diciembre, 1989.
- (4.5) KRUGER, G.: "Resistance au Poinçonnement Excentré des Plancher Dalles". Tesis doctoral bajo la dirección del Profesor R. FAVRE en la Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, 1999.
- (4.6) CALAVERA, J.: "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón". INTEMAC. Madrid, 1999.
- (4.7) LAHUERTA, J.: "Dos Propuestas sobre la Cimentación en Medianerías". Rev. Nac. de Arquitectura, junio 1948.
- (4.8) CALAVERA, J.: "Manual de Detalles Constructivos en Obras de Hormigón Armado". INTEMAC. Madrid, 1993.

CAPÍTULO 5

ZAPATAS DE ESQUINA

5.1 GENERALIDADES

Este tipo de zapatas aparece en los edificios, bien en las esquinas en que concurren dos medianerías o bien en las que concurren una medianería y una fachada en límites de vía pública (figura 5-1).

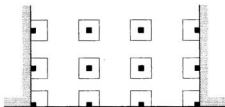


Figura 5-1

Son, por tanto, de uso muy frecuente en construcciones urbanas y en ciertos tipos de construcciones industriales.

Como en el caso de zapatas de medianería, examinado en el Capítulo 4, analizaremos varios tipos de soluciones:

- Distribución variable de presiones, con reacción en la estructura de techo de planta baja.
- Distribución uniforme de presiones, con reacción del mismo tipo.
- Distribución variable de presiones con reacción en dos tirantes situados a nivel cercano a la cara superior de la zapata.

- d) Distribución uniforme de presiones, con reacción del mismo tipo.
- e) Distribución uniforme de presiones, mediante la disposición de dos vigas centradoras.

5.2 ZAPATA DE ESQUINA CON DISTRIBUCIÓN VARIABLE DE PRESIONES Y REACCIÓN EN LA ESTRUCTURA DEL PISO SUPERIOR

El planteamiento para pilar y zapata de forma cualquiera, es idéntico al efectuado en 4.2 para zapata de medianería, pero la resolución manual aquí presenta una complejidad muy grande si el pilar y la zapata no son cuadrados. Como en el caso de zapatas de esquina, no existe ninguna razón preferente para hacerlas mayores en una dirección que en la otra, en lo que sigue desarrollamos el caso de zapata cuadrada. Insistimos en que el método es completamente general y puede ser aplicado a un caso numérico particular con el mismo planteamiento, con una resolución manual medianamente trabajosa. Intentar deducir expresiones literales de las soluciones para un caso general resulta prácticamente inabordable.

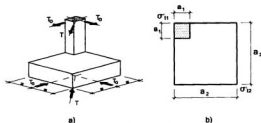


Figura 5-2

En la figura 5-2 se indica el esquema estructural y las fuerzas en equilibrio. Una sección por el plano vertical de simetría del conjunto es la indicada en la figura 5-3.

Aplicando la ecuación de equilibrio, se tiene:

$$N_p + N_c = a_2^2 \frac{\sigma'_{11} + \sigma'_{12}}{2} \quad [5.1]$$

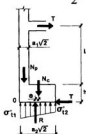


Figura 5-3

Tomando momentos en O

$$T(L+h) + N_p \frac{a_1 \sqrt{2}}{2} + N_c \frac{a_2 \sqrt{2}}{2} = \frac{a_2^3 \sqrt{2}}{24} [5 \sigma'_{i1} + 7 \sigma'_{i2}] \quad (5.2)$$

Igualando el giro de la zapata al del pilar, suponiendo un módulo de balasto K_c

$$\frac{\sigma'_{i1} - \sigma'_{i2}}{K_c a_2 \sqrt{2}} = \frac{T \lambda L^2}{3EI} \quad (5.3)$$

donde de nuevo λ es un coeficiente dependiente del enlace del pilar a la estructura de techo, y que vale 1 para el caso de articulación y 0,75 para empotramiento. Obsérvese que I es el momento de inercia de la sección del pilar respecto a una de sus diagonales.

La solución del sistema [5.1], [5.2], [5.3] conduce a

$$T = \frac{N_p (a_2 - a_1) \frac{\sqrt{2}}{2}}{\left[L + h + \frac{K_c a_2^4 \lambda L^2}{36EI} \right]} \quad (5.4)$$

$$\sigma'_{i1} = \frac{N_p + N_c}{a_2^2} + \frac{K_c a_2 \sqrt{2} \lambda L^2}{6EI} T \quad (5.5)$$

$$\sigma'_{i2} = \frac{N_p + N_c}{a_2^2} - \frac{K_c a_2 \sqrt{2} \lambda L^2}{6EI} T \quad (5.6)$$

En las fórmulas [5.5] y [5.6] el valor T es el obtenido mediante [5.4].

Veamos dos casos de aplicación:

5.2.1 CASO EN QUE SE FIJAN LAS DIMENSIONES DEL CIMIENTO

Si las dimensiones a_2 y h de la zapata son conocidas, la resolución del sistema [5.4], [5.5] y [5.6] proporciona las tensiones σ'_{i1} , σ'_{i2} y la fuerza T . En este caso el valor de K_c puede ser conocido a priori, ya que se conoce el ancho del cimiento. La obtención de tensiones σ'_i admisibles por el terreno y de valores de T aceptables por la estructura

¹ La expresión del momento del bloque de distribución de presiones se obtiene fácilmente descomponiéndola en prismas y pirámides.

² Si además de esfuerzo axial existen momentos, véase nota a la fórmula [4.2] en el Capítulo 4.

y por el coeficiente de rozamiento zapata-suelo, puede requerir la realización de algún tanteo¹. A partir de T se obtiene $T_0 = T \frac{\sqrt{2}}{2}$.

5.2.2 CASO EN QUE SE FIJAN LA DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES Y EL CANTO DE LA ZAPATA

Otra posibilidad es fijar las tensiones σ'_{t1} y σ'_{t2} y estimar los valores de K_c y N_c , lo cual supone estimar a priori las dimensiones del cimiento, lo que puede también requerir algún tanteo.

Se supone que todo el terreno bajo la zapata está comprimido y que la presión máxima σ'_{t1} guarda una cierta relación con la presión media σ'_{tm} .

$$\sigma'_{t1} \leq \beta \sigma'_{tm} \quad (5.7)$$

con

$$\sigma'_{tm} = \frac{N_p + N_c}{a_2^2} \quad (5.8)$$

Si llamamos e a la excentricidad de la resultante R de las presiones σ'_i , la ley de presiones, para un cuadrado flectando en el sentido de una diagonal, viene dada por:

$$\sigma'_i = \frac{R}{a_2^2} \pm \frac{6\sqrt{2} R e}{a_2^3} \quad (5.9)$$

y con $R = N_p + N_c$, comparando [5.9] con [5.5] y [5.6]

$$\frac{6\sqrt{2}(N_p + N_c)e}{a_2^3} = \frac{K_c a_2 \sqrt{2} \lambda L^2}{6EI} T \quad (5.10)$$

de donde

$$e = \frac{K_c \lambda L^2 a_2^4 T}{36(N_p + N_c)EI} \quad (5.11)$$

Imponiendo la condición

$$\frac{R}{a_2^2} \left[1 + \frac{6\sqrt{2} e}{a_2} \right] \leq \beta \sigma'_{tm} = \beta \frac{N_p + N_c}{a_2^2}$$

¹ Al fijar el valor de a_2 es necesario respetar ciertas limitaciones que se exponen más adelante en [5.15], [5.16] y [5.17].

² Como dijimos, NBE-EA-88 toma $\beta = 1,25$ siendo el valor $\beta = 1,33$ más frecuente. Este último parece más adecuado aun en este caso al tratarse de una presión en punta.

se obtiene

$$\frac{e}{a_2} \leq \frac{\beta - 1}{6 \sqrt{2}} \quad [5.12]$$

y por tanto

$$\frac{K_c \lambda L^2 a_2^3 T}{6 (N_p + N_c) EI} \leq \frac{\beta - 1}{\sqrt{2}} \quad [5.13]$$

y sustituyendo T de [5.4] y operando, se obtiene la inecuación

$$a_2^2 \left[2 N_p - \frac{\beta - 1}{3} (N_p + N_c) \right] - 2 a_1 N_p a_2 - \frac{12 (\beta - 1) EI \sigma'_m (L + h)}{K_c \lambda L^2} \leq 0 \quad [5.14]$$

cuya solución acota en cada caso el campo de posibles valores de a_2 .

Elegido el valor de a_2 que cumpla con las condiciones anteriores, se calcula el de T con [5.4].

La tracción T resultante puede descomponerse en los sentidos de las dos fachadas en fuerzas iguales T_0 .

$$T_0 = \frac{N_p \left(\frac{a_2 - a_1}{2} \right)}{L + h + \frac{K_c a_2^4 \lambda L^2}{36 EI}} \quad [5.15]$$

OBSERVACIONES IMPORTANTES

- a) Las tracciones $T_0 = T \frac{\sqrt{2}}{2}$ deben ser absorbidas al nivel del primer piso disponiendo una armadura adicional A_s sobre la ya existente por otros motivos, de valor

$$A_{st} = A_{sy} = \frac{\sqrt{2} T_d}{2 f_{sd}} \quad [5.16]$$

Esta armadura puede disponerse en las vigas o en el propio forjado y debe prolongarse hasta anclarse en puntos que puedan considerarse rígidos.

- b) La fuerza T de rozamiento entre zapata y terreno puede ser resistida por rozamiento, siempre que

$$C_s T \leq (N_p + N_c) \mu \quad [5.17]$$

Para los valores de C_s y μ , véase lo dicho en 4.2.

c) Si el rozamiento no bastase para resistir la fuerza T , puede adoptarse una de las soluciones siguientes:

- Disminuir el valor de a_2 o aumentar h para reducir T .
- Absorber la fuerza T con tirantes o tornapuntas anclados o apoyados en puntos adecuados de la estructura. (Por ejemplo otras zapatas, comprobando en ellas la seguridad al deslizamiento).

d) La presión σ'_{11} debe ser comprobada de acuerdo con los datos del Informe Geotécnico.

e) El pilar debe ser comprobado en flexión esviada para los momentos

$$M_x = M_y = T \frac{\sqrt{2}}{2} L, \text{ además de los momentos que ya tuviera por el trabajo}$$

general de la estructura. Este es el inconveniente principal del método pues obliga a un incremento grande del tamaño del pilar.

f) Para el cálculo de la zapata, cuyo detalle veremos más adelante, se han de manejar las presiones σ'_i , obtenidas de las σ'_i , restándoles la parte debida al peso N_c , con las excepciones que vimos en el Capítulo 1.

Los valores de σ'_i se obtienen en [5.5] y [5.6] haciendo $N_c = 0$. Si [5.6] resultase negativo, es necesario obtener el diagrama de presiones σ'_i , que es el rayado en la figura 5-4, restando al de presiones σ'_i el valor

$$\sigma_{1c} = \frac{N_c}{a_2^2} \quad [5.18]$$

debido al peso del cimiento.

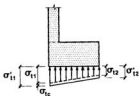


Figura 5-4

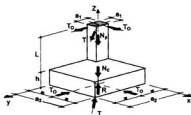


Figura 5-5

5.3 ZAPATA DE ESQUINA CON DISTRIBUCIÓN UNIFORME DE PRESIONES Y REACCIÓN EN LA ESTRUCTURA DEL PISO

Se supone que las fuerzas (figura 5-5) centran la reacción bajo la zapata, de forma que la presión sobre el suelo vale, siendo R la resultante de presiones:

$$\sigma' = \frac{R}{a_2^2}$$

Se desarrolla el método, como en el caso anterior, para pilar y zapata cuadrados. Escribiendo las seis ecuaciones de equilibrio para el sólido pilar-zapata (componentes según los tres ejes X , Y , Z y momentos respecto a los tres ejes igual a cero) se tiene¹:

$$\Sigma X = 0 \quad T_0 - T_0 = 0 \quad [5.19]$$

$$\Sigma Y = 0 \quad T_0 - T_0 = 0 \quad [5.20]$$

$$\Sigma Z = 0 \quad R - N_p - N_c = 0 \quad [5.21]$$

$$\Sigma M_x = 0 \quad T_0 (L + h) + N_p \frac{a_1}{2} + N_c \frac{a_2}{2} - R \frac{a_2}{2} = 0$$

$$\Sigma M_y = 0 \quad -T_0 (L + h) - N_p \frac{a_1}{2} - N_c \frac{a_2}{2} + R \frac{a_2}{2} = 0$$

$$\Sigma M_z = 0 \quad T_0 \frac{a_1}{2} - T_0 \frac{a_1}{2} + T_0 \frac{a_2}{2} - T_0 \frac{a_2}{2} = 0$$

Sistema cuya solución es

$$R = N_p + N_c$$

luego

$$\sigma' = \frac{N_p + N_c}{a_2^2} \quad [5.22]$$

$$T_0 = N_p \frac{a_2 - a_1}{2(L + h)} \quad [5.23]$$

Como en casos anteriores, si se compara el valor T_0 de [5.23] con el $T_0 = T \frac{\sqrt{2}}{2}$, siendo T el valor [5.4] del apartado anterior, se ve que difieren únicamente en el valor

$$\frac{K_c a_2^4 \lambda L^2}{36 EI}$$

que suele ser despreciable.

En caso de duda sobre la aplicabilidad de la simplificación que este método representa, basta comprobar si se cumple la condición [5.13].

$$\frac{K_c \lambda L^2 a_2^3 T}{6(N_p + N_c) EI} \leq \frac{\beta - 1}{\sqrt{2}} \quad [5.24]$$

¹ La solución es inmediata dando una sección vertical por el plano de simetría. Se ha preferido plantear el sistema general, porque sería el necesario para el caso de pilar y zapata no cuadrados.

($\lambda = 1$ para articulación a nivel de techo y $\lambda = 0,75$ para empotramiento).

El valor de T puede calcularse bien mediante [5.4] o bien simplificado, mediante [5.23], con $T = \sqrt{2} T_0$ ¹.

Es de destacar la extraordinaria sencillez del método, sobre todo comparado con el anterior. Tiene su mismo inconveniente de producir un incremento importante de los momentos en el pilar.

Vale aquí lo dicho en 5.2 como OBSERVACIONES a) a f) que allí se hicieron y que son íntegramente aplicables aquí, excepto la f) que es ahora inmediata.

5.4 ZAPATA DE ESQUINA CON DISTRIBUCIÓN VARIABLE DE PRESIONES Y REACCIÓN MEDIANTE DOS TIRANTES A NIVEL DE LA CARA SUPERIOR DE ZAPATA

El método es análogo en su planteamiento al expuesto en 4.4. Se desarrolla, por las razones ya dichas, para pilar y zapata cuadrados (figura 5-6).

De forma análoga a 4.4 y 5.2, planteamos

$$N_p + N_c = a_2^2 \frac{\sigma'_{11} + \sigma'_{12}}{2} \quad [5.25]$$

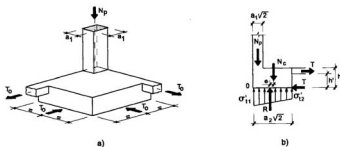


Figura 5-6

Tomando momentos en O

$$Th' + N_p \frac{a_1 \sqrt{2}}{2} + N_c \frac{a_2 \sqrt{2}}{2} = \frac{a_2^3 \sqrt{2}}{24} [5 \sigma'_{11} + 7 \sigma'_{12}] \quad [5.26]$$

¹ Si se emplea [5.23] para determinar T , como este valor es conservador, si no se cumple [5.24] debe verificarse con el método de distribución variable de presiones expuesto en 5.2.

El giro de la zapata, siendo K_c el módulo de balasto, es

$$\alpha = \frac{\sigma'_{r1} - \sigma'_{r2}}{K_c a_2 \sqrt{2}} \quad [5.27]$$

Los tirantes, bajo la acción de las fuerzas $T_0 = T \frac{\sqrt{2}}{2}$, sufren un alargamiento

$\delta = \varepsilon \ell$, siendo ℓ su longitud entre zapatas y ε su alargamiento unitario. Para que el método, en lo que sigue, sea aplicable (figura 5-7), los alargamientos totales de ambos tirantes han de ser iguales para que el giro de la zapata se realice de forma que se conserve la simetría supuesta. Si por razones constructivas sus longitudes son distintas, debe cumplirse, siendo A_{s1} , A_{s2} las áreas de sus armaduras y f_{yd} el límite elástico de cálculo

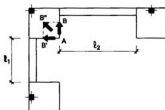


Figura 5-7

$$\frac{T_0}{A_{s1} E_s} \ell_1 = \frac{T_0}{A_{s2} E_s} \ell_2$$

es decir

$$\frac{A_{s1}}{A_{s2}} = \frac{\ell_1}{\ell_2} \quad [5.28]$$

Con esta condición, el punto A experimentará un corrimiento AB'' de componentes

$$AB = AB' = \frac{T_0}{E_s} \frac{\ell_1}{A_{s1}} = \frac{T_0}{E_s} \frac{\ell_2}{A_{s2}} \quad \text{y el giro del cimiento será}$$

$$\alpha = \frac{AB''}{h} = \frac{T_0 \ell_1 \sqrt{2}}{E_s A_{s1} h} \quad [5.29]$$

• e igualando [5.27] y [5.29]

$$\frac{\sigma'_{r1} - \sigma'_{r2}}{K_c a_2 \sqrt{2}} = \frac{T_0 \ell_1 \sqrt{2}}{E_s A_{s1} h} \quad [5.30]$$

Resolviendo el sistema [5.25], [5.26] y [5.30], obtenemos

$$T = \frac{N_p (a_2 - a_1) \frac{\sqrt{2}}{2}}{h' + \frac{\ell_1 K_c a_2^4}{12 E_s A_{s1} h'}} \quad [5.31]$$

$$\sigma'_{t1} = \frac{N_p + N_c}{a_2^2} + \frac{\sqrt{2}}{2} \frac{\ell_1 K_c a_2}{E_s A_{s1} h'} T \quad [5.32]$$

$$\sigma'_{t2} = \frac{N_p + N_c}{a_2^2} - \frac{\sqrt{2}}{2} \frac{\ell_1 K_c a_2}{E_s A_{s1} h'} T \quad [5.33]$$

En [5.32] y [5.33], T es el valor obtenido a partir de [5.31].

$$T_0 = \frac{T \sqrt{2}}{2} = \frac{N_p \frac{a_2 - a_1}{2}}{h' + \frac{\ell_1 K_c a_2^4}{12 E_s A_{s1} h'}} \quad [5.34]$$

El valor de h' debe ser estimado previamente como el de la sección de acero de los tirantes.

Consideraremos los dos casos siguientes:

5.4.1. CASO EN QUE SE FIJAN LAS DIMENSIONES DEL CIMIENTO

Si las dimensiones de la zapata, a_2 y h y la sección del tirante han sido fijadas, la resolución del sistema mediante las fórmulas [5.32], [5.33] y [5.34] proporciona las tensiones σ'_{t1} , σ'_{t2} y la fuerza T_0 .

En este caso, el valor de K_c puede ser conocido a priori. Por supuesto, la obtención de tensiones σ'_t admisibles por el terreno y de valores T_0 aceptables por los tirantes pueden requerir varios tanteos.

La seguridad del tirante exige que los valores T_0 y A_{s1} cumplan con

$$\gamma_f T_0 \leq A_{s1} f_{yd} \quad [5.35]$$

$$\gamma_f T_0 \leq A_{s2} f_{yd} \quad [5.36]$$

Por otra parte, los tirantes deben ser comprobados a fisuración como vimos en 4.4.1 y anclarse de acuerdo con lo que allí se dijo.

5.4.2. CASO EN QUE SE FIJAN LA DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES Y EL CANTO DE LA ZAPATA

Otra posibilidad es fijar las tensiones σ'_{t1} , σ'_{t2} y h y estimar los valores de K_c , N_c , h' y A_s , lo que puede también requerir algunos tanteos.

Partiendo de que

$$\sigma'_{t1} \leq \beta \sigma'_{tm} \quad \text{siendo} \quad \sigma'_{tm} \leq \sigma'_{t,adm} \quad [5.37]$$

siendo

$$\sigma'_{tm} = \frac{N_p + N_c}{a_2^2} \quad [5.38]$$

si llamamos e a la excentricidad de la resultante R de las presiones σ'_i , se deduce como en 5.2.2 que

$$\frac{6 \sqrt{2} (N_p + N_c) e}{a_2^3} = \frac{\sqrt{2}}{2} \frac{\ell_1 K_c a_2}{E_s A_{s1} h'} T$$

y de ello

$$\frac{K_c \ell_1 a_2^3 T}{2 (N_p + N_c) E_s A_{s1} h'} \leq \frac{\beta - 1}{\sqrt{2}} \quad [5.39]$$

Sustituyendo en [5.39] el valor [5.31] de T , se obtiene la inecuación

$$a_2^2 \left[N_p - \frac{(\beta - 1)}{6} (N_p + N_c) \right] - a_1 N_p a_2 - \frac{2 (\beta - 1) h'^2 \sigma'_{tm} E_s A_{s1}}{K_c \ell_1} \leq 0 \quad [5.40]$$

que acota el campo de posibles valores de a_2 .

Elegido el valor de a_2 que cumpla con las condiciones anteriores, se calcula el de T mediante [5.31].

La tracción T resultante puede descomponerse en los sentidos de las dos fachadas en fuerzas iguales

$$T_0 = \frac{N_p \left(\frac{a_2 - a_1}{2} \right)}{h' + \frac{\ell_1 K_c a_2^3}{12 E_s A_{s1} h'}} \quad [5.41]$$

fórmula idéntica a la [4.32].

Se recuerda que, siendo los tirantes de longitudes ℓ_1 y ℓ_2 (figura 5-7), las áreas de los mismos deben cumplir la condición [5.28]

$$\frac{A_{s1}}{A_{s2}} = \frac{\ell_1}{\ell_2} \quad [5.42]$$

y por otra parte los valores de cálculo han de cumplir

$$T_{0d} \leq A_{s1} f_{yd} \quad [5.43]$$

$$T_{0d} \leq A_{s2} f_{yd} \quad [5.44]$$

y además deben ser comprobados a fisuración, como vimos en 4.4.1.

OBSERVACIONES IMPORTANTES

- a) Este método presupone la existencia de cantos grandes de zapata.
- b) El método presupone también que no existe ninguna coacción al giro del pilar. Si existe esa coacción, por ejemplo un forjado por encima de la planta baja, aparece una reacción T_i en esa planta y lo anteriormente deducido no es válido, ya que se modifica el valor de T . Además, aparecería un momento adicional en el pilar¹.
- c) La fuerza T de rozamiento entre zapata y terreno puede ser resistida por rozamiento siempre que

$$C_s T \leq (N_p + N_c) \mu \quad [5.45]$$

Para los valores de C_s y μ véase el Capítulo 4.

- d) Si el rozamiento no basta, pueden disponerse tornapuntas o tirantes anclados a puntos fijos.
- e) La presión σ'_{II} debe ser comprobada con los datos del Informe Geotécnico.
- f) Las zapatas contiguas a las que se anclan los tirantes, deben ser comprobadas a deslizamiento. Si es necesario, el tirante puede prolongarse atando varias zapatas en línea, con objeto de reunir la fuerza suficiente.
- g) Para el cálculo de la zapata, cuyo detalle veremos más adelante, se han de manejar las presiones σ'_i obtenidas de las σ'_i restándoles la parte debida al peso N_c del cimientto, con las excepciones que vimos en el Capítulo 1.

Los valores de σ'_i se obtienen en [5.5] y [5.6] haciendo $N_c = 0$. Si [5.6] resultase negativa, es necesario obtener el diagrama de presiones σ'_i , que es el rayado en la figura 5-8, restando al de presiones σ'_i el valor debido al peso del cimientto

¹ La deducción de las fórmulas correspondientes es análoga a las realizadas hasta aquí. No se incluyen porque si es posible disponer de una reacción T_i en el techo, la disposición de tirantes carece de interés práctico.

$$\sigma_c = \frac{N_c}{a_2^2} \quad [5.46]$$

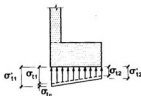


Figura 5-8

5.5 ZAPATA DE ESQUINA CON DISTRIBUCIÓN UNIFORME DE PRESIONES Y REACCIÓN MEDIANTE DOS TIRANTES A NIVEL DE CARA SUPERIOR DE ZAPATA

Se supone que las fuerzas centran la reacción bajo la zapata, de forma que la presión sobre el suelo vale, siendo R la resultante de presiones

$$\sigma' = \frac{R}{a_2^2} \quad [5.47]$$

El método se desarrolla, como en los casos anteriores, para pilar y zapata cuadrados, por las razones ya apuntadas. Aunque la resolución es inmediata dando una sección vertical por un plano de simetría, se plantea el sistema con carácter general, porque sería el método adecuado para el caso de pilar y zapata no cuadrados.

Escribiendo las seis ecuaciones de equilibrio para el sólido pilar-zapata (componentes según los ejes X, Y, Z y momentos respecto a los tres ejes igual a cero), se tiene:

$$\Sigma X = 0 \quad T_0 - T_0 = 0$$

$$\Sigma Y = 0 \quad T_0 - T_0 = 0$$

$$\Sigma Z = 0 \quad R - N_p - N_c = 0$$

$$\Sigma M_x = 0 \quad T_0 h' + N_p \frac{a_1}{2} + N_c \frac{a_2}{2} - R \frac{a_2}{2} = 0$$

$$\Sigma M_y = 0 \quad -T_0 h' - N_p \frac{a_1}{2} - N_c \frac{a_2}{2} + R \frac{a_2}{2} = 0$$

$$\Sigma M_z = 0 \quad T_0 \frac{a_1}{2} - T_0 \frac{a_1}{2} + T_0 \frac{a_2}{2} - T_0 \frac{a_2}{2} = 0$$

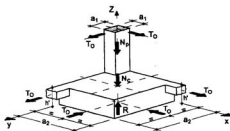


Figura 5-9

cuya solución es

$$R = N_p + N_c \quad [5.48]$$

luego

$$\sigma'_r = \frac{N_p + N_c}{a_2^2} \quad [5.49]$$

$$T_0 = N_p \frac{a_2 - a_1}{2h} \quad [5.50]$$

Si se compara el valor [5.50] con el [5.34], se aprecia que únicamente difieren en el término $\frac{\ell_1 K_c a_2^4}{12 E_s A_{s1} h}$ que suele ser despreciable.

En caso de duda sobre la aplicabilidad de la simplificación que este método representa, basta comprobar si se cumple la condición [5.39].

$$\frac{K_c \ell_1 a_2^3 T}{2 (N_p + N_c) E_s A_{s1} h} \leq \frac{\beta - 1}{\sqrt{2}}$$

El valor de T puede calcularse bien mediante [5.31] o simplificadaamente mediante [5.50] con $T = \sqrt{2} T_0$. Si se emplea [5.50] debe recordarse que como proporciona un valor de T más alto que el real, en caso de no cumplimiento de la condición anterior, conviene verificarlo con el valor de T obtenido mediante [5.31].

Obteniendo T_0 , las secciones de los tirantes se obtienen mediante las fórmulas

$$T_{0d} \leq A_{s1} f_{yd} \quad [5.51]$$

$$T_{0d} \leq A_{s2} f_{yd} \quad [5.52]$$

debiendo las armaduras de los tirantes cumplir la relación

$$\frac{A_{s1}}{A_{s2}} = \frac{\ell_1}{\ell_2} \quad [5.53]$$

donde ℓ_1 y ℓ_2 se indican en la figura 5-7.

El tirante debe además ser comprobado a fisuración, como vimos en 4.4.1.

5.6 CÁLCULO DE LA ZAPATA

En los cuatro casos estudiados, la zapata constituye una placa gruesa empotrada en el pilar por una de sus esquinas, por lo que su funcionamiento es complejo.

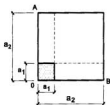


Figura 5-10

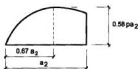


Figura 5-11

5.6.1 CÁLCULO DE LA PLACA

- a) *Cálculo a flexión.* A continuación se expone un método simplificado de cálculo, basado en suponer dos vigas virtuales en voladizo, OA y OB , empotradas en el pilar y sobre estas vigas se considera apoyada una placa cuadrada de lado a_2 , sometida a la ley de presiones σ_i del terreno. El caso ha sido estudiado en la referencia (5.1) y de su estudio resultan unos momentos máximos, uno en dirección de la diagonal que pasa por el pilar, que produce tracciones en cara inferior y otro en dirección ortogonal que produce tracciones en cara superior. El valor de estos momentos es prácticamente coincidente, resultando, por unidad de ancho

$$M = \frac{\sigma_i a_2^2}{4,8} \quad \text{y} \quad M_d = \frac{\sigma_{nd} a_2^2}{4,8} \quad [5.54]$$

Como el armado en sentido diagonal complica mucho la ferralla, disponemos la armadura correspondiente al momento M por metro de ancho en ambas direcciones principales de la zapata. Recuérdesse que esta armadura es necesaria en ambas caras de la zapata.

Para el cálculo de las vigas virtuales OA y OB , el análisis teórico conduce a una distribución de reacciones de borde como se indica en la figura 5-11, lo que conduce a un momento en cada voladizo

$$M_v \approx 0,28 \sigma_t a_2^3 \quad \text{y} \quad M_{vd} \approx 0,28 \sigma_{td} a_2^3$$

Como no consideramos las torsiones, adoptaremos para los voladizos el valor

$$M_v = \frac{\sigma_t a_2^3}{3} \quad \text{y} \quad M_{vd} = \frac{\sigma_{td} a_2^3}{3} \quad [5.55]$$

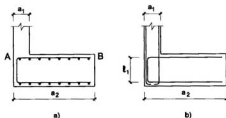


Figura 5-12

La armadura de la placa se dispone en horquillas como se indica en la figura 5-12a) con lo que se simplifica el anclaje en el extremo A. El anclaje en el extremo B se realiza de acuerdo con lo visto en el Capítulo 3.

Para que las horquillas sean iguales en ambas direcciones, las capas deben colocarse como se indica en la figura.

Los voladizos virtuales OA y OB se arman considerando un ancho ficticio igual al del pilar. Su armadura, en su entrega en el pilar, debe solaparse con la armadura de espera.

- Comprobación a fisuración.** Se realiza de acuerdo con las tablas GT-5 y GT-6, con las indicaciones que dimos en el Capítulo 3.
- Cálculo a esfuerzo cortante.** Se realiza de acuerdo con el método general visto en 3.4.d).

El esfuerzo cortante debe comprobarse (figura 5-13) en las secciones de referencia correspondientes a ambas direcciones (A-A y B-B).

¹ Si se emplea tirante, al momento M_v debe añadirse el valor $M = -T \left(h - \frac{h'}{2} \right)$. Es recomendable que el momento resultante se absorba con armadura simétrica (horquillas).

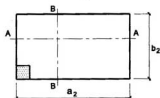


Figura 5-13



Figura 5-14

- d) *Cálculo a punzonamiento.* Es de aplicación todo lo dicho en 3.4.d.1.2) y las fórmulas allí expuestas, tanto para el caso en que actúe esfuerzo axial solamente, como para el caso en que existan momentos flectores. En este último caso el coeficiente 1,15 multiplicador de N_d debe sustituirse por 1,5.

Debe también en este caso ser tomada en cuenta la excentricidad de la resultante respecto al centro de gravedad del perímetro crítico.

También debe destacarse aquí, como hicimos en el Capítulo 4, que los pocos ensayos realizados se refieren al caso en que los momentos trasladan la carga vertical hacia el interior de la zapata. No se conocen ensayos sobre casos en que la carga se traslade hacia el exterior.

- e) *Compresión localizada sobre la cara superior de la zapata.* Vale íntegramente lo dicho en 4.6.d). No es necesaria la comprobación del hendimiento en este caso.
- f) *Unión del pilar a la zapata. Solape y anclaje de armaduras.* Vale íntegramente lo dicho en 4.6.e).

5.7 ZAPATA DE ESQUINA CON DISTRIBUCIÓN UNIFORME DE PRESIONES, CONSEGUIDA MEDIANTE DOS VIGAS CENTRADORAS (5.3)

El esquema se indica en la figura 5-15. Llamemos N_{p1} , N_{p2} , N_{p3} los esfuerzos axiales de los tres pilares y N_{c1} , N_{c2} , N_{c3} los pesos de los tres cimientos. Sean R_1 y R_2 las reacciones ascendentes producidas en los pilares 1 y 2 por la reacción R , centrada bajo el cimiento del pilar de esquina 3.

Aplicamos las ecuaciones de equilibrio al sistema formado por las fuerzas N_{p3} , N_{c3} , R_1 , R_2 , R (las ecuaciones de los momentos respecto a los ejes X , Y , se han sustituido por las correspondientes a los ejes paralelos X' , Y' de la figura 5-15, lo que simplifica mucho las expresiones).

$$\Sigma Z = 0 \quad N_{p3} + N_{c3} + R_1 + R_2 - R = 0$$

$$\Sigma M_{x'} = 0 \quad -N_{p3} \ell_1 - N_{c3} c_1 - R_2 \ell_1' + R c_1 = 0$$

$$\Sigma M_{y'} = 0 \quad N_{p3} \ell_2 + N_{c3} c_2 + R_1 \ell_2' - R c_2 = 0$$

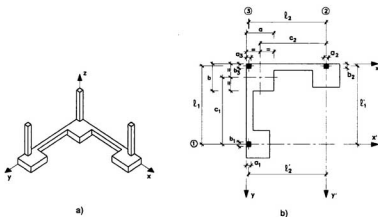


Figura 5-15

sistema que resuelto, conduce a

$$R_1 = N_{p3} \frac{\ell_2 (\ell'_1 - c_1) + c_2 (\ell_1 - \ell'_1)}{\ell'_1 c_2 + \ell'_2 c_1 - \ell'_1 \ell'_2} \quad [5.56]$$

$$R_2 = N_{p3} \frac{\ell_1 (\ell'_2 - c_2) + c_1 (\ell_2 - \ell'_2)}{\ell'_1 c_2 + \ell'_2 c_1 - \ell'_1 \ell'_2} \quad [5.57]$$

$$R = N_{c3} + N_{p3} \frac{\ell_1 \ell'_2 + \ell_2 \ell'_1 - \ell'_1 \ell'_2}{\ell'_1 c_2 + \ell'_2 c_1 - \ell'_1 \ell'_2} \quad [5.58]$$

Si los pilares son de tamaño muy parecido, puede suponerse (ver referencia 5.2) $\ell_1 = \ell'_1$, $\ell_2 = \ell'_2$ y las expresiones anteriores se simplifican y transforman en

$$R_1 = N_{p3} \frac{\ell_2 (\ell_1 - c_1)}{\ell_1 c_2 + \ell_2 c_1 - \ell_1 \ell_2} \quad [5.59]$$

$$R_2 = N_{p3} \frac{\ell_1 (\ell_2 - c_2)}{\ell_1 c_2 + \ell_2 c_1 - \ell_1 \ell_2} \quad [5.60]$$

$$R = N_{c3} + N_{p3} \frac{\ell_1 \ell_2}{\ell_1 c_2 + \ell_2 c_1 - \ell_1 \ell_2} \quad [5.61]$$

La presión bajo la zapata resulta por tanto

$$\sigma'_t = \frac{R}{ab} \quad [5.62]$$

donde R viene dada por [5.58] ó [5.61].

Para el cálculo estructural de la zapata, el valor de σ_t vale

$$\sigma_t = \frac{R - N_{c3}}{ab} \quad [5.63]$$

Es necesario asegurarse que las fuerzas R_1 y R_2 no levantan los pilares 1 y 2. Como hicimos en el Capítulo 4, adoptaremos la simplificación de que actuando en el pilar 3 la carga permanente más la sobrecarga, no se produzca levantamiento en los pilares 1 y 2, actuando en ellos sólo sus cargas permanentes N_{g1} , N_{g2} , más el peso de sus cimientos, N_{c1} , N_{c2} . Es decir:

$$R_1 \leq N_{g1} + N_{c1} \quad [5.64]$$

$$R_2 \leq N_{g2} + N_{c2} \quad [5.65]$$

- a) *Cálculo de las vigas centradoras.* La viga centradora 2-3 se representa en la figura 5-16, donde N_{p3-2} representa el esfuerzo axial actuante en el pilar 3 y asignado a la viga centradora 2-3; $R_{3,2}$ tiene análogo significado.

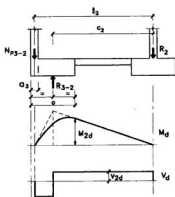


Figura 5-16

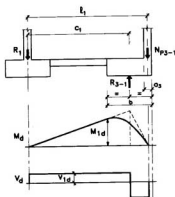


Figura 5-17

Aplicando las ecuaciones de equilibrio:

$$N_{p3-2} + R_2 = R_{3-2}$$

$$N_{p3-2} \ell_2 + R_{3-2} c_2 = 0$$

de donde

$$R_{3-2} = R_2 \frac{\ell_2}{\ell_2 - c_2} \quad [5.66]$$

$$N_{p3-2} = R_2 \frac{c_2}{\ell_2 - c_2} \quad [5.67]$$

El diagrama de momentos flectores sobre la viga es linealmente variable, con valor máximo

$$M_{2d} = \gamma_f R_2 \left(c_2 - \frac{a}{2} \right) \quad [5.68]$$

y el esfuerzo cortante es constante a lo largo de la viga, con valor

$$V_{2d} = \gamma_f R_2 \quad [5.69]$$

Análogamente, para la viga 1-3, que se representa en la figura 5-17, y operando en la misma forma

$$R_{3-1} = R_1 \frac{\ell_1}{\ell_1 - c_1} \quad [5.70]$$

$$N_{p3-1} = R_1 \frac{c_1}{\ell_1 - c_1} \quad [5.71]$$

$$M_{1d} = \gamma_f R_1 \left(c_1 - \frac{b}{2} \right) \quad [5.72]$$

$$V_{1d} = \gamma_f R_1 \quad [5.73]$$

Obsérvese que los valores N_{p3-1} , N_{p3-2} , R_{3-2} , R_{3-1} , son valores ficticios que corresponden a vigas virtuales tales que producen sobre las vigas 3-1 y 3-2 esfuerzos iguales a los verdaderos. Con los valores M_{1d} , V_{1d} , M_{2d} , y V_{2d} se dimensionan por tanto ambas vigas de fachada.

La armadura de las vigas se dispone y distribuye tanto en lo referente a flexión como a corte, en forma idéntica a lo que expusimos en 4.7.1. Por lo que allí dijimos, el momento máximo ocurre en el interior de la zapata y es algo mayor que el valor M_d proporcionado por [5.68] ó [5.72], pero el aumento de sección de la zapata sobre la viga hace que pueda ser cubierto con la armadura de ésta.

- b) *Cálculo de la zapata de esquina.* Se realiza de forma idéntica a lo expuesto en 5.6. La presión σ_1 para el cálculo vale

$$\sigma_1 = \frac{R - N_{c3}}{ab} \quad [5.74]$$

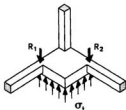


Figura 5-18

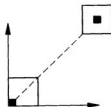


Figura 5-19

Obsérvese (figura 5-18) que al calcular la zapata mediante lo expuesto en 5.6, en el cálculo a corte y punzonamiento, se adopta un criterio que era correcto para zapatas de esquina aisladas, es decir, sin vigas centradoras. Este criterio es conservador para nuestro caso, ya que despreciamos las reacciones R_1 y R_2 de las vigas sobre la zapata, que naturalmente reducen los esfuerzos cortante y punzante. No es posible un cálculo más ajustado, ya que no existe un método de cálculo disponible para estudiar el reparto de las fuerzas R_1 y R_2 hacia el interior de la zapata¹.

- c) *Cálculo de las zapatas contiguas.* Su cálculo debe realizarse descontando de su carga vertical los valores de R_1 y R_2 obtenidos en [5.59] y [5.60] respectivamente haciendo $N_{p3} = N_{g3}$, donde N_{g3} es el esfuerzo axil debido a la carga permanente.

5.8 VARIANTES DE LAS SOLUCIONES ANTERIORES

En todas las soluciones anteriores se ha partido de que las fuerzas T en sentido diagonal se resistían descomponiéndolas en fuerzas T_0 en sentido de las dos fachadas, o bien que se disponían en la dirección de éstas dos vigas centradoras. Una posible variante (figura 5-19) es que las fuerzas T , tirante o viga centradora, se disponga en la dirección diagonal de la zapata de esquina, disponiendo en el techo la armadura correspondiente, o bien disponiendo un tirante único a nivel de cara superior de zapata, o disponiendo una viga centradora única en sentido diagonal.

¹ Por supuesto, al existir vigas centradoras no se disponen ni calculan voladizos virtuales. El cálculo se reduce al de la placa apoyada en las vigas centradoras.

5.9 CRITERIOS DE ELECCIÓN DE SOLUCIONES

Vale aquí lo que, a propósito de las distintas soluciones de zapatas de medianerfa, dijimos en 4.11.

5.10 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

Rige lo dicho en 3.16. En el sentido de las fachadas, salvo que se hayan empleado vigas centradoras, deben disponerse piezas de atado de acuerdo con lo dicho en 3.15. Los tirantes, si se emplean, pueden cumplir esa misión. En muchas ocasiones estas piezas pueden transformarse en vigas que desempeñan alguna función portante para fábricas de fachada.

5.11 ZAPATA SOBRE ROCA

Análogamente a lo expuesto en el Capítulo 2, debe considerarse que en el caso de zapatas cimentadas sobre rocas las tensiones de contacto son muy elevadas y es fácil que la superficie irregular de la zona de roca en que apoya la zapata, produzca concentraciones apreciables de tensiones.

Es por tanto aconsejable la disposición de la armadura horizontal prevista por EHE para cargas sobre macizos¹. El esquema de bielas y tirantes se indica en la figura 5-20.

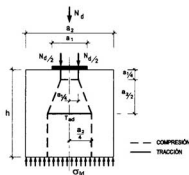


Figura 5-20

De la figura se deduce inmediatamente

$$T_{od} = 0.25 N_d \left(\frac{a_2 - a_1}{a_2} \right) \quad [5.75]$$

¹ Véase J. CALAVERA (2.7).

y por tanto, distribuyendo la armadura en el canto de la zapata, pero sin rebasar la profundidad a_2 a partir de la cara superior, la capacidad mecánica de la armadura en la dirección a_2 viene dada por

$$A_{s2} f_{yd} = 0.25 \left(\frac{a_2 - a_1}{a_2} \right) N_d \quad [5.76]$$

Si el canto total de la zapata, h , es inferior a a_2 , en la fórmula [5.76] se sustituye h por a_2 .

La armadura indicada en [5.76] debe disponerse entre las profundidades $0.1 a_2$ y a_2 (ó $0.1 h$ y h en su caso).

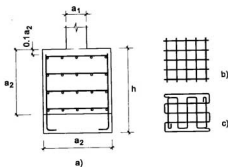


Figura 5-21

La armadura en la dirección b_2 se calcula sustituyendo en [5.76] a_2 y a_1 , por b_2 y b_1 respectivamente, y en su caso b_2 por h si $b_2 > h$ y se distribuye en una profundidad entre $0.1 b_2$ y b_2 (ó $0.1 h$ y h en su caso).

Lo usual en la práctica es repartir las armaduras en las profundidades b_2 y a_2 respectivamente, o h en su caso. En estos casos es necesario disponer una armadura vertical de montaje. La forma de armado indicada (figura 5-21) se requiere por condiciones de anclaje de la armadura transversal, que sin embargo no debe disponerse demasiado tupida para evitar dificultades en el hormigonado. Véase la nota al Capítulo 2 referente a la similitud de esta fórmula con la del hormigonado.

5.12 DETALLES CONSTRUCTIVOS

En el texto que antecede se han indicado los detalles constructivos esenciales. En el MANUAL DE DETALLES CONSTRUCTIVOS EN OBRAS DE HORMIGÓN ARMADO citado como referencia (5.5) figura un conjunto completo de detalles constructivos con presentación en AUTOCAD y comentarios a cada detalle. (Detalles 01.12 y 01.13).

EJEMPLO 5.1

Se da un pilar de esquina de $500 \cdot 500$ mm, con 8 ϕ 20, sometido a un esfuerzo axial de 360 kN, de los que 200 kN son carga permanente y 160 kN sobrecarga. Se desea cimentarlo mediante una zapata cuadrada de 800 mm de canto. El hormigón del pilar y zapata es de $f_{ck} = 25$ MPa. Acero B400, $\gamma_g = 1,35$; $\gamma_q = 1,50$; $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_c = 1,5$. El terreno es una mezcla de arena y grava que presenta un módulo de balasto determinado en placa de $300 \cdot 300$ mm; $K_{300} = 0,17$ N/mm³, $\varphi = 30^\circ$; $\sigma_{adm} = 0,25$ N/mm². Aplicar el método de la distribución uniforme de presiones, con reacción en vigas de techo empotradas elásticamente en el pilar. Ambiente seco. La altura del techo sobre la cara superior de la zapata es de 3700 mm.

Tómese $E_c = 15.000$ N/mm².

Solución:

$$\sigma'_1 = \frac{360.000}{a_2^2} + 2,5 \cdot 10^{-6} \cdot 800 \leq 0,25$$

$$a_2 \geq 1205 \text{ mm}$$

modulamos a $1250 \cdot 1250$ mm

Ante todo, comprobamos que con esta dimensión la hipótesis de centrado de la carga es admisible, con la ecuación [5.24].

Para $a_2 = 1250$ mm

$$K_c = 0,17 \left(\frac{1250 + 300}{2 \cdot 1250} \right)^2 = 0,065 \text{ N/mm}^3$$

$$T_0 = 360.000 \frac{1250 - 500}{2(3700 + 800)} = 30 \cdot 10^3 \text{ N} = 30 \text{ kN}$$

$$T_d = (1,35 \cdot 200 \cdot 10^3 + 1,5 \cdot 160 \cdot 10^3) \frac{1250 - 500}{2(3700 + 800)} = 42,5 \cdot 10^3 \text{ N} = 42,5 \text{ kN}$$

Para el pilar:

$$I = \frac{b^4}{12} = \frac{500^4}{12} = 52,08 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

y aplicando [5.24]

$$\frac{0,065 \cdot 0,75 \cdot 3700^2 \cdot 1250^3 \cdot 30 \cdot 10^3}{6 \cdot (360 \cdot 10^3 + 25 \cdot 10^{-6} \cdot 800 \cdot 1250^2) \cdot 15000 \cdot 52,08 \cdot 10^8} = 0,21 < \frac{1,33 - 1}{\sqrt{2}} = 0,23$$

luego la hipótesis de centrado es válida.

Con $\mu = \frac{2}{3} \operatorname{tg} 30^\circ = 0,38$ y $C_s = 1,5$, se tiene:

$$1,5 \cdot 30 \cdot 10^3 \sqrt{2} = 63639,6 \text{ N} < (360 \cdot 10^3 + 25 \cdot 10^{-6} \cdot 800 \cdot 1250^2) \cdot 0,38 = 148675 \text{ N}$$

El pilar hay que dimensionarlo para momentos adicionales

$$M_d = T_d \cdot L = 42,5 \cdot 10^3 \cdot 3700 = 157,25 \cdot 10^6 \text{ mmN}$$

en cada dirección principal.

a) Cálculo de la zapata.

a-1) Cálculo a flexión. El momento por unidad de ancho, de acuerdo con [5.54] y considerando que $\sigma_t = 0,23 \text{ N/mm}^2$ será

$$M = \frac{\sigma_t \cdot a_z^2}{4,8} = \frac{0,23 \cdot 1250^2}{4,8} = 74870 \cdot 10^3 \text{ mmN/mm}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{1,35 \cdot 200 \cdot 10^3 + 1,5 \cdot 160 \cdot 10^3}{1250^2} = 0,33 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{y } M_d = \sigma_{sd} \cdot \frac{a_z^2}{4,8} = 0,33 \frac{1250^2 \cdot 10^3}{4,8} = 106250 \cdot 10^3 \text{ mmN/mm}$$

Como el armado con horquillas proporciona armadura simétrica, con brazo $\approx 800 - 40 - 40 = 720 \text{ mm}$

$$U_s = \frac{106250 \cdot 10^3}{720} = 147,6 \cdot 10^3 \text{ N/mm}$$

que no cumple la condición de cuantía mínima.

Rige la cuantía geométrica mínima

$$A_s = \frac{1,5}{1000} \cdot 1250 \cdot 800 = 1500 \text{ mm}^2$$

en todo el ancho de zapata, lo que equivale a 6 ϕ 20.

a-2) Comprobando a fisuración con las tablas GT-5 y GT-6 resulta, con $\psi_s = 0,3$

$$M_{crisp} = M \frac{200 \cdot 10^3 + 160 \cdot 0,3 \cdot 10^3}{200 \cdot 10^3 + 160 \cdot 10^3} = 51,7 \cdot 10^6 \text{ mmN/mm} , \text{ siendo}$$

$$M = \frac{M_d}{\frac{1,35 \cdot 200 \cdot 10^3 + 1,5 \cdot 160 \cdot 10^3}{(200 \cdot 10^3 + 160 \cdot 10^3)}} = \frac{106250 \cdot 10^3}{1,42} = 75 \cdot 10^6$$

$$\sigma_s = \frac{51,7 \cdot 10^6}{0,88 \cdot 800 \cdot 1885} = 39 \text{ N/mm}^2 \quad \text{que cumple.}$$

a-3) Compresión localizada sobre la cara superior de la zapata. Al ser el hormigón del pilar igual al de la zapata, no existe problema.

a-4) Anclaje. De acuerdo con la figura 2-10, entrando con $a_2 = 2(1250 - 250) = 2000 \text{ mm}$, obtenemos $k = 0,09$.

Para Posición II,

$$l'_1 = 0,09 \cdot 672 = 60 \text{ mm}$$

Para Posición I,

$$l'_1 = 0,09 \cdot 480 = 40 \text{ mm}$$

b) Cálculo de los voladizos virtuales. De acuerdo con [5.55]

$$M_v = 0,23 \frac{1250^3}{3} = 149,7 \cdot 10^6 \text{ mmN}$$

$$M_{vd} = 0,33 \frac{1250^3}{3} = 214,8 \cdot 10^6 \text{ mmN}$$

Con $b = 500 \text{ mm}$, $d = 760 \text{ mm}$, tenemos según GT-1

$$\mu = \frac{M_{vd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{214,8 \cdot 10^6}{16,67 \cdot 500 \cdot 760^2} = 0,045$$

$$\omega = 0,05 = \frac{U_s}{16,67 \cdot 500 \cdot 760} \Rightarrow U_s = 316730 \text{ N} \quad A_s = 911 \text{ mm}^2 \longrightarrow 3 \phi 20$$

La distribución de armaduras se indica en la figura 5-22. Como las horquillas de la zapata eran 6 ϕ 20, se colocan 3 en el ancho de 500 mm del voladizo virtual y las otras 3 en el resto de la placa. Con esa solución, el armado de la viga se hace con las mismas armaduras de la placa.

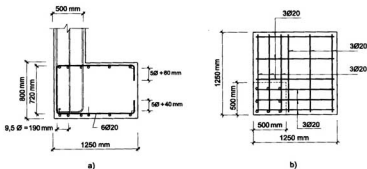


Figura 5-22

c) Solape de la armadura de la placa con la de espera.

Las 3 horquillas de ϕ 20 de los voladizos virtuales se solapan con la armadura de espera en una longitud que no debe ser inferior a $2 \ell_b = 960$ mm puesto que las armaduras del pilar pueden estar en tracción. Aplicamos la reducción por patilla $\ell = 0,7 \cdot 960 = 672$ mm que cabe holgadamente. (Figura 5-22).

EJEMPLO 5.2

Se considera el mismo caso que en el Ejemplo 5.1, pero con pilar de 300×300 mm y distribución en planta la indicada en la figura 5-23.

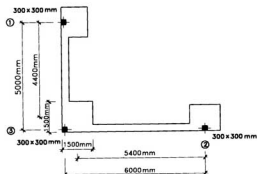


Figura 5-23

Se desea resolver la zapata con las vigas centradoras indicadas en la figura. Dimensionar la zapata y calcular los esfuerzos en las vigas centradoras.

Solución:

$$\text{Con } N_{c3} = 1250^2 \cdot 800 \cdot 25 \cdot 10^{-6} = 31,25 \cdot 10^3 \text{ N} = 31,25 \text{ kN}$$

Como los pilares son de pequeña sección, empleamos las fórmulas simplificadas

$$R = 31,25 \cdot 10^3 + 360 \cdot 10^3 \frac{5000 \cdot 6000}{5000 \cdot 5525 + 6000 \cdot 4525 - 5000 \cdot 6000} = 467,2 \cdot 10^3 \text{ N} = 467,2 \text{ kN}$$

[5.59], [5.60] y [5.61] y por tanto

$$\sigma'_1 = \frac{467200}{1250^2} = 0,30 \text{ N/mm}^2$$

que rebasa los 0,25 N/mm² admisibles.

Es, por tanto, necesario aumentar la zapata¹.

Tanteamos con 1500 · 1500 y se obtiene

$$N_{c3} = 1500^2 \cdot 800 \cdot 25 \cdot 10^{-6} = 45 \cdot 10^3 \text{ N} = 45 \text{ kN}$$

$$R = 45 \cdot 10^3 + 360 \cdot 10^3 \frac{5000 \cdot 6000}{5000 \cdot 5400 + 6000 \cdot 4400 - 5000 \cdot 6000} = 506,5 \cdot 10^3 \text{ N} = 506,5 \text{ kN}$$

$$\sigma'_1 = \frac{506500}{1500^2} = 0,225 \text{ N/mm}^2$$

$$R_1 = 360 \cdot 10^3 \frac{6000 (5000 - 4400)}{5000 \cdot 5400 + 6000 \cdot 4400 - 5000 \cdot 6000} = 55,4 \cdot 10^3 \text{ N} = 55,4 \text{ kN}$$

$$R_2 = 360 \cdot 10^3 \frac{5000 (6000 - 5400)}{5000 \cdot 5400 + 6000 \cdot 4400 - 5000 \cdot 6000} = 46,1 \cdot 10^3 \text{ N} = 46,1 \text{ kN}$$

y en valores de cálculo

$$R_{1d} = 78461,54 \text{ N}$$

$$R_{2d} = 65384,62 \text{ N}$$

¹ Naturalmente, como en el caso de las zapatas de medianería, en el de las zapatas de esquina el método de la viga centradora exige una zapata un poco mayor.

La viga 3-1 ha de dimensionarse para unos esfuerzos

$$M_{1d} = 78461,54 \left(4400 - \frac{1500}{2} \right) = 286,4 \cdot 10^6 \text{ mmN}$$

$$V_{1d} = R_{1d} = 78461,54 \text{ N}$$

Para la viga 3-2, los esfuerzos son

$$M_{2d} = 65384,62 \left(5400 - \frac{1500}{2} \right) = 304,04 \cdot 10^6 \text{ mmN}$$

$$V_{2d} = R_{2d} = 65384,62 \text{ N}$$

El armado de la zapata es análogo al expuesto en el Ejemplo 5.1.

BIBLIOGRAFÍA

- (5.1) STIGLAT, K. y WIPPEL, I.H.: "Placas". Eduardo Torroja. Madrid, 1968. (Traducción de J. BATANERO y F. MORAN, Ingenieros de Caminos).
- (5.2) CALAVERA, J.: "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón". INTEMAC. Madrid, 1999.
- (5.3) MODEL CODE CEB-FIP, 1990.
- (5.4) EUROCODE N° 2 "Design of Concrete Structures. Part 1. Generales Rules and Rules for Buildings", Diciembre 1989.
- (5.5) CALAVERA, J.: "Manual de Detalles Constructivos en Obras de Hormigón Armado". INTEMAC. Madrid, 1993.

CAPÍTULO 6

ZAPATAS COMBINADAS

6.1 GENERALIDADES

Se entiende por zapata combinada la que cimenta dos pilares¹. En general, en este caso es una buena práctica dimensionar el cimiento de forma que el centro de gravedad de su superficie en planta coincida sensiblemente con el de las acciones. Esto puede conseguirse de varias formas (figura 6-1): Una de ellas consiste en construir la zapata de ancho constante, de forma que el centro de gravedad del rectángulo de la planta de la zapata coincida con el punto de paso de la resultante de las cargas de los dos pilares. Esto mismo puede alcanzarse con otras formas de planta, como por ejemplo la trapezoidal, pero ello tiene el inconveniente de complicar mucho la ferralla, al organizarla con barras de longitud variable, por lo que muy rara vez se recurre a esta solución.

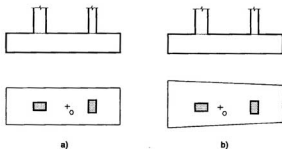


Figura 6-1

¹ Se excluye naturalmente el caso de pilares contiguos en juntas de dilatación, caso que se trata como el de un pilar único, como dijimos en el Capítulo 3

Actualmente, por motivos económicos, se tiende a dar a las zapatas combinadas canto constante, aunque a veces, en casos particulares, se emplea la solución indicada en la figura 6-2 con sección en T invertida.

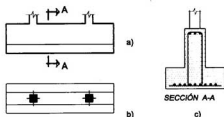


Figura 6-2

El caso más general es el de dos cargas con dos momentos¹ (figura 6-3).

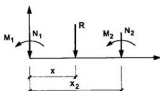


Figura 6-3

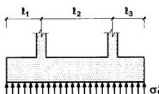


Figura 6-4

Estableciendo el equilibrio con la resultante R , se tiene:

$$\begin{cases} N_1 + N_2 = R \\ M_1 + M_2 - N_2 x_2 = -R x \end{cases} \quad [6.1]$$

de donde:

$$R = N_1 + N_2 \quad [6.2]$$

$$x = \frac{N_2 x_2 - M_1 - M_2}{N_1 + N_2} \quad [6.3]$$

con lo que queda definida la magnitud y posición de la resultante.

Si es posible, el cimiento, generalmente de planta rectangular, se dispone concéntrico con R , con lo cual se tiene la ventaja de que las presiones sobre el suelo, si el

¹ En la práctica los momentos en edificación suelen ser de poca importancia y frecuentemente no se consideran para el cálculo del cimiento. Puede no ocurrir así en otros tipos de edificios, por lo que se trata aquí el caso general.

cimiento va a ser rígido, pueden considerarse uniformes. En la práctica esto frecuentemente no es posible ya que existen diferentes combinaciones de acciones a las que corresponden distintos valores y posiciones de R .

Si la coincidencia del centro de gravedad en planta del cimiento con el punto de paso de la resultante no puede conseguirse, la distribución de presiones es variable. En ese caso a partir del valor de R y de su excentricidad e respecto al centro de gravedad de la planta de la zapata, se aplica el método expuesto en 3.9 para calcular dicha distribución.

Una vez dimensionado en planta el cimiento, de acuerdo con la presión admisible, el valor de R y su peso propio, debe ante todo calcularse su sección para que la pieza pueda ser considerada como rígida. De acuerdo con lo que se verá en el Capítulo 7, la sección del cimiento por un plano vertical debe ser tal (figura 6-4) que:

$$\ell_2 \leq 1,75 \sqrt[4]{\frac{4E_c I_c}{K_c b}} \quad [6.4]$$

$$\ell_1 \leq 0,88 \sqrt[4]{\frac{4E_c I_c}{K_c b}} \quad [6.5]$$

$$\ell_3 \leq 0,88 \sqrt[4]{\frac{4E_c I_c}{K_c b}} \quad [6.6]$$

(Las notaciones se indican en el Capítulo 7.)

Si las tres relaciones anteriores no se cumplen, el cimiento debe ser calculado como flexible por los métodos expuestos en el Capítulo 7, donde justificaremos dichas relaciones.

La hipótesis de rigidez del cimiento debe ser verificada siempre, salvo que resulte evidente. No debe olvidarse que si dicha hipótesis no resulta cierta las presiones bajo las zonas próximas a los pilares (figura 6-5) serán mayores que lo previsto y menores en las zonas alejadas. Desde el punto de vista estructural del cimiento, esto es favorable, pues al acercar, en definitiva, las cargas a los pilares, se reducirán tanto los esfuerzos cortantes como los momentos flectores. Sin embargo, esto es desfavorable desde el punto de vista del suelo, ya que las presiones máximas sobre éste serán mayores de lo previsto.

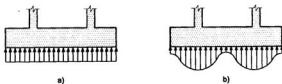


Figura 6-5

6.2 CÁLCULO A FLEXIÓN LONGITUDINAL

La pieza se calcula como una viga simplemente apoyada con dos voladizos. La armadura resultante se distribuye uniformemente en todo el ancho del cimiento. Usualmente se corre de lado a lado, aunque por supuesto puede interrumpirse parte de

la armadura en cara superior o inferior, respetando las reglas generales de anclaje, de acuerdo con la distribución de la ley de momentos flectores.

Las comprobaciones de esfuerzo cortante, anclaje y fisuración se realizan de acuerdo con la teoría general de vigas. Rigen las cuantías mínimas, mecánica y geométrica, establecidas para losas en EHE.

6.3 CÁLCULO A FLEXIÓN TRANSVERSAL

El tema no es tratado por ninguna Instrucción. Si la pieza es transversalmente flexible, como habitualmente ocurre en piezas de sección rectangular, una solución práctica (figura 6-6) es considerar unos voladizos virtuales $AA'BB'$ y $CC'DD'$ en cada pilar con ancho el del pilar más dos cantos y considerar concentrada en su superficie toda la reacción del suelo correspondiente a ese pilar. El voladizo se arma a flexión tomando como luz la distancia desde su extremo a la cara del pilar y la armadura se comprueba a fisuración y anclaje tal como vimos en el Capítulo 2.

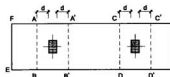


Figura 6-6

En las zonas centrales y en las de voladizos, es decir, en las del tipo $A'CDB'$ y $ABEF$, se dispone como armadura la que cubre un momento igual al 20% del longitudinal correspondiente, es decir, la mínima que EHE establece para losas.

Obsérvese que el método parte de considerar sólo los voladizos como resistentes en sentido transversal, despreciando la resistencia transversal de las zonas restantes¹.

A primera vista puede resultar extraño que si se ha aceptado la hipótesis de rigidez infinita del cimiento en comparación con la del terreno para la flexión longitudinal, no se acepte la misma hipótesis para la flexión transversal. La razón se aprecia claramente en la figura 6-7 a) en que figura una zapata combinada de sección rectangular. Si se acepta la hipótesis de reparto rígido para la flexión transversal, como la armadura de flexión longitudinal no está situada en la línea de pilares, sino uniformemente repartida en el ancho de la zapata, la escasa armadura transversal en la zona del pilar no es capaz de encauzar hacia éste las cargas (camino 1 $\rightarrow$ 2 y 1 $\rightarrow$ 3 en la figura 6-7 a). De ahí el método anteriormente adoptado que asegura adecuadamente la transmisión.

En cambio, si se emplea zapata de sección en *T* invertida, el encauzamiento está asegurado (1 $\rightarrow$ 2 y 1 $\rightarrow$ 3 en la figura 6-7 b) y la armadura transversal debe repartirse uniformemente a lo largo de la zapata.

¹ Algunas comprobaciones realizadas mediante el método de elementos finitos, confirman este procedimiento, que mantenemos desde la primera edición de esta obra en 1982.

Los estribos de esfuerzo cortante que luego trataremos, pueden ser, en sus ramas horizontales utilizados simultáneamente como armadura de flexión transversal.

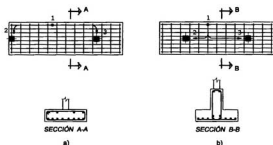


Figura 6-7

6.4 CÁLCULO A ESFUERZO CORTANTE

La comprobación a esfuerzo cortante se realiza como en una pieza lineal (figura 6-8), comprobando el cortante en las secciones de referencia situadas a un canto útil de la cara del pilar.

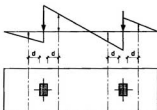


Figura 6-8

El cálculo se realiza de acuerdo con lo expuesto en 2.3.2 d). En este tipo de cimientos, si son necesarios estribos, su disposición conviene se ajuste a los esquemas a) ó b) (figura 6-9) si la cota indicada supera la longitud de solape ℓ_b .

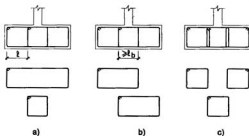


Figura 6-9

En ambos casos, las ramas horizontales de los estribos son útiles como armadura de flexión transversal, cosa que no ocurre en la solución c).

La separación máxima ℓ entre ramas verticales de estribos, medida en sentido transversal, no conviene que sobrepase los 500 mm.

6.5 CÁLCULO A PUNZONAMIENTO

Rige lo dicho en el Capítulo 3 para pilares interiores y en el Capítulo 4 para pilares de borde.

6.6 COMPRESIÓN LOCALIZADA SOBRE LA CARA SUPERIOR DE LA ZAPATA

La comprobación de la necesidad de armadura horizontal bajo los pilares para eliminar el riesgo de hendimiento, se hará de acuerdo con lo visto en los Capítulos 3 y 4.

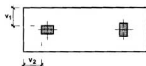


Figura 6-10

6.7 UNIÓN DE LOS PILARES A LA ZAPATA, SOLAPE Y ANCLAJE DE ARMADURAS

Vale íntegramente lo dicho en el Capítulo 3, si los pilares son interiores, y, en el Capítulo 4, si alguno está en borde.

6.8 RECOMENDACIONES

- Bajo la zapata deben disponerse siempre 100 mm de hormigón de limpieza y las armaduras deben apoyarse sobre separadores. La excavación de los 200 mm inferiores de terreno no debe ser hecha hasta inmediatamente antes de verter el hormigón de limpieza. Esta recomendación es especialmente importante en suelos cohesivos.
- Salvo grandes zapatas, conviene ir a canto constante. Si se adopta canto variable debe disponerse, junto a los paramentos del pilar, unas zonas horizontales de, al menos, 150 mm de ancho para montar los encofrados del pilar.
- Véase lo dicho en 3.7 sobre el tratamiento de la junta entre pilar y zapata.
- El canto mínimo en el borde será de 250 mm
- La separación máxima de armaduras no será superior a 300 mm ni inferior a 100 mm. Si es necesario, se agrupan por parejas en contacto.

- f) EHE recomienda no emplear diámetros inferiores a 12 mm pero no indica la calidad. En nuestra opinión en zapatas pequeñas puede bajarse a 10 mm en calidad $B\ 400$ o a los diámetros equivalentes en otras calidades.
- g) El recubrimiento lateral de las puntas de las barras no debe ser inferior a 70 mm , por razones, no sólo de protección, sino para asegurar que las barras caben en el pozo excavado con las tolerancias normales de excavación y de corte de barras.
- h) Es recomendable modular las dimensiones horizontales en múltiplos de 250 mm y los cantos en múltiplos de 100 mm , con el fin de facilitar la ejecución. De acuerdo con esto, el canto mínimo expuesto en d) y establecido en EHE pasa a 300 mm .
- i) Las zapatas combinadas deben atarse en sentido transversal, de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 3, a otras zapatas.
- j) La cuantía geométrica mínima longitudinal debe ser la establecida por EHE para losas (2%). Los ábacos GT-1 y GT-2 incluyen ya el incremento de armadura por razones de rotura agria.

6.9 DETALLES CONSTRUCTIVOS

En el texto que antecede se han indicado los detalles constructivos esenciales. En el MANUAL DE DETALLES CONSTRUCTIVOS DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO citado como referencia (2.16) figura un conjunto completo de detalles constructivos con presentación en AUTOCAD y comentarios a cada detalle. (Detalles 01.14 y 01.15).

EJEMPLO 6.1

Dos pilares de $300 \cdot 300\text{ mm}$, cargado uno con 400 kN (240 kN de carga permanente y 160 kN de sobrecarga) y otro de $400 \cdot 400\text{ mm}$ con 600 kN (360 kN de carga permanente y 240 kN de sobrecarga) distan entre ejes 4000 mm . Se desea cimentarlos con una zapata combinada. El hormigón de los pilares y de la zapata es de resistencia $f_{ck} = 25\text{ MPa}$. Acero $B\ 400$, $\gamma_g = 1,35$; $\gamma_q = 1,50$; $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$. La presión admisible sobre el terreno es $\sigma'_{t,adm} = 0,1\text{ N/mm}^2$ y el módulo de balasto en placa de $300 \cdot 300\text{ mm}$, $K_{300} = 0,07\text{ N/mm}^3$. Proyectar la zapata con la condición de que el pilar de 400 kN esté en borde de zapata, por ser de medianería. Tómesese $E_c = 20.000\text{ N/mm}^2$.

Solución:

De acuerdo con la fórmula [6.3] (figura 6-11)

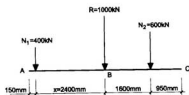


Figura 6-11

$$x = \frac{600 \cdot 4000}{600 + 400} = 2400 \text{ mm}$$

con lo cual se define el c.d.g. B de la zapata. Como el extremo A es borde del pilar y $AB = BC$

$$BC = 2400 + 150 = 2550 \text{ mm}$$

$$AC = 5100 \text{ mm}$$

Siendo b el ancho de la zapata y h su canto, se ha de cumplir:

$$\frac{1000 \cdot 10^3}{5100 \cdot b} + 25 \cdot 10^{-6} \cdot h \leq 0,1 \text{ N/mm}^2$$

Para que el cimientto sea rígido ha de verificarse que:

$$4000 \leq 1,75 \sqrt[4]{\frac{4 \cdot \frac{1}{12} b h^3 \cdot E_c}{K_c \cdot b}}$$

$$950 \leq 0,88 \sqrt[4]{\frac{4 \cdot \frac{1}{12} b h^3 \cdot E_c}{K_c \cdot b}}$$

$$150 \leq 0,88 \sqrt[4]{\frac{4 \cdot \frac{1}{12} b h^3 \cdot E_c}{K_c \cdot b}}$$

Como aproximadamente $\frac{1000 \cdot 10^3}{5100 \cdot b} = 0,1$; $b = 1960 \text{ mm} \approx 2000 \text{ mm}$

y
$$K_c = 0,07 \left(\frac{2000 + 300}{2 \cdot 2000} \right)^2 = 0,023 \text{ N/mm}^3$$

$$E_c = 20.000 \text{ N/mm}^2$$

se ha de cumplir:

$$4000 \leq 1,75 \sqrt[4]{\frac{4 \cdot h^3 \cdot 20.000}{12 \cdot 0,023}}$$

de donde $h \geq 455 \text{ mm} \approx 500 \text{ mm}$

$$\frac{1000 \cdot 10^3}{5100 \cdot b} + 25 \cdot 10^{-6} \cdot 500 \leq 0,1 \Rightarrow b \geq 2241 \text{ mm} ; b = 2250 \text{ mm}$$

$$\sigma_t = \frac{1000 \cdot 10^3}{5100 \cdot 2250} = 0,087 \text{ N/mm}^2$$

La carga repartida de cálculo por unidad de longitud de zapata es:

$$p_d = \frac{1,35 (240 \cdot 10^3 + 360 \cdot 10^3) + 1,5 (160 \cdot 10^3 + 240 \cdot 10^3)}{5.100} = 276,5 \text{ kN/m}$$

Los diagramas de momentos y esfuerzos cortantes de cálculo se indican en la figura 6-12.

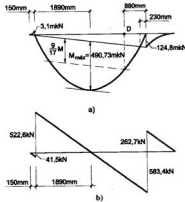


Figura 6-12

Para $M_d = M_{\max} = 490,73 \text{ kNm}$ y $d \approx 450 \text{ mm}$

$$\mu = \frac{490,73 \cdot 10^6}{16,67 \cdot 2250 \cdot 450^2} = 0,065 \text{ y entrando en el ábaco GT-1 obtenemos}$$

$$\omega = \frac{U_s}{16,67 \cdot 2250 \cdot 450} = 0,068 \quad ; \quad U_s = 1148 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$A_s = \frac{1148 \cdot 10^3}{\frac{400}{1,15}} = 3300 \text{ mm}^2$$

(La cuantía mínima establecida para losas en acero B 400 es del 2‰, lo que conduce a

$$A_s = \frac{2}{1000} \cdot 2250 \cdot 500 = 2250 \text{ mm}^2 \quad \text{que no rige}).$$

Disponemos $A_{s1} = 17\phi 16$

La cuantía geométrica mínima en la cara inferior obliga a

$$A_{s2} = 2025 \text{ mm}^2 \rightarrow 10\phi 16$$

Dicha armadura cubre sobradamente el momento en el voladizo.

En sentido transversal, para el pilar izquierdo con $N = 400 \text{ kN}$, concentramos la flexión en un ancho de $300 + 1 \cdot 450 = 750 \text{ mm}$.

El momento de cálculo es:

$$M_{ed} = \frac{(1,35 \cdot 240 \cdot 10^3 + 1,5 \cdot 160 \cdot 10^3)}{2250 \cdot 750} \cdot \frac{750 \cdot 1125^2}{2} = 158,6 \cdot 10^6 \text{ mmN}$$

que exige $A_s = 1051,4 \text{ mm}^2 - 565 \cdot 0,75 = 628 \text{ mm}^2$ equivalente a $4\phi 16$. (Como se verá más adelante los estribos de corte proporcionan $565 \text{ mm}^2 \text{ p.m.l.}$).

Las condiciones de cuantía mínima exigen

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{1,5}{1000} \cdot 1000 \cdot 500 = 750 \text{ mm}^2 \rightarrow 4\phi 16 \text{ p.m.l.} \quad \text{en cada cara.}$$

Para el pilar derecho, análogamente

$$M_{ed} = \frac{(1,35 \cdot 360 \cdot 10^3 + 1,5 \cdot 240 \cdot 10^3)}{2250 (400 + 2 \cdot 450)} \cdot \frac{1300 \cdot 1125^2}{2} = 237,9 \cdot 10^6 \text{ mmN}$$

y descontando el área de estribos $A_s = 1541 - 1,3 \cdot 565 = 807 \text{ mm}^2$ que equivale a $4\phi 16$, con lo cual rige la cuantía mínima.

De acuerdo con la figura 2-19 a) corresponde anclaje por prolongación recta.

La longitud de anclaje de $\phi 16$ en posición I, es, de acuerdo con la tabla GT-7, $\ell_b = 320 \text{ mm}$. A partir del punto D (figura 6-12 a) cortamos $8\phi 16$, con lo que la prolongación a partir de D debe ser:

$$\ell = 450 + \frac{8}{17} \cdot 320 = 600 \text{ mm}$$

El resto se prolonga hasta el extremo para mantener la separación máxima entre armaduras, de 300 mm .

El anclaje de la armadura superior en el lado izquierdo, se ancla de forma que

$$\frac{150 - 30}{1,4 \cdot 0,7} + \ell'_2 = 320 \text{ mm} \quad \ell'_2 = 200 \text{ mm}.$$

En el extremo derecho, como la longitud de voladizo supera a la de anclaje, terminamos en simple patilla y la armadura inferior en ambos extremos basta terminarla en simple prolongación recta.

Como la armadura transversal es $\phi 16$, su longitud de anclaje teórica en posición II es 460 mm , luego el ancho de 2250 mm es superior al doble de la longitud de anclaje y basta disponer barras rectas.

La condición crítica de fisuración es de comprobación innecesaria dado que la armadura es muy superior a la estricta.

La armadura mínima geométrica sólo la disponemos tanto en sentido longitudinal (2%) como transversal (1,5%), en cara superior e inferior, en las zonas sujetas a tracción. En el resto se dispone una cuantía mitad como mínimo.

El esfuerzo cortante pésimo a una distancia d de la cara del pilar es:

$$V_d = 583,4 \cdot 10^3 - (150 + 450) \cdot 276,5 = 417.500 \text{ N}$$

De acuerdo con EHE,

$$V_{cu} = 0,12 \xi (100 \rho_t \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_e \cdot d$$

$$V_{cu} = 0,12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{450}} \right) (100 \cdot 0,003 \cdot 25)^{1/3} \cdot 2250 \cdot 450 = 407.485 \text{ N}$$

$$\left(\rho_t = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3300}{2250 \cdot 450} = 0,003 \neq 0,02 \right)$$

Al ser $V_d > V_{cu}$ es necesaria armadura de corte.

La cuantía mínima de estribos establecida por la Instrucción EHE es

$$V_{su,min} \geq 0,018 f_{cd} \cdot b d = 0,018 \frac{25}{1,5} \cdot 2250 \cdot 450 = 303.750 \text{ N}$$

que es mayor que la necesaria por la condición de corte ($V_{su} = 10.015 \text{ N}$)

$$A_{su,min} = \frac{\frac{303750}{0,9 \cdot 450}}{\frac{400}{1,15}} = 2,16 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ o sea } 2160 \text{ mm}^2/\text{m}. \text{ Con el esquema de la}$$

figura 6-13 corresponden 5 ramas de $\phi 12$.

Disponemos estribos de $\phi 12$ a 200 mm para soportar la armadura y con separación transversal $\leq 500 \text{ mm}$ y 2 $\phi 20$ como armadura de piel. El conjunto de estas armaduras es conveniente también para controlar la fisuración por retracción. El esquema de armado se representa en la figura 6-13.

(La comprobación a punzonamiento es superflua, al ser el vuelo transversal sensiblemente igual a dos veces el canto).

La longitud de anclaje de $\phi 16$ en posición I es

$$\ell_b = 16 \cdot 1,6^2 \cdot \frac{400}{20} \cdot 1,6$$

$$\ell_b = 410 \text{ mm}$$

A partir del punto de momento nulo que dista 0,28 m del eje del pilar derecho llevamos una longitud de anclaje¹.

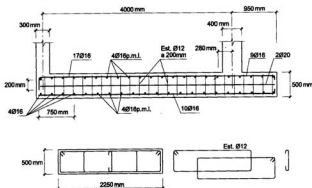


Figura 6-13

$$\ell = d + \frac{\ell_b}{3} = 450 + 140 = 590 \text{ mm}$$

y podríamos cortar la mitad de la armadura inferior. No se hace así sin embargo, pues la separación longitudinal entre barras resultaría en esa zona superior a 300 mm.

En la cara superior, dada la distribución de momentos no resulta práctico el corte de armaduras.

El anclaje de la armadura superior en el lado izquierdo, con

$$\ell_1 = 150 - 40 = 110 \text{ mm ha de ser tal que con } \ell_b = 1,4 \cdot 410 = 580 \text{ mm}$$

$$\frac{110}{0,7} + 1,4 \ell_2 = 580 \text{ mm, } \ell_2 = 300 \text{ mm}$$

En el extremo derecho, como la longitud de voladizo supera a la de anclaje, terminamos en simple patilla y lo mismo hacemos con la armadura inferior en ambos extremos.

¹ La armadura es muy superior a la necesaria y, por tanto, se lleva la longitud mínima de anclaje.

Como la armadura transversal es de $\phi 16$, su longitud de anclaje teórica en posición II es de 580 mm, luego el ancho de 2,50 m es superior al doble de la longitud de anclaje y basta disponer barras rectas.

La condición crítica de fisuración es de comprobación innecesaria dado que la armadura es muy superior a la estricta.

CAPÍTULO 7

VIGAS DE CIMENTACIÓN

7.1 GENERALIDADES

Se entiende por viga de cimentación aquella sobre la que apoyan tres o más pilares (figura 7-1 a)). De nuevo aquí la sección transversal puede ser rectangular (figura 7-1 b)) o bien adoptar la forma de *T* invertida (figura 7-1 c)) con economía de hormigón y acero, pero con un mayor coste de encofrados y mano de obra. La tendencia actual es hacia secciones rectangulares, salvo en grandes cimentaciones, en las que las formas más complicadas pueden compensar desde un punto de vista económico.

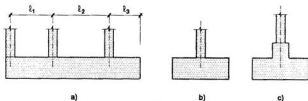


Figura 7-1

Una ventaja a considerar en este tipo de cimentaciones reside en la menor sensibilidad que presentan, con respecto a las zapatas aisladas, frente a un posible defecto local del terreno, oquedad, etc.

El cálculo de este tipo de cimentación es extraordinariamente complejo, y sólo puede ser abordado por métodos aproximados. Como veremos más adelante, el ordenador puede representar una ayuda importante, pero tampoco su uso puede conducir a una gran exactitud.

El proyectista deberá por tanto emplear, en todo lo que sigue, su propio criterio en muchos aspectos.

La complejidad del problema surge en primer lugar del conjunto suelo-estructura y más en concreto de su interacción.

Actualmente existen tres niveles de precisión en el cálculo general de este tipo de cimentaciones:

- a) El primero (figura 7-2 a)) supone el cimiento rígido y por tanto indeformable, de manera que bajo la acción de las cargas desciende sin flexionar. El terreno situado no directamente bajo el cimiento se supone que no experimenta deformaciones. Este método es el que hemos venido aceptando para zapatas corridas y centradas en los Capítulos 2 y 3, respectivamente. Como veremos más adelante, incluso para zapatas, si los vuelos exceden en mucho al triple del canto, la hipótesis de rigidez no es exacta. Sin embargo, la práctica habitual de hacerlo así durante muchos años se ha mostrado como satisfactoria; por otra parte las tendencias actuales a una mayor prudencia en los cálculos a esfuerzo cortante y punzonamiento de la que se tuvo en el pasado, conducen a zapatas menos flexibles de lo que era habitual, por lo que la práctica de aceptar el reparto lineal se sigue considerando válida.

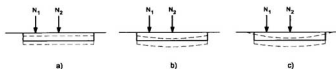


Figura 7-2

En el Capítulo 6, para zapatas combinadas vimos que la hipótesis de rigidez del cimiento no podía ser aceptada a priori ni por tanto el reparto lineal y tuvimos que imponer las condiciones [6.4], [6.5] y [6.6] para poder establecerla.

- b) Un segundo nivel de precisión en el cálculo, que desarrollaremos en este Capítulo, es el indicado en la figura 7-2 b); supone que la deformación, común al terreno y al cimiento, es proporcional a la presión producida. También acepta que el terreno no situado bajo el cimiento no se deforma.
- c) El tercer nivel, hoy con estudios avanzados pero de difícil aplicación a la práctica, (figura 7-2 c)) plantea el problema en forma general, en función de las características tensión-deformación del terreno, de la deformabilidad del cimiento y de la deformabilidad de la construcción que apoya en el cimiento (y no sólo de su estructura). El terreno que rodea al cimiento experimenta, como realmente ocurre, deformaciones bajo la acción de éste.

Otra fuente importante de incertidumbre surge al considerar la deformabilidad relativa del suelo, del cimiento y de la estructura. Esto se indica esquemáticamente en la figura 7-3.

En el caso indicado en la figura 7-3 a), que corresponde a un cimiento muy rígido y a una estructura muy flexible, la distribución de presiones varía realmente según el tipo de suelo, pero con razonable aproximación puede considerarse un reparto de acuerdo con el módulo de balasto, que exponemos en 7.4.

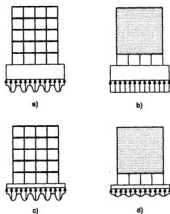


Figura 7-3

En el caso de la figura 7-3 b), tanto el cimiento como la estructura son rígidos¹ y la distribución de presiones puede suponerse linealmente variable de acuerdo con el método de cálculo expuesto en 7.3.

En el caso c) de la misma figura, estamos ante una estructura flexible y un cimiento flexible. Es de aplicación de nuevo el método de cálculo expuesto en 7.4².

En el caso de la figura 7-3 d), el cimiento es flexible y la estructura rígida. No existe un procedimiento satisfactorio de cálculo. En 7.5 veremos un método aproximado.

7.2 EVALUACIÓN DE LA RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA

El problema esencial es juzgar cuándo la estructura es rígida o flexible en comparación con el terreno, y por tanto, cuándo los puntos de enlace de la estructura con el cimiento se consideran que no pueden o sí pueden sufrir asientos diferenciales entre sí. Estrictamente hablando, asientos con relación no lineal entre sí, puesto que la estructura puede girar debido a la posible diferencia de presiones entre un borde y otro.

- 1 Insistimos de nuevo en que lo que importa no es realmente la rigidez de la estructura, sino la del conjunto del edificio, que puede ser mucho más elevada. Sin embargo, no debe olvidarse que parte de la rigidez extraestructural de muchos edificios proviene de partes (tabiquería, por ejemplo) que pierden su rigidez por fisuración, mucho antes de que la estructura y el cimiento alcancen su estado límite último, por lo que se debe ser prudente al contar con ella, salvo en condiciones de servicio, etapa en la que siempre pueden ser consideradas.
- 2 Una flexibilidad excesiva del conjunto, puede conducir a una incompatibilidad de los elementos no estructurales del edificio con el conjunto cimiento-estructura.

El lector deberá aquí ejercer su propio juicio, pero un criterio aproximado, suficiente para la mayoría de los casos que se presentan en la práctica, es el que se expone a continuación, debido a MEYERHOFF (7.1).

La rigidez aproximada de la estructura, se estima mediante el valor

$$K_r = \frac{E_c I_c + \sum EI_v + E \frac{ah^3}{12}}{E_t b^3} \quad [7.1]$$

donde:

E_c = Módulo de deformación del hormigón del cimiento. Dado el carácter puramente orientativo de la fórmula, puede tomarse $E_c = 20.000 \text{ N/mm}^2$ con independencia de la resistencia del hormigón.

I_c = Momento de inercia de la sección del cimiento respecto a la recta horizontal que pasa por el c.d.g. de su sección transversal. Por la misma razón que en el caso de E_c , podemos en este caso, adoptar el momento de inercia de la sección sin fisurar y sin homogeneizar las armaduras.

$\sum EI_v$ = Suma, extendida en vertical a todas las vigas y forjados paralelos al cimiento que transmiten sus cargas a los pilares que apoyan en él, de los productos EI_v , donde E es el módulo de deformación del material de la estructura, e I_v el momento de inercia de la sección de cada viga y/o forjado, respecto al eje horizontal que pasa por sus respectivos c.d.g..

$E \frac{ah^3}{12}$ = Producto del módulo de deformación del material de cualquier muro paralelo al cimiento y cargando sobre él, y del momento de inercia de la sección del muro por un plano vertical normal a la directriz de la viga de cimentación (a , es el espesor del muro y h su altura).

E_t = Módulo de deformación del terreno. Puede ser estimado mediante la fórmula [7.17].

b = Ancho del cimiento.

- Si $K_r > 0,5$, la estructura se considera rígida.
- Si $K_r \leq 0,5$, la estructura se considera flexible.

El carácter aproximado de todo lo que exponemos hace que el cálculo de las vigas de cimentación, que se contemplan en este Capítulo y de sus estructuras derivadas que se expondrán en los Capítulos 9 y 10, deba ser siempre abordado con prudencia. Los refinamientos en el dimensionamiento de armaduras no tienen aquí sentido y las cuantías mínimas deben ser rigurosamente respetadas.

7.3 VIGAS RÍGIDAS DE CIMENTACIÓN CON CONJUNTO CIMIENTO SUPERESTRUCTURA RÍGIDO (Caso de la Figura 7.3 b)

Son aquéllas en las que (figura 7-1) las luces de todos los vanos del cimiento son tales que la semisuma de cada dos vanos consecutivos $L_m = \frac{L_1 + L_2}{2}$ cumple la condición:

$$L_m \leq 1,75 \sqrt{\frac{4EI}{K_c b}} \quad [7.2]$$

y las luces de los posibles voladizos

$$L_v \leq 0,88 \sqrt{\frac{4EI}{K_c b}} \quad [7.3]$$

cuya justificación veremos en 7.4 y además $K_c > 0,5$ según [7.1]. Al aceptarse en este caso el reparto lineal de presiones, el cálculo de su distribución es muy simple, tal como se expone a continuación (figura 7-4).

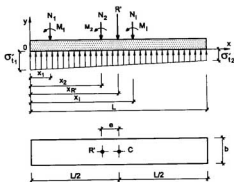


Figura 7-4

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto a los ejes x , y y llamando q al peso p.m.l. de viga se tiene:

$$\left. \begin{aligned} \sum N_i + qL + R' &= 0 \\ \sum M_i + \sum N_i x_i + \frac{1}{2} qL^2 + R' x_R &= 0 \end{aligned} \right\} \quad [7.4]$$

sistema que resuelto nos define el valor y la posición de la resultante de los esfuerzos transmitidos por la estructura y el cimiento al terreno.

La ley de distribución de presiones sobre el terreno viene dada por las fórmulas generales ya expuestas en el Capítulo 3.

Si $e \leq \frac{L}{6}$:

$$\sigma'_t = \frac{R'}{bL} \left(1 \pm \frac{12e \left(x - \frac{L}{2} \right)}{L^2} \right) \quad [7.5]$$

con los valores extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL} \left[1 + \frac{6e}{L} \right] \quad [7.6]$$

$$\sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad [7.7]$$

Si $e > \frac{L}{6}$ la distribución es triangular, sin abarcar toda la longitud de la viga. La ley de tensiones viene dada en este caso (figura 7-5) por la expresión

$$\sigma'_t = \frac{2R' \left[3 \left(\frac{L}{2} - e \right) - x \right]}{9b \left(\frac{L}{2} - e \right)^2} \quad [7.8]$$

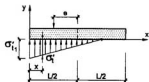


Figura 7-5

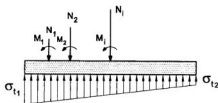


Figura 7-6

con valor máximo en el borde $x = 0$, que vale

$$\sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b \left(\frac{L}{2} - e \right)} \quad [7.9]$$

El cálculo de esfuerzos en el cimiento se realiza en general con las presiones σ_t obtenidas sin contar el peso propio del cimiento. Las leyes de variación y los valores

extremos se obtienen a partir de [7.5], [7.6], [7.7], [7.8] y [7.9] sin más que sustituir en esas expresiones el valor de R' por el de R , obtenido resolviendo el sistema [7.4] con $q = 0$, o más sencillamente descontando a las presiones σ'_t el valor de la tensión debida al peso propio, que si la pieza es de sección constante vale

$$\sigma_{ic} = \frac{q}{b} \quad [7.10]$$

Conocidos los valores de σ'_t , el cálculo de esfuerzos se reduce a hallar la ley de momentos flectores y de esfuerzos cortantes de una pieza (figura 7-6) sometida por un lado a las acciones de la estructura y por otro a la reacción del terreno, lo cual se realiza de acuerdo con la teoría general de piezas rectas y es de cálculo inmediato (ver ejemplo 7.1).

Todo el cálculo estructural se realiza de forma idéntica a lo expuesto para las zapatas combinadas en el Capítulo 6.

Nota 1: Debe prestarse atención al hecho de que una viga de este tipo, no es calculable, en cuanto a esfuerzos, de acuerdo con la teoría general de vigas flexibles, en las que la acción de las cargas no varía al deformarse la viga.

Un ejemplo claro se indica en la figura 7-7. Suponiendo el reparto rígido para una viga con tres pilares de cargas iguales P , el cálculo como viga continua (figura 7-7 a)) de dos vanos, sometida a la carga σ'_t p.m.l, conduce a la ley de momentos indicada en a), a la que corresponden unas reacciones en los tres apoyos de valor $\frac{9}{16}P, \frac{15}{8}P, \frac{9}{16}P$ que no coinciden

con las cargas P actuantes realmente en los pilares. La hipótesis a) corresponde a una viga flexible y no a una pieza rígida como estamos suponiendo.

La solución correcta se indica en b) y no sólo produce una variación importantísima del momento en vano, sino que aumenta y cambia de signo el momento bajo el pilar intermedio.

Nota 2: Por análogos motivos, no deben extrapolarse a este tipo de vigas de cimentación algunos conceptos intuitivos de las vigas flexibles tales como la compensación de vanos con voladizos, etc., que no son aquí válidos. En general, no puede afirmarse que la existencia de voladizos permita economías en el proyecto aunque, salvo que los pilares extremos estén muy poco cargados, esto suele resultar cierto en muchos casos. La obligada sencillez de los esquemas de armado, influye mucho en la optimización de este tipo de piezas (ver Ejemplo 7.1), así como los requisitos de cuantías mínimas.

Nota 3: Se entiende por viga rígida, aquella que en *todos los vanos y voladizos* se cumplen las condiciones [7.2] y [7.3]. En otro caso la viga se considera como flexible, aunque algunos vanos sean rígidos.

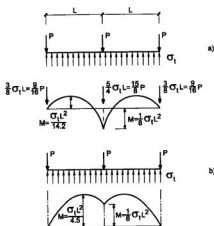


Figura 7-7

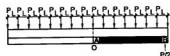


Figura 7-8

Nota 4: El método expuesto se basa en la aceptación del reparto lineal de presiones y de la teoría del módulo de balasto. En la realidad el reparto de tensiones a lo largo de la pieza sigue una ley más compleja e insuficientemente conocida. El método expuesto es conservador sobre todo para piezas largas sometidas a un gran número de cargas. El error se visualiza bien en la figura 7-8, que representa una viga de gran longitud, sometida a cargas P equidistantes e iguales. La presión sobre el suelo, si el número de cargas es grande, se acerca al valor $\frac{P}{L}$ y tomando momentos

respecto al centro O , cada carga está prácticamente equilibrada por su reacción excepto la zona B , de reacción $\frac{P}{2}$ que al no equilibrar la carga

exterior P , da respecto a O un momento creciente con el número de vanos. El momento debido a la reacción de la zona A es despreciable si el número de vanos es grande.

Naturalmente basta abandonar el concepto de reparto rígido y aceptar una ligera sobrepresión en los extremos para que el momento se reduzca extraordinariamente.

Por lo tanto, el método expuesto sólo es aplicable a piezas de pocos vanos y de no mucha longitud, pues es excesivamente conservador.

Para otros casos, el único procedimiento es el estudio mediante elementos finitos o medios análogos, considerando el semiespacio de suelo representado por su módulo

E_t de deformación. Por supuesto, la incertidumbre sobre los valores de la deformabilidad del suelo y la del propio cimiento, impide pensar que se pueda con este procedimiento conseguir gran exactitud pero sí resultados razonables.

En el Capítulo 12 se analiza el caso particular de los muros de sótano, de gran interés práctico.

7.4 CASO DE ESTRUCTURA FLEXIBLE. VIGAS FLOTANTES (Casos de las Figuras 7-3 a) y 7-3 c)).

Se aplica indistintamente como decimos a los casos de las figuras 7-3 a) y c), es decir, con independencia de la rigidez del cimiento. El proyectar el cimiento como rígido, aplicando el método visto en 7.3, cuando la estructura es flexible, conduce a un cálculo erróneo. El método que sigue ya tiene en cuenta la rigidez del cimiento cualquiera que sea ésta y debe cumplirse que la rigidez de los elementos horizontales de la estructura permita a los pilares acompañar a los asientos del cimiento bajo cada pilar.

El método se basa en la hipótesis de que si la presión transmitida en un punto P por el cimiento al suelo, es σ_t , el asiento y está ligado a σ_t por la relación:

$$y = \frac{\sigma_t}{K_c} \quad [7.11]$$

donde K_c tiene las dimensiones de una fuerza por unidad de volumen.

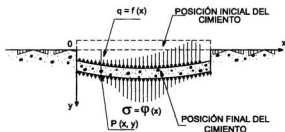


Figura 7-9

El coeficiente K_c es frecuentemente denominado “módulo de balasto” pues uno de sus primeros empleos fue en el estudio del reparto de las cargas en vías de ferrocarril y a veces es denominado módulo de WINKLER, uno de los iniciadores en este tipo de estudios. El nombre de cimentaciones flotantes viene del hecho de que si las profundidades se miden a partir de la posición inicial de la cara inferior del cimiento, la presión ejercida por el suelo sobre éste es proporcional a la profundidad a que se ha “sumergido” el cimiento, en completa analogía con las presiones hidráulicas sobre un cuerpo flotante.

Deben destacarse dos particularidades importantes respecto a este caso: la primera es el hecho de que el valor de la carga sobre la viga, varía al deformarse ésta. La segunda es que los pilares, descienden con el cimiento, es decir, que **la viga no puede ser concebida en absoluto como una pieza con carga igual a la reacción del terreno y apoyada en los pilares, sino apoyada en el terreno y cargada por los pilares.**

- a) *Módulo de balasto.* La determinación de K_c se hace por métodos experimentales, generalmente mediante ensayos de placa de carga. El valor de K_c depende del tamaño de la placa empleada y de la presión de ensayo. El módulo de balasto depende también de la velocidad de aplicación y de la intensidad de las cargas, de su carácter noval o repetitivo, etc. Intentamos aquí únicamente resumir los aspectos esenciales del tema. Para un estudio amplio véase (7.2). Las tablas GT-11 y GT-12 (7.3) contienen datos para las placas circulares de 750 mm de diámetro y las cuadradas de 300 mm de lado, respectivamente. Los valores son solamente aproximados pues K_c depende de muchas variables tales como tipo y humedad del terreno, presión aplicada, forma y dimensiones del cimiento, etc.

Se acepta que el producto $K_c \cdot d$ es constante, es decir, que los módulos de balasto K_1, K_2 determinados con placas de diámetro d_1 y d_2 cumplen la relación:

$$K_1 d_1 = K_2 d_2^1 \quad [7.12]$$

Un cimiento cuadrado puede ser, a estos efectos, sustituido por uno circular de la misma área.

Para zapatas sobre suelos arenosos el módulo de balasto K_c del cimiento puede ser estimado a partir del módulo de balasto K_{300} en placa de 300 x 300 mm mediante la fórmula:

$$K_c = K_{300} \left(\frac{b + 300}{2b} \right)^2 \quad [7.13]$$

donde b es el ancho del cimiento en mm. De acuerdo con lo dicho, una placa cuadrada de 300 mm de lado es equivalente a una circular de 340 mm de diámetro, y según [7.12]:

$$K_{340} \cdot 340 = K_{750} \cdot 750$$

luego:

$$K_{340} = K_{300} = 2,2 K_{750}$$

y [7.13] puede escribirse:

$$K_c = 2,2 K_{750} \left(\frac{b + 300}{2b} \right)^2 \quad [7.14]$$

¹ Esta fórmula, basada en el comportamiento elástico del terreno, no es válida en general, pero puede ser aceptada para correlacionar valores de K_c obtenidos con placas de ensayo de pequeñas dimensiones.

Si el suelo es arcilloso, el valor de K_c puede expresarse por:

$$K_c = 2,2 \frac{n+0,5}{1,5n} K_{750} \frac{300}{b} \quad [7.15]$$

donde n es la relación del largo al ancho de la zapata y b el ancho en mm.

La ecuación de Boussinesq para el asiento en un medio elástico, homogéneo e isótropo, para una placa de diámetro d es:

$$y = \frac{\pi \sigma_t d}{4 E_t} \frac{m^2 - 1}{m^2} \quad [7.16]$$

donde:

y = asiento.

σ_t = presión aplicada.

d = diámetro.

m = módulo de Poisson del suelo.

E_t = módulo de elasticidad del suelo.

De [7.16] se deduce, teniendo en cuenta que $\sigma_t = K_c \cdot y$ y adoptando $m = 3$:

$$E_t = 0,70 K_c d \quad [7.17]$$

donde K_c es el módulo obtenido para placa de diámetro d .

- b) *Ecuación diferencial de la elástica.* A partir de la figura 7-7 y partiendo de la ecuación de la curvatura de piezas lineales flectadas:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = - \frac{M}{E_c I_c} \quad [7.18]$$

(E_c e I_c son el módulo de deformación del hormigón y el momento de inercia de la sección bruta del cimiento respecto al eje horizontal que pasa por el c.d.g. de la sección).

Se tiene, además:

$$\frac{dM}{dx} = -V \quad [7.19]$$

$$\frac{dV}{dx} = qb - \sigma_t b \quad [7.20]$$

siendo b el ancho del cimiento.

De [7.19] y [7.20]:

$$\frac{dV}{dx} = - \frac{d^2 M}{dx^2} = qb - \sigma_t b = b(q - K_c y) \quad [7.21]$$

donde K_c es el módulo de balasto correspondiente al cimiento de ancho b . De acuerdo con [7.18]:

$$\frac{1}{E_c I_c} \cdot \frac{d^2 M}{dx^2} = -\frac{d^4 y}{dx^4}$$

y [7.21] se transforma en:

$$E_c I_c \frac{d^4 y}{dx^4} + K_c b y - q b = 0 \quad [7.22]$$

El paso de [7.18] a [7.22] presupone que el cimiento es de rigidez $E_c I_c$ constante, que es el caso habitual.

Si en la ecuación diferencial [7.22] realizamos el cambio de variable:

$$\theta = \frac{x}{\alpha}$$

siendo $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4E_c I_c}{K_c b}}$, se obtiene la fórmula:

$$\frac{d^4 y}{d\theta^4} + 4y - \frac{4}{K_c} q = 0 \quad [7.23]$$

El valor

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4E_c I_c}{K_c b}} \quad [7.24]$$

denominado *unidad elástica*, es como veremos más adelante, una característica importante del conjunto suelo-cimiento.

La integración de la ecuación diferencial [7.23] y la determinación de sus constantes de acuerdo con sus condiciones de borde están realizadas para un gran número de casos y los resultados reducidos a gráficos de empleo inmediato como más adelante veremos¹.

Integrada la ecuación diferencial [7.23] se conoce la ecuación de la deformada:

$$y = f(x) \quad [7.25]$$

e inmediatamente la ley de presiones sobre el suelo:

$$\sigma_r = K_c f(x) \quad [7.26]$$

¹ La referencia (7.3) contiene tablas detalladas para un gran número de casos y existen muchos programas informáticos que resuelven el problema.

La ley de momentos flectores, de acuerdo con [7.18], resulta:

$$M = -E_c I_c \frac{d^2 y}{dx^2} \quad [7.27]$$

y la de esfuerzos cortantes, según [7.19], será:

$$V = E_c I_c \frac{d^3 y}{dx^3} \quad [7.28]$$

- c) *Concepto de unidad elástica.* En el apartado anterior definimos la unidad elástica como el valor:

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4E_c I_c}{K_c b}}$$

que efectivamente tiene las dimensiones de una longitud.

El cociente $\frac{E_c I_c}{K_c b}$ puede ponerse en la forma $\frac{E_c I_c / b}{K_c}$, donde $\frac{E_c I_c}{b}$ es pro-

porcional a la rigidez del cimientto y K_c a la rigidez del suelo, es decir, que α es una función de la relación de rigideces del cimientto al suelo. Si el cimientto es muy rígido respecto al suelo, el valor de la unidad elástica será grande. Si el suelo es rígido respecto al cimientto, el valor será reducido.

Obsérvese que dentro de las imprecisiones del método y, sobre todo, del valor K_c , el hecho de estar bajo la raíz cuarta suaviza la importancia de un error en su estimación. Por ejemplo, a igualdad de E_c , I_c y b , duplicar el valor de K_c conduce sólo a una reducción de α del 16%.

- d) *Ábacos.* Los ábacos GT-13 a GT-28 permiten el cálculo rápido de vigas flotantes bajo diferentes solicitaciones y han sido adaptados a partir de la referencia (7.3). Obsérvese que al ser el planteamiento del problema íntegramente elástico, la estructura se supone en régimen lineal y puede, por tanto, aplicarse el método de superposición (figura 7-10).



Figura 7-10

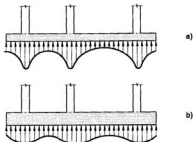


Figura 7-11

El problema 7.2 aclara el manejo de los ábacos.

En los ábacos se emplea el valor:

$$\lambda = \frac{\ell}{\alpha}$$

donde ℓ es la longitud de la viga y como puede apreciarse en los casos 7, 8 y 9 para valores de λ inferiores a 1,75 ($\ell < 1,75 \alpha$) el reparto del cimiento es muy bueno y éste puede considerarse como rígido, no siendo necesario en ese caso el estudio como viga flotante de aquellas vigas tales que la media de dos luces consecutivas sea inferior a 1,75 α y cada dos luces consecutivas y cada dos cargas consecutivas no difieran en más del 20% de la mayor.

Este criterio es mantenido también por el AMERICAN CONCRETE INSTITUTE en su publicación ACI 336 2R-88 "Suggested Design Procedures for Combined Footing and Mats" (7.1). Dicho valor ha sido el que hemos venido adoptando para clasificar los cimientos en flexibles o rígidos.

Nota 1: No debe olvidarse el carácter exclusivamente aproximado del método. No sólo existe una clara incertidumbre en la determinación del módulo K_c , sino también en el propio cimiento en que el valor de E_c oscila apreciablemente y depende mucho del tipo de cargas aplicadas, según sean breves o de larga duración. El propio valor de ℓ_c está muy ligado a las condiciones de fisuración. No debe pues confundirse precisión en el tratamiento matemático con precisión de resultados.

Nota 2: Aun siendo la viga flexible, interesa que su flexibilidad no sea excesiva, pues entonces pierde su capacidad de reparto de cargas. Si se considera la viga flotante de la figura 7-11 a), su flexibilidad es tan acusada que las zonas centrales de los vanos y de los voladizos prácticamente no funcionan como cimiento. En el caso b), una mayor rigidez permite una mejor utilización del cimiento.

Nota 3: En el caso de la viga flotante es siempre interesante disponer voladizos (figura 7-12), ya que de otra forma las tensiones y asientos de los pilares de borde resultan muy elevados, como se aprecia en el caso a). El caso b) correspondiente a la disposición de voladizos regulariza mucho la distribución de presiones.

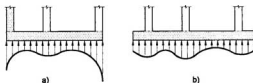


Figura 7-12

Nota 4: La propia naturaleza del método hace que éste considere la posibilidad de tracciones entre cemento y suelo. Se sobreentiende que esas posibles zonas de tracción son neutralizadas por las compresiones debidas a otras cargas. Esto debe verificarse en cada caso.

e) *Dimensionamiento.* Vale íntegramente lo dicho para zapatas combinadas en el Capítulo 6.

7.5 CASO DE ESTRUCTURA RÍGIDA CON CIMENTACIÓN FLEXIBLE (Caso de la Figura 7-3 d)).

El caso presenta una diferencia esencial con el anterior, pues si bien el cemento sigue siendo flexible, la gran rigidez de la superestructura hace que los puntos de enlace de los pilares con la cimentación no puedan asentar más que manteniéndose todos sus puntos de apoyo con el cemento alineados. Por tanto el método del módulo de balasto no es aplicable, ya que éste se basa en que cada pilar asienta de acuerdo con la deformación de la viga, pero sin estar coaccionado por los otros a través de la superestructura, como ocurre en el presente caso, que corresponde al de la figura 7-3 d).

No existe una solución del problema a nivel teórico.

A continuación se expone un método simplificado, adoptado a partir de la referencia (7.4) con algunas variaciones.

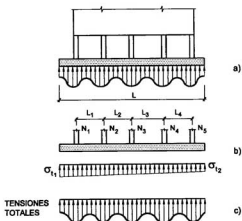


Figura 7-13

Tal como se indica en la figura 7-13 c), la presión se concentra bajo los pilares. La distribución real de presiones se sustituye por la suma de una presión lineal b) y otra correspondiente a una viga flotante a).

La parte de presión linealmente variable se calcula para la carga $P_d = \beta P_i$, de acuerdo con lo visto en 7.3, considerando el cimiento como rígido y conducirá a una ley lineal con valores extremos σ_{d1} , σ_{d2} (P_i es la carga que cada pilar transmite al cimiento).

Si existen momentos en el empotramiento de los pilares al cimiento, se toma análogamente $M_d = \beta M_i$.

Vale lo dicho en la nota 4 de 7.3. Para el caso de muros de sótano véase el Capítulo 12.

La fracción de carga $(1 - \beta)P_i$ de cada pilar y $(1 - \beta)M_i$ si hay momentos, actúa sobre el cimiento considerado como viga flotante, de acuerdo con 7.4¹.

Los valores de β se indican a continuación en función del módulo de balasto medido en placa circular de 750 mm de diámetro.

TABLA T- 7.1
MÓDULOS DE BALASTO

TIPO DE TERRENO A TÍTULO INDICATIVO	Arcilla blanda	Arcilla compacta, arena poco densa	Arena densa	Roca, grava compacta
MÓDULO DE BALASTO K_{750} EN PLACA ϕ 750 mm	$K_{750} \leq 0,018$	$0,018 < K_{750} \leq 0,04$	$0,04 < K_{750} \leq 0,08$	$K_{750} > 0,08$
MÓDULO DE BALASTO K_{300} EN PLACA DE 300.300 mm	$K_{300} \leq 0,04$	$0,04 < K_{300} \leq 0,09$	$0,09 < K_{300} \leq 0,18$	$K_{300} > 0,18$
VALOR DE β	1	0,75	0,5	0

A partir de la distribución total de tensiones el cálculo de esfuerzos se realiza combinando lo visto en 7.3 y 7.4 para cada uno de los dos repartos de cargas.

7.6 CÁLCULO CON ORDENADOR

Aunque el cálculo manual mediante los gráficos es simple, resulta laborioso. Existen muchos programas de ordenador, incluso para pequeños ordenadores, que resuelven con facilidad el problema de la viga flotante (apartado 7.4).

¹ La referencia (7.4) distribuye la carga $(1 - \beta)P_i$ mediante distribuciones triangulares. Esto, aparte de conducir a un reparto que no está en equilibrio con las cargas, puede llevar a la anomalía de que los momentos en los extremos sean no nulos.

7.7 CÁLCULO ESTRUCTURAL

Una vez conocida la ley de presiones σ , sobre la viga y calculados los esfuerzos, el resto del cálculo estructural es idéntico a lo visto en el Capítulo 6 para zapatas combinadas.

7.8 UNIÓN DE LOS PILARES A LA ZAPATA, SOLAPE Y ANCLAJE DE ARMADURAS

Vale íntegramente lo dicho en el Capítulo 3, si los pilares son interiores y en el Capítulo 4, si alguno está en borde.

7.9 RECOMENDACIONES

- a) Bajo la viga deben disponerse siempre 100 mm de hormigón de limpieza y las armaduras deben apoyarse sobre separadores. La excavación de los 200 mm inferiores de terreno debe ser hecha inmediatamente antes de verter el hormigón de limpieza. Esta recomendación es especialmente importante en suelos cohesivos.
- b) Salvo grandes vigas, conviene ir a canto constante. Si se adopta canto variable, deben disponerse junto a los paramentos del pilar unas zonas horizontales de, al menos, 150 mm de ancho para montar los encofrados del pilar.
- c) Véase lo dicho en 3.7 sobre el tratamiento de la junta entre pilar y zapata.
- d) El canto mínimo en el borde será de 250 mm.
- e) La separación máxima de armaduras no será superior a 300 mm ni inferior a 100 mm. Si es necesario, se agrupan por parejas en contacto.
- f) EHE recomienda no emplear diámetros inferiores a 12 mm pero no indica la calidad. En nuestra opinión en vigas pequeñas puede bajarse a 10 mm en calidad B 400 ó a los diámetros equivalentes en otras calidades.
- g) El recubrimiento lateral de las puntas de las barras no debe ser inferior a 70 mm, por razones, no sólo de protección, sino para asegurarse de que las barras caben en la zanja excavada con unas tolerancias normales de excavación y de corte de barras.
- h) Es recomendable modular las dimensiones horizontales en múltiplos de 250 mm y los cantos en múltiplos de 100 mm, con el fin de facilitar la ejecución. De acuerdo con esto, el canto mínimo expuesto en d) y establecido en EHE pasa a 300 mm.
- i) Para la forma y disposición de la armadura de espera, recuérdese lo dicho en 3.7.
- j) Las vigas de cimentación deben atarse en sentido transversal de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 3.

- k) Si la longitud de la viga lo hace necesario deben disponerse juntas de contracción¹ con separación de acuerdo con la tabla siguiente:

CLIMA	ÉPOCA	
	FRÍA	CALUROSA
Seco	20 m	16 m
Húmedo	24 m	20 m

- l) La cuantía geométrica mínima total en sentido longitudinal debe ser en todo caso la requerida por razones de rotura agria, además de la cuantía geométrica de 3.3‰ en acero B 400 ó 2.8 ‰ en acero B 500 en la cara de tracción.

EJEMPLO 7.1

Tres pilares de una estructura flexible poseen las dimensiones, posiciones y cargas indicadas en la figura 7-14. Se desea cimentarlos sobre una viga rígida. La presión admisible sobre el terreno es $\sigma'_{adm} = 0,15 \text{ N/mm}^2$ y su módulo de balasto en placa de 750 mm de diámetro es $0,02 \text{ N/mm}^3$. Tómesese $E_c = 20.000 \text{ N/mm}^2$. Dimensionar el cimiento.

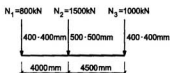


Figura 7-14

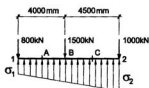


Figura 7-15

Solución:

La distribución trapezoidal de presiones es la indicada en la figura 7-15.

Considerando 1 m como ancho total del cimiento, tenemos:

$$8500\sigma_1 + \frac{8500(\sigma_2 - \sigma_1)}{2} = 3300 \cdot 10^3$$

$$800 \cdot 10^3 \cdot 8500 + 1500 \cdot 10^3 \cdot 4500 = \frac{8500^2}{6} (2\sigma_1 + \sigma_2)$$

¹ Para más detalles sobre juntas de contracción, véase el libro de la referencia (7.5).

y resolviendo el sistema

$$\sigma_1 = 348,8 \text{ N/mm} \quad \sigma_2 = 427,7 \text{ N/mm}$$

El incremento de tensión p.m.l. será $\Delta\sigma = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{L} = 9,3 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}$.

La tensión del terreno en los puntos A, B y C resulta:

$$\sigma_A = 348,8 + 2000 \cdot 9,3 \cdot 10^{-3} = 367,4 \text{ N/mm}$$

$$\sigma_B = 348,8 + 4000 \cdot 9,3 \cdot 10^{-3} = 386 \text{ N/mm}$$

$$\sigma_C = 348,8 + 6250 \cdot 9,3 \cdot 10^{-3} = 406,9 \text{ N/mm}$$

Con estos datos tenemos:

$$M_A = - \left[800 \cdot 10^3 \cdot 2000 - \frac{2000^2}{6} (367,4 + 2 \cdot 348,8) \right] = -890 \cdot 10^6 \text{ mm N/m} = -890 \text{ mkN/m}$$

$$M_B = - \left[800 \cdot 10^3 \cdot 4000 - \frac{4000^2}{6} (386 + 2 \cdot 348,8) \right] = -310,4 \cdot 10^6 \text{ mm N/m} = -310,4 \text{ mkN/m}$$

$$M_C = - \left[800 \cdot 10^3 \cdot 6250 + 1500 \cdot 10^3 \cdot 2250 - \frac{6250^2}{6} (406,9 + 2 \cdot 348,8) \right] = -1184,2 \cdot 10^6 \text{ mmN/m} = -1184,2 \text{ mkN/m}$$

El momento máximo en el primer vano lo obtenemos, llamando x a la distancia al extremo izquierdo, para $x = 2227 \text{ mm}$ $M_{\text{máx}} = -899,54 \text{ mkN/m}$.

Operando de la misma forma obtenemos un momento máximo en el segundo vano de $-1188,8 \text{ mkN/m}$ situado a $2401,7 \text{ mm}$ del extremo derecho. Los gráficos de las leyes de momentos y cortantes se indican en la figura 7-16.

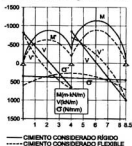


Figura 7-16

Para $L = 8500 + 200 + 200 = 8900$ mm y suponiendo para un tanteo preliminar $h = 700$ mm el ancho debe ser tal que:

$$\frac{3300 \cdot 10^3}{8900 \cdot b} + 700 \cdot 25 \cdot 10^{-6} = 0,15$$

$$b = 2798,4 \text{ mm} \approx 2800 \text{ mm}$$

Modulando con $b = 2800$ mm el módulo de balasto del cemento de acuerdo con [7.14] es

$$K_c = 2,2 \cdot 0,02 \left[\frac{2800 + 300}{2 \cdot 2800} \right]^2 = 1,35 \cdot 10^{-2} \frac{\text{N}}{\text{mm}^3}$$

y la condición de rigidez

$$4250 \leq 1,75 \sqrt{\frac{4 \cdot 20.000 \cdot h^3}{12 \cdot 1,35 \cdot 10^{-2}}}$$

$$h \geq 413 \text{ mm.} \Rightarrow h = 500 \text{ mm.}$$

Como el canto es menor que el previsto en el tanteo, podemos intentar reducir b a 2500 mm; $\frac{3300 \cdot 10^3}{8900 \cdot 2500} + 500 \cdot 25 \cdot 10^{-6} = 0,16 \text{ N/mm}^2 > 0,15 \text{ N/mm}^2$, luego no podemos reducir el ancho. Mantenemos por tanto, el ancho de 2800 mm.

En la figura 7-16 se representan los diagramas M , V , σ para el ancho total de cemento, en trazo continuo. De trazos se han representado las leyes M' , V' , σ' , correspondientes al cálculo como viga flotante. Como puede verse la hipótesis de cemento rígido ha conducido a resultados conservadores excepto en los valores σ en borde, que en todo caso, de resultar excesivos, se reajustarían por plastificación.

EJEMPLO 7.2

Se da el conjunto de tres pilares con viga de cimentación de la figura 7-17, de 2750 mm de ancho y 350 mm de canto. Se supone que la superestructura es flexible. El módulo de balasto es de $0,05 \text{ N/mm}^3$ aproximadamente, para el ancho citado. Se supone que la zapata se construye con hormigón $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$. Calcular los esfuerzos y las presiones sobre el terreno. Tómese $E_c = 20.000 \text{ N/mm}^2$.

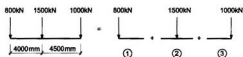


Figura 7-17

Solución:

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 20.000 \cdot 350^3}{12 \cdot 0,05}} = 1546,3 \text{ mm} < \frac{4250}{1,75} \text{ mm}$$

luego el cimientto es flexible y debe ser calculado como viga flotante.

$$\text{Con } \alpha = 1546,3 \text{ mm}, \lambda = \frac{l}{\alpha} = \frac{8500}{1546,3} = 5,5.$$

Tomamos $\alpha \approx 1500 \text{ mm}$ y dividimos la pieza en trozos de 500 mm . El estado de cargas puede descomponerse en suma de tres, de acuerdo con la figura 7-17.

Los casos 1 y 3 corresponden al gráfico GT-15 pues asimilamos el valor $\lambda = 5,4$ a $\lambda = \infty^1$ y el caso 2 al GT-18. Los cálculos se ordenan en la tabla siguiente:

De acuerdo con los gráficos citados el valor de M se obtiene por combinación lineal de los de η_M

$$M = \sum P\alpha\eta_M = 1500 (800 \cdot \eta_{M1} + 1500\eta_{M2} + 1000\eta_{M3}) \cdot 10^3$$

VALORES DE η_M Y DE M

Caso de carga	PUNTO																	
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	0	-0,26	-0,31	-0,31	-0,25	-0,18	-0,12	-0,06	-0,04	-0,01	-	-	-	-	-	-	-	0
2	0	-0,03	-0,04	-0,05	-0,05	-0,03	0,04	0,12	0,25	0,12	0,04	-0,03	-0,05	-0,05	-0,05	-0,03	-0,02	0
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-0,01	-0,04	-0,06	-0,12	-0,18	-0,25	-0,31	-0,31	-0,26	0
M (mkN)	0	-379,5	-462	-484,5	-412,5	-283,5	-54	198	499,5	198	0	-247,5	-382,5	-487,5	-577,5	-532,5	-435	0

y figura en la última línea de la tabla anterior. Los momentos corresponden al ancho de 2750 mm de la viga.

Con los datos correspondientes a los mismos gráficos GT-15 y GT-18 se obtienen los resultados que figuran en la tabla siguiente:

¹ Por todo lo que se dijo anteriormente es ilusorio pretender mayor precisión realizando interpolaciones.

VALORES DE η_v Y DE V

Caso de carga	PUNTO																	
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	-1	-0,46	-0,07	0,11	0,20	0,21	0,17	0,07	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	-	-0,03	-0,03	-0,02	-0,02	0,10	0,20	0,32	±0,5	-0,32	-0,20	-0,10	0,02	0,02	0,03	0,03	0,02	0
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-0,07	0,17	-0,21	-0,20	-0,11	0,07	0,46	1,0
V(kN)	-800	-413	-101	58	130	318	436	536	±750	-480	-370	20	-180	-170	-65	115	490	1000

De nuevo V se obtiene por combinación lineal de los tres valores de η_v de acuerdo con

$$V = \sum P\eta_v = (800\eta_{v1} + 1500\eta_{v2} + 1000\eta_{v3}) \cdot 10^3$$

y los valores correspondientes figuran en la última línea de la tabla anterior y se refieren al ancho $b = 2750$ mm.

Procediendo análogamente para el cálculo de las presiones σ_t los resultados se resumen en la tabla siguiente:

VALORES DE η_σ Y DE σ_t

Caso de carga	PUNTO																	
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	2	1,27	0,73	0,40	0,35	0,28	0,11	-0,07	-0,10	-0,10	-0,07	-	-	-	-	-	-	-
2	0	-0,02	0	0,06	0,08	0,14	0,24	0,40	0,50	0,46	0,36	0,22	0,12	0,10	0,06	0,02	-0,02	0
3	-	-	-	-	-	-	-	-0,07	-0,10	-0,10	-0,07	0,11	0,20	0,35	0,40	0,80	1,27	2
$b\sigma_t$	1066,67	657,33	389,33	273,33	266,67	289,33	299	276	380	340	276	293,33	253,33	333,33	326,67	553,33	826,67	1333,33
$\sigma_t(\text{kN/m}^2)$	388	239	142	99	97	105	109	115	138	124	100	107	92	121,2	119	201	301	485

Los valores de la tabla han sido obtenidos por combinación lineal de los tres casos, mediante la expresión

$$b\sigma_t = \sum \frac{P}{\alpha} \eta_\sigma = \frac{1}{1500} [800\eta_{\sigma 1} + 1500\eta_{\sigma 2} + 1000\eta_{\sigma 3}] \cdot 10^3$$

y figuran en la penúltima línea de la tabla anterior, correspondiendo a la carga p.m.l de viga. Las presiones σ_f figuran en la última línea y se obtienen dividiendo los valores de la línea anterior por $b = 2750$ mm. A partir de los valores de σ_f se pueden calcular los asientos $y = \frac{\sigma_f}{K_c}$, si se desea.

Los gráficos de M , V y σ_f se indican en la figura 7-18.

En la figura 7-18 se han dibujado de trazos las leyes correspondientes a haber realizado el cálculo como rígido. Como puede verse las diferencias son muy considerables.

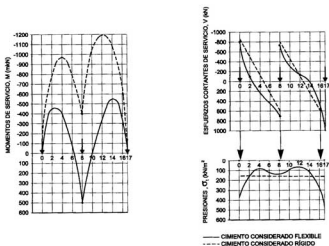


Figura 7-18

BIBLIOGRAFÍA

- (7.1) ACI, 336.2 R - 88: "SUGGESTED DESIGN PROCEDURES FOR COMBINED FOOTING AND MATS". American Concrete Institute.
- (7.2) JIMÉNEZ SALAS, J. A. et al.: "Geotecnia y Cimientos". Editorial Rueda, Madrid, 1980.
- (7.3) APARICIO SOTO, G., y DELIBES LINIERS, A.: "Vigas Flotantes". Curso de Cimentaciones para Postgraduados, INTEMAC.
Los gráficos están realizados a partir de los de ZAYTZEFF, que a su vez los toma de PASTERNAK, "Die baustatische Theorie blegetstar Balken und Platten auf elastischer Bettung" BETON UND EISEN, 1926 y de FRITZ, "Die Einflusslinien für Balken und Platten auf elastischer Bettung" BETON UND EISEN, 1930.
- (7.4) GUIDE VERITAS DU BATIMENT, Editions du Moniteur, París, 1981.
- (7.5) CALAVERA, J.: "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón", INTEMAC, Madrid, 1999.

CAPÍTULO 8

ALGUNAS CIMENTACIONES ESPECIALES. PEQUEÑOS EDIFICIOS. NAVES INDUSTRIALES. CUBIERTAS DE GRAN LUZ

8.1 CIMENTACIONES PARA PEQUEÑAS CONSTRUCCIONES

Los métodos expuestos en los Capítulos anteriores son por supuesto, válidos para cualquier tipo de construcciones. Sin embargo, en los casos de edificios de pocas plantas, como viviendas unifamiliares, ciertas oficinas, etc., son convenientes adaptaciones específicas de lo visto anteriormente.

8.1.1. CIMENTACIONES DE FACHADAS

8.1.1.1. FACHADAS RESISTENTES

Es el caso de fábricas resistentes de ladrillo macizo, bloques de hormigón, etc. Deben considerarse cuatro casos diferentes:

a) Fachadas con carga corrida no situadas en el límite de propiedad

La figura 8-1 indica dos soluciones típicas para el caso de pavimento sobre el suelo y con forjado "sanitario". Las dimensiones en la práctica son mínimas, pues con $\sigma_{adm} = 0,2 \text{ N/mm}^2$ la carga admisible es del orden de 120 kN/m lo que supone la carga correspondiente a tres o cuatro plantas.

Las soluciones señaladas están indicadas para fábricas de ladrillo pero pueden ser fácilmente adaptadas a cualquier otro caso.

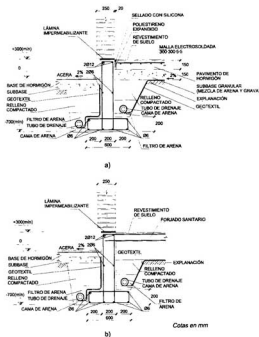


Figura 8-1

La altura mínima del murete de 300 mm sobre la acera se establece para evitar que las salpicaduras del riego o lluvia sometan a la fábrica a ciclos de humedad-sequedad. Al mismo fin, obedece la lámina impermeabilizante.

Los dos redondos $\phi 12$ en coronación del murete son necesarios para controlar la fisuración por retracción y contracción térmica.

Otra solución posible es la indicada en la figura 8-2, correspondiente al caso de cimentación por zapatas.

Es importante transmitir la carga del cerramiento en cada planta a los pilares. Esto es especialmente importante a nivel del terreno. Cimentar la estructura en las zapatas y el cerramiento de la planta baja directamente sobre el terreno mediante un murete, normalmente conduce a asientos diferenciales importantes de ambas cimentaciones, con daños para el cerramiento.

Debe cuidarse en este caso especialmente la rigidez de la viga para evitar daños en el cerramiento.

El gráfico de la figura 8-3, indica los valores recomendables para la flecha activa, es decir para las que se producen una vez rigidizada la fábrica del cerramiento.

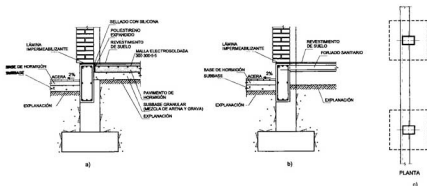


Figura 8-2



Figura 8-3

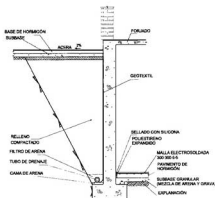


Figura 8-4

En los casos en que exista sótano, naturalmente el muro de éste sirve como cimentación. (Figura 8-4).

b) Fachadas con pilares no situados en el límite de propiedad.

En el caso que nos ocupa de pequeñas construcciones, existen básicamente dos soluciones para este caso:

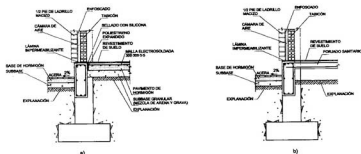


Figura 8-5

Una de ellas es cimentar los pilares mediante zapatas y disponer a nivel de planta baja una viga que recoja el cerramiento, y eventualmente el forjado sanitario (figura 8-5). Rigen aquí las consideraciones sobre flechas que hicimos en el caso a).

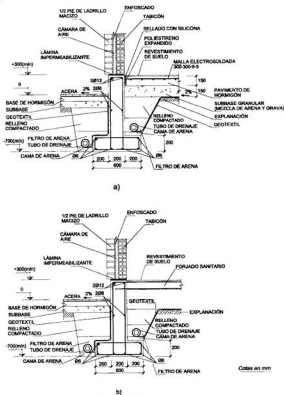


Figura 8-6

Una segunda solución es cimentar los pilares sobre un muro corrido, que recibe también la carga del cerramiento de la planta baja (figura 8-6). El dimensionamiento del cimiento y el cálculo de esfuerzos debe hacerse de acuerdo con lo visto en el Capítulo 7, cuya aplicación es aquí muy sencilla.

Finalmente, si el edificio tiene sótano, (figura 8-7), la cimentación se hace naturalmente utilizando el sótano como viga de cimentación de acuerdo con lo que se verá en el Capítulo 12.

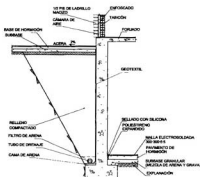


Figura 8-7

c) Medianerías con carga corrida sobre el cimiento situadas en límite de propiedad.

Este caso, menos frecuente en pequeñas construcciones que en los edificios de muchas plantas, se presenta, sin embargo, algunas veces. Por supuesto las soluciones expuestas en los Capítulos 4 y 5 son plenamente válidas, pero a veces las pequeñas cargas a cimentar permiten soluciones más simples.

La figura 8-8a) indica la solución mediante murete de medianería sin centrado de cargas.

Como la resultante N de cargas verticales se supone actuando en el plano medio del muro, se ha de cumplir:

$$\frac{1}{2} 375 \cdot 1000 \sigma_{t,m\acute{a}x} = N \quad (\text{Unidades } N \text{ y } mm) \quad [8.1]$$

o sea

$$\sigma_{t,m\acute{a}x} = \frac{2 N}{375000} \leq 1,25 \sigma_{t,adm} \quad [8.2]$$

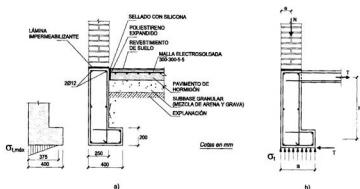


Figura 8-8

donde $\sigma_{l,adm}$ es la correspondiente a cimientos con cargas centradas o bien

$$N \leq 234,4 \sigma_{l,adm} \quad [8.3]$$

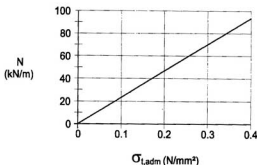


Figura 8-9

donde N da el valor de la carga vertical en kN/m para $\sigma_{l,adm}$ en N/mm^2 .

La figura 8-9 indica las cargas verticales en función de la presión admisible. En terrenos de resistencia media a alta, este sistema puede permitir la cimentación de edificios de hasta 3 y 4 plantas.

Si la condición [8.3] no se cumple, la solución indicada en la figura 8-8b) tiene una mayor capacidad de carga, pero va asociada a la existencia de forjado "sanitario".

De acuerdo con lo visto en el Capítulo 4 se ha de cumplir, siendo N la carga vertical en kN/m que:

$$N \left(\frac{a}{2} - e \right) = T \cdot H \quad [8.4]$$

siendo e la distancia de la resultante de la carga vertical N , respecto al trasdós del muro (como la sección del muro no es conocida, ello puede requerir algún tanteo).

De [8.4]
$$T = \frac{N}{H} \left(\frac{a}{2} - e \right)$$

y debe cumplirse

$$T \leq N \cdot \mu \quad [8.5]$$

donde μ es el coeficiente de rozamiento entre muro y suelo. De acuerdo con lo que se indicó en el Capítulo 4, puede aceptarse $\mu = \operatorname{tg} \varphi$ a falta de mejor información geotécnica.

Estableciendo [8.5] en el límite y de acuerdo con [8.4]

$$\mu H \geq \left(\frac{a}{2} - e \right) \quad [8.6]$$

condición que permite calcular H conocida a , o viceversa.

El valor mínimo de a viene dado por la condición

$$\frac{N}{a} \leq \sigma_{t,adm} \quad [8.7]$$

Con $a = \frac{N}{\sigma_{t,adm}}$ resulta

$$H \geq \frac{\left(\frac{a}{2} - e \right)}{\mu} \quad [8.8]$$

EJEMPLO 8.1

Calcular la altura de muro necesaria para equilibrar la excentricidad de la carga en una cimentación de fachada de carga en medianería. El valor de la carga *p.m.l.* en cabeza de muro es de 120 kN/m y actúa con una excentricidad de 125 mm respecto a la medianería.

La presión admisible del terreno es de $0,2 \text{ N/mm}^2$. Adóptese $\mu = 0,4$.

Solución:

De acuerdo con [8.8], estimando el peso del muro y suelo sobre su zapata en $12,5 \text{ kN/m}$, se tiene

$$N = 120 + 12,5 = 132,5 \text{ kN/m}$$

$$a \geq \frac{132,500}{0,2} = 662,5 \text{ mm}$$

Se toma $a = 650 \text{ mm}$.

$$H \geq \frac{\left(\frac{650}{2} - 125\right)}{0,4} = 500 \text{ mm}$$

$$T = 132,5 \cdot 0,4 = 53 \text{ kN/m}$$

que supone un área en acero B 400 en el forjado

$$A_s = \frac{53000}{400/1,15} = 152 \text{ mm}^2/\text{m} \langle \rangle 6 \phi 6 \text{ p.m.l.}$$

El canto H por razones constructivas resulta escaso. Un mínimo práctico sería de 750 mm a 1000 mm y ello naturalmente reduciría el valor de T .

d) Medianerías con pilares situados en el límite de propiedad.

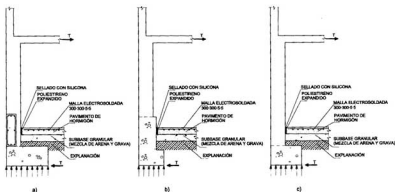


Figura 8 - 10

Una primera solución es la indicada en la figura 8-10a) en la que las cargas de los pilares se encuentran, mediante zapatas excéntricas, centradas por reacciones T , de acuerdo con lo visto en el Capítulo 4. El cerramiento de la planta baja se apoya en un dintel continuo empotrado en los pilares. Sobre su flecha se siguen consideraciones análogas a las hechas en el caso a).

La reacción del dintel sobre el pilar es una carga que debe considerarse para calcular el total transmitido por éste a la zapata.

Una segunda solución es disponer un murete rígido de acuerdo con las condiciones [7.2] y [7.3] a la vista del módulo de balasto del suelo, de forma que la carga de los pilares pueda considerarse uniformemente repartida a lo largo del muro. (Figura 8-10b)).

La respuesta del suelo se centra con dos fuerzas T , de acuerdo con lo ya visto. Obsérvese que en este caso la fuerza T en el cimiento se reparte a lo largo del muro, pero a nivel superior se concentra en los pilares.

Finalmente, si el edificio tiene sótano, el caso es inmediato equilibrándolo con dos reacciones T . (Figura 8-10 c)).

8.2 CIMENTACIONES DE PILARES DE FACHADA DE NAVES

Éste es siempre un problema importante en los proyectos de naves, ya que en general hay en la nave muchos pilares. El caso más general se indica en la figura 8-11.

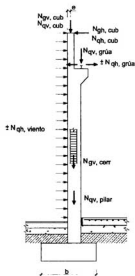


Figura 8 - 11

- $N_{gv, cub.}$ = Reacción vertical de la estructura de cubierta sobre el pilar.
 $N_{qv, cub.}$ = Reacción vertical de las sobrecargas de viento, nieve y mantenimiento sobre la cubierta, actuantes en cabeza de pilar.
 $N_{gh, cub.}$ = Reacción horizontal de la estructura de cubierta sobre el pilar.
 $N_{qh, cub.}$ = Reacción horizontal de las sobrecargas de viento, nieve y mantenimiento sobre la cubierta, actuantes en cabeza de pilar.
 $N_{qv, grúa}$ = Reacción vertical máxima del puente grúa.
 $N_{qh, grúa}$ = Reacción horizontal de frenado transversal del puente grúa.
 $N_{qh, viento}$ = Presión del viento, o succión del viento sobre la fachada.
 $N_{gv, pilar}$ = Peso propio del pilar.
 $N_{gv, cerr.}$ = Peso del cerramiento transmitido al pilar.

En primer lugar, para reducir las acciones sobre la zapata, conviene dar continuidad al conjunto de pilares de los pórticos, bien haciendo un enlace con continuidad, o bien, lo que suele ser suficiente en la mayoría de los casos, creando articulaciones en las cabezas de los pilares.

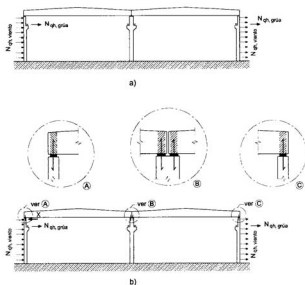


Figura 8-12

La figura 8-12 muestra un problema esencial si la viga de cubierta está simplemente apoyada en los pilares. En el primer caso (figura 8-12a)) todo el viento y toda la reacción de frenado deben ser resistidos por el pilar de fachada. La rótula se crea

en la cabeza de pilar por ejemplo, “enhebrando” una armadura saliente del pilar que atraviese el apoyo de elastómero y una vez colocada ésta se rellena de mortero.

En el segundo caso (figura 8-12b)), la situación es considerablemente mejor, pues parte de la presión del viento y parte de la reacción transversal del puente grúa se transmiten a través de la rótula a todas la vigas y por éstas a todos los pilares del pórtico. Éste reacciona con una reacción horizontal X en la cabeza del pilar, de signo contrario a las otras. Ello produce economía en general en el pilar, pero sobre todo reduce las acciones sobre el cimiento.

Establecido lo anterior, es evidente que existen (figura 8-11) muchas hipótesis de combinación de acciones. Algunas pueden descartarse por un examen de los valores de las acciones, pero otras deben ser comprobadas para seleccionar la crítica en la comprobación geotécnica y en el cálculo estructural.

Aunque es evidente la necesidad de que el proyectista ejerza su propio juicio y realice algún tanteo, algunos criterios útiles de partida son los siguientes:

- Como la zapata será más barata cuanto mayor sea la relación vuelo/canto, conviene, a la vista del módulo de balasto del terreno, elegir la máxima relación v/h posible de acuerdo con los gráficos de las figuras 2-38 y 2-39.
- A igualdad de volumen de cimiento interesa ganar superficie y reducir el canto.
- A igualdad de superficie de zapata interesa más aumentar la dimensión e (figura 8-11) que la perpendicular.

No es imprescindible que la zapata esté centrada con el eje del pilar, pero puede ser aconsejable a la vista de los valores concretos de las diferentes acciones. A continuación se incluye un ejemplo que aclara lo anterior.

De acuerdo con EHE, para el cálculo estructural es importante emplear los coeficientes de combinación de acciones, ya que reducirán considerablemente los esfuerzos en la zapata.

No existe normativa que autorice a hacerlo para las comprobaciones geotécnicas.

8.3 CIMENTACIONES DE NAVES CON CUBIERTAS DE GRAN LUZ QUE PRODUCEN EMPUJES

En casos como el que se indica en la figura 8-13a) las reacciones R_H son importantes y se producen a altura considerable sobre el plano de cimentación. Intentar cimentar el conjunto R_H , R_V con zapatas autorresistentes es muy costoso y a veces técnicamente imposible.

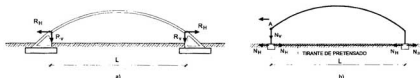


Figura 8-13

La solución práctica es la que se indica en la figura 8-13b), disponiendo un tirante que enlaza ambos cimientos a nivel de su cara superior. Sin embargo, proyectar este tirante en hormigón armado, si la luz L es importante, produciría un alargamiento tal que anularía su eficacia. La única solución es proyectarlo en hormigón pretensado, lo cual permite reducir drásticamente su alargamiento. Véase un ejemplo en el libro de la referencia (8.1).

EJEMPLO 8.2

El pilar de una nave industrial cerrada, situada en una zona de presión dinámica de viento de $0,75 \text{ kN/m}^2$, está empotrado en su zapata y sobre él apoya la viga de cubierta mediante un apoyo elastomérico. La separación entre ejes de pilares es de $5,00 \text{ m}$. Las acciones sobre el pilar se indican en la figura 8-14.

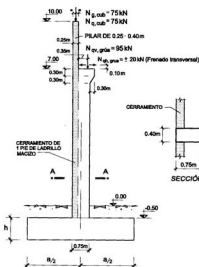


Figura 8-14

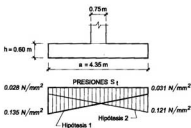


Figura 8-15

El terreno es una arcilla con $\sigma_{L, adm} = 0,1 \text{ N/mm}^2$ para zapata centrada. Su módulo de balasto es bajo, por lo que pueden aceptarse zapatas con relación vuelo/canto hasta 3.

En el sentido de la fachada la zapata no debe sobrepasar los 2 m de ancho debido a la necesidad de dar paso a canalizaciones. Calcular las dimensiones de la zapata (el canto debe modularse a múltiplos de 100 mm).

Solución:

La zapata puede, en principio, estar descentrada respecto al pilar. Sin embargo, como los momentos mayores son los debidos al frenado transversal del puente grúa y a la presión y succión del viento, tanteamos una zapata simétrica. Como las zapatas más económicas son las de menor canto posible, empleamos vuelo/canto = 3.

a) Hipótesis 1: Viento soplando hacia la izquierda (succión) y puente grúa con frenado transversal hacia la izquierda.

$$\text{Tanteamos con } h = 0,80 \text{ m} \quad a = 6h + 0,75 = 5,55 \text{ m}$$

Las acciones son:

Cubierta:	Carga permanente	$N_{g, cub} = 75 \text{ kN}$
	Sobrecarga (Uso y nieve)	$N_{q, cub} = 75 \text{ kN}$
	Excentricidad respecto al eje del pilar	$e = + 0,25 \text{ m}$

Cerramiento de ladrillo: (Peso específico de la fábrica de ladrillo macizo, 18 kN/m^3).

$$N_{g, cerr} = 217,4 \text{ kN}$$

$$e = + 0,25 \text{ m}$$

Peso propio del pilar: (Peso específico 25 kN/m^3).

$$N_{g, pilar} = 65,1 \text{ kN}$$

$$e \approx 0$$

Puente grúa:

$$N_{gv, grúa} = 95 \text{ kN}$$

$$e = - 0,225 \text{ m}$$

Viento: Para la zona, presión $0,8 \cdot 0,75 = 0,6 \text{ kN/m}^2$ y succión $0,4 \cdot 0,75 = 0,3 \text{ kN/m}^2$

$$N_{v, total} = 75 + 75 + 217,4 + 65,1 + 95 + 2 \cdot (5,55 - 0,75) \cdot 0,5 \cdot 18 + 2 \cdot 5,55 \cdot 0,8 \cdot 25 = 836 \text{ kN}$$

Cargas verticales:

$$e_{total} = -0,084 \text{ m}$$

$$M_{total} = 0,084 \cdot 836 + 10 \cdot 5 \cdot 0,3 \cdot 6,3 + 20 \cdot 8,4 = 333 \text{ mkN}$$

$$\sigma = \frac{836}{2 \cdot 5,55} \pm \frac{6 \cdot 333}{2 \cdot 5,55^2} = \left\{ \begin{array}{l} 107,8 \text{ kN/m}^2 = 0,11 \text{ N/mm}^2 \\ 43 \text{ kN/m}^2 = 0,043 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right\}$$

Como la presión admisible en zapatas centradas es $0,1 \text{ N/mm}^2$ en borde puede aceptarse $\sigma_{l, adm} = 1,25 \cdot 0,1 = 0,125 \text{ N/mm}^2$.

La zapata está por tanto, ligeramente holgada. Como el número de pilares idénticos en una nave industrial suele ser grande, tanteamos con $h = 0,60 \text{ m}$ y por tanto $a = 4,35 \text{ m}$.

Operando análogamente, resulta:

$$N_{total} = 722,8 \text{ kN}$$

$$e_{total} = 0,098 \text{ m} \quad (\text{Cargas verticales})$$

$$M_{total} = 326,3 \text{ mkN}$$

y por tanto

$$\sigma_t = \left\{ \begin{array}{l} 134,8 \text{ kN/m}^2 = 0,135 \text{ N/mm}^2, \text{ acceptable} \\ 31,3 \text{ kN/m}^2 = 0,031 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right\}$$

que se acepta.

Queda en duda otra hipótesis, que a simple vista no puede desecharse.

b) Hipótesis 2: Las acciones son ahora las siguientes:

Cubierta: Sólo carga permanente

Viento: Presión

Puente grúa: Reacción de frenado hacia la derecha.

$$N_{v, total} = 75 + 217,4 + 65,1 + 95 + 2 \cdot (4,35 - 0,75) \cdot 0,5 \cdot 18 + 2 \cdot 4,35 \cdot 0,6 \cdot 25 = 647,8 \text{ kN}$$

$$e_{total} = -0,08 \text{ m}$$

$$M_{total} = -647,8 \cdot 0,08 - 10 \cdot 5 \cdot 0,6 \cdot 6,1 - 20 \cdot 8,2 = -295,2 \text{ mkN}$$

$$\sigma_t = \frac{647,8}{2 \cdot 4,35} \pm \frac{6 \cdot 295,2}{2 \cdot 4,35^2} = \left\{ \begin{array}{l} 121,3 \text{ kN/m}^2 = 0,121 \text{ N/mm}^2 \\ 27,66 \text{ kN/m}^2 = 0,028 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right\}$$

que es menos desfavorable.

La solución corresponde a la Hipótesis 1, como crítica.

Como las presiones en los bordes son muy parecidas, no se justifica en este caso el descentrar la zapata.

En la figura 8-15 se han dibujado las presiones correspondientes a las Hipótesis 1 y 2

BIBLIOGRAFÍA

- (8.1) CALAVERA, J. "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón". 1ª Edición. INTEMAC, Madrid, 1999.

CAPÍTULO 9

EMPARRILLADOS DE CIMENTACIÓN

9.1 GENERALIDADES

Si la disposición en planta de los pilares presenta una distribución apropiada (figura 9-1), es posible adoptar la distribución de vigas indicada en la figura, solución que por supuesto puede combinarse con los restantes tipos vistos en los Capítulos anteriores.

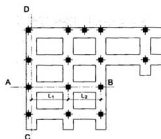


Figura 9-1

De nuevo aquí, como en el Capítulo 7, debe considerarse la posibilidad de utilizar secciones rectangulares o en *T* invertida, existiendo la tendencia a la sección rectangular por su economía en encofrado y su mayor sencillez de ferralla.

Como en el caso de vigas de cimentación, los emparrillados presentan la ventaja adicional de ser menos sensibles que las zapatas aisladas a la existencia imprevista de una oquedad o defecto local aislado del terreno.

Siempre que sea posible, sobre todo con vigas flexibles, interesa disponer voladizos, aunque en este caso ello no resulta posible en las vigas que acometen a límites de propiedad.

Las vigas en cada dirección presentan la misma clasificación y tienen los mismos métodos de resolución vistos en el Capítulo 7, con el problema adicional de reparto de la carga de cada pilar en las dos vigas que lo reciben. Este tema se analiza en los apartados siguientes.

9.2 EMPARRILLADOS COMPLETAMENTE RÍGIDOS CON ESTRUCTURA RÍGIDA

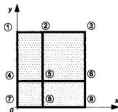


Figura 9-2

Se entiende en este caso (figura 9-2) que todas las vigas en ambos sentidos son rígidas, tal como se definió este concepto en 7.2 y además $K_r > 0,5$ según [7.1]. Denominaremos N_{ix} , N_{iy} a las partes de cada carga de pilar que toman cada una de las dos vigas en un nudo del empuje. Es decir, $N_i = N_{ix} + N_{iy}$. La componente N_{ix} actúa sobre la viga que, pasando por el pilar de carga N_i , es paralela a ox (figura 9-2) y análogamente N_{iy} es la parte que actúa sobre la correspondiente viga paralela a oy .

Siendo $N_1, N_2, N_3, \dots, N_p, \dots, N_n$ las cargas actuantes en los n nudos, el número de incógnitas es $N_{1x}, N_{1y}, N_{2x}, \dots, N_{ix}, N_{iy}, \dots, N_{nx}, N_{ny}$, es decir, $2n$ incógnitas.

La condición

$$N_i = N_{ix} + N_{iy} \quad [9.1]$$

proporciona n ecuaciones.

Por otra parte, al tratarse de vigas rígidas la distribución de tensiones en cada viga y en el conjunto del empuje es lineal, y bajo cada pilar la tensión, considerada como perteneciente a su viga en dirección ox , y la correspondiente a la dirección oy han de ser iguales.

Dada una viga cualquiera, llamando X_g ó Y_g a la coordenada del punto de actuación de la resultante respecto al sistema x, y de la figura 9-2 se tiene:

$$X_g = \frac{\sum x_i N_{ix} + \sum M_{ix}}{\sum N_{ix}} \quad [9.2]$$

donde x_i es la abscisa del pilar i y M_{ix} el momento actuando en el pie del pilar i en la dirección ox .

Análogamente, para vigas paralelas a oy :

$$Y_g = \frac{\sum y_i N_{iy} + \sum M_{iy}}{\sum N_{iy}} \quad [9.3]$$

La tensión bajo cualquier pilar, considerada exclusivamente como perteneciente a una viga paralela a ox , viene dada por las fórmulas generales que vimos en 7.3.

$$\sigma_{ix} = \frac{\sum N_{ix}}{bL} \left[1 + \frac{12e \left(x_i - \frac{L}{2} \right)}{L^2} \right] \quad [9.4]$$

donde:

b = ancho de la viga en su cara de contacto con el terreno.

L = Longitud de la viga (si no tiene voladizos, distancia entre ejes de pilares extremos) ¹.

e = excentricidad de la resultante $\left(e = X_g - \frac{L}{2} \right)$.

x_i = abscisa del pilar considerado.

Análogamente, si el pilar se considera como perteneciente a una viga paralela a oy , se tiene:

$$\sigma_{iy} = \frac{\sum N_{iy}}{bL} \left[1 + \frac{12e \left(y_i - \frac{L}{2} \right)}{L^2} \right] \quad [9.5]$$

donde los significados son análogos. Por supuesto, b y L pueden ser diferentes de unas vigas a otras.

Calculando para cada pilar i los valores σ_{ix} , σ_{iy} mediante [9.4] y [9.5], se obtiene:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{1x} = \sigma_{1y} \\ \sigma_{2x} = \sigma_{2y} \\ \vdots \\ \sigma_{nx} = \sigma_{ny} \end{array} \right\} n \text{ ecuaciones} \quad [9.6]$$

Las $2n$ ecuaciones proporcionadas por [9.1] y [9.6] permiten calcular las $2n$ incógnitas.

¹ Al pasar del emparrillado virtual de ancho nulo al ancho real b , es inevitable que se produzca una cierta superposición de zonas. Para los casos normales, el error máximo introducido por ello en el cálculo de la presión σ_1 , es inferior al 10% y carece por tanto de importancia.

Calculadas las cargas actuantes sobre las vigas en las direcciones x e y , el problema es idéntico al expuesto en el Capítulo 7, pues en definitiva queda reducido al cálculo de vigas de cimentación. Los momentos M_x , M_y en cada pilar se tienen en cuenta por supuesto en el cálculo de cada viga¹.

Debe prestarse atención a que el método basado en repartir la carga de un pilar en proporción a las áreas de influencia de las vigas concurrentes, no es correcto, ni siquiera en el caso de presiones sensiblemente uniformes en todo el empujamiento (figura 9-3).

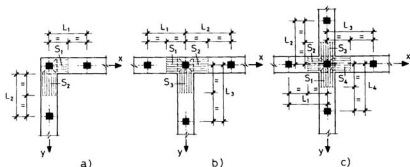


Figura 9-3

Si se considera, por ejemplo, el empujamiento infinitamente rígido de la figura 9-4 de ancho unidad en vigas, sometido a 9 cargas unidad en los nudos, es evidente que

$$\sigma = \frac{9 \cdot 1}{12L} = \frac{0,75}{L}$$

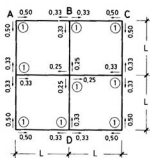


Figura 9-4

¹ En todo lo dicho, se supone que un momento M_x por ejemplo, actuante en un pilar, se transmite exclusivamente por flexión a la viga correspondiente. En la práctica, la rigidez a torsión de las vigas transversales, absorbe parte del momento. Si los momentos son importantes (cosa poco frecuente) esto puede ser tenido en cuenta, pero exige el cálculo con ordenador, pues el manual, aunque simple, es inabordable.

Si, en cambio, se sigue el sistema de reparto de las cargas en proporción a las áreas de influencia, los repartos de las 9 cargas se indican en la figura.

Considerando la viga ABC

$$\sigma = \frac{2 \cdot 0,5 + 2 \cdot 0,33}{2L} = \frac{0,83}{L}$$

Considerando la viga BD :

$$\sigma = \frac{2 \cdot 0,33 + 2 \cdot 0,25}{2L} = \frac{0,58}{L}$$

es decir, la presión bajo el pilar B no coincide en ambas vigas, como debería ocurrir.

Un planteamiento alternativo al método expuesto es el de aplicar la ley de Navier generalizada a la planta de contacto del emparrillado con el terreno, adoptando en definitiva la fórmula [3.27] referida a una sección de forma cualquiera. Ello supondría considerar la rigidez a torsión de las vigas, lo cual se ha querido evitar. Por otra parte, el método elegido es de carácter general y válido para los casos que se verán a continuación, cosa que, naturalmente, no le ocurre al derivado de la aplicación de la ley de Navier, que sólo sería válido para el presente caso de estructura y emparrillado rígidos y, aun eso, asegurando previamente la resistencia a torsión de las vigas.

9.3 EMPARRILLADOS COMPLETAMENTE FLEXIBLES O COMPLETAMENTE RÍGIDOS, CON ESTRUCTURA FLEXIBLE.

El problema, aunque análogo en su planteamiento resulta más trabajoso para su resolución. Sea un emparrillado como el de la figura 9-5.

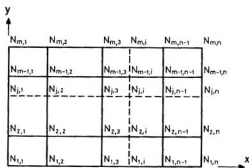


Figura 9-5

La carga del pilar $N_{k,i}$ se descompone en dos: $N_{k,i,x}$ que se supone actuando en la viga flotante paralela a ox que pasa por el pilar $N_{k,i}$ y otra $N_{k,i,y}$ que se supone actuando sobre la viga paralela a oy .

En primer lugar se ha de cumplir:

$$N_{k,ix} + N_{k,iy} = N_{ki} \quad [9.7]$$

lo que proporciona $m \cdot n$ ecuaciones.

Por otra parte, la presión bajo el pilar $\sigma_{k,i}$ considerado como perteneciente a una viga paralela a ox , de acuerdo con lo visto en 7.4, vendrá dada por una expresión lineal:

$$\sigma_{k,ix} = f_{k,ix}(N_{k,1x}, N_{k,2x}, \dots, N_{k,nx}, M_{k,1x}, M_{k,2x}, \dots, M_{k,nx}) \quad [9.8]$$

donde $N_{k,ix}$ y $M_{k,ix}$ son los esfuerzos axiles y momentos en pie de pilar¹.

Análogamente para la dirección oy

$$\sigma_{k,iy} = \varphi_{k,iy}(N_{k,1y}, N_{k,2y}, \dots, N_{k,my}, M_{k,1y}, \dots, M_{k,my}) \quad [9.9]$$

Bajo cada pilar se ha de cumplir

$$\sigma_{k,ix} = \sigma_{k,iy} \quad [9.10]$$

lo que proporciona $m \cdot n$ ecuaciones.

El sistema formado por [9.7] y [9.10] resuelve las $2(m \cdot n)$ incógnitas. Conocidos los valores de N_x y N_y , junto con los momentos en cada dirección, se procede al cálculo de las vigas de acuerdo con el Capítulo 7.

9.4 EMPARRILLADOS COMPLETAMENTE FLEXIBLES CON ESTRUCTURA RÍGIDA.

El planteamiento es completamente análogo a lo expuesto en 9.3 y de nuevo las $2(m \cdot n)$ incógnitas:

$$\left. \begin{array}{l} N_{1,1x}, N_{1,2x}, \dots, N_{1,nx} \\ N_{2,1x}, N_{2,2x}, \dots, N_{2,nx} \\ \dots\dots\dots \\ N_{m,1x}, N_{m,2x}, \dots, N_{m,nx} \end{array} \right\} \quad [9.11]$$

$$\left. \begin{array}{l} N_{1,1y}, N_{1,2y}, \dots, N_{1,ny} \\ N_{2,1y}, N_{2,2y}, \dots, N_{2,ny} \\ \dots\dots\dots \\ N_{m,1y}, N_{m,2y}, \dots, N_{m,ny} \end{array} \right\} \quad [9.12]$$

¹ De nuevo despreciamos aquí la rigidez a torsión de las vigas transversales para el reparto de momentos.

se hallan mediante el sistema

$$N_{k,ix} + N_{k,iy} = N_{k,i} \quad [9.13]$$

$$\sigma_{k,ix} = \sigma_{k,iy} \quad [9.14]$$

que proporcionan $2(m \cdot n)$ ecuaciones.

La única diferencia con el caso anterior estriba en que los valores $\sigma_{k,ix}$ y $\sigma_{k,iy}$ de [9.14] se calculan, según el módulo de balasto del suelo mediante el método expuesto en 7.5.

9.5 EMPARRILLADOS CON VIGAS RÍGIDAS Y FLEXIBLES

En los casos anteriores hemos supuesto que todas las vigas del emparrillado eran o rígidas o flexibles. Quedó aclarado que una viga quedaba clasificada como rígida en cuanto lo era uno de sus vanos.

Puede ocurrir sin embargo que en cualquiera de los dos sentidos, unas vigas sean rígidas y otras flexibles. La resolución del problema en este caso, sigue el planteamiento de los apartados anteriores. Refiriéndonos a la figura 9-4, por un lado tendremos

$$N_{k,ix} + N_{k,iy} = N_{k,i} \quad [9.15]$$

y por otro

$$\sigma_{k,ix} = \sigma_{k,iy} \quad [9.16]$$

En [9.16] $\sigma_{k,ix}$ y $\sigma_{k,iy}$ vendrán dados por [9.8] ó [9.9] si la estructura correspondiente es flexible y en cambio se calcularán de acuerdo con el método expuesto en 7.3 si la viga y la estructura son rígidas y por el expuesto en 7.5 si la estructura es rígida y la viga flexible. El criterio para clasificar la estructura en rígida o flexible es como vimos, a través del coeficiente K_r visto en el Capítulo 7.

9.6 CASO EN QUE ALGÚN PILAR NO ACTÚA EN UN NUDO DEL EMPARRILLADO

En todo lo anterior se ha supuesto que los pilares transmiten sus cargas a los nudos. Sin embargo, en los casos de medianerías, es frecuente que los pilares no estén situados en el eje de la viga correspondiente. Véase, por ejemplo, el caso de la figura 9-1. Al calcular la viga A-B, la situación es la representada en la figura 9-6.

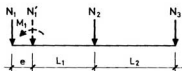


Figura 9-6

La carga axil N_j se sustituye por otra $N'_j = N_j$, actuando en el nudo, a la que hay que añadir el momento $M_j = N_j e$.

En lo anterior, se desprecia la rigidez a torsión de la viga CD , ya que el momento se aplica a la viga AB y se transmite íntegramente por flexión. Esto puede reducir el momento bajo el pilar P_2 , lo que no está del lado de la seguridad, por lo que de nuevo insistimos en que si los momentos flectores, en pies de pilares son importantes, este hecho debe ser tenido en cuenta. El reparto de los momentos, teniendo en cuenta las rigideces a torsión y flexión de las vigas, exige la resolución del problema con ordenador. Aun en ese caso la evaluación *realista* de la rigidez a torsión es desgraciadamente imposible con el estado del conocimiento actual sobre la torsión en piezas de hormigón armado.

9.7 CÁLCULO CON ORDENADOR

El empleo del ordenador resulta prácticamente obligado en todos los casos pues salvo que el número de nudos del emparrillado sea muy reducido, el sistema lineal es irresoluble por método manuales.

9.8 CÁLCULO ESTRUCTURAL

Es idéntico a lo visto en el Capítulo 7, calculando por separado cada viga en cada dirección, excepto para el cálculo a punzonamiento, en que se consideran las cargas totales del pilar, suma de las que le vienen en las dos direcciones.

9.9 UNIÓN DE LOS PILARES A LA ZAPATA, SOLAPE Y ANCLAJE DE ARMADURAS.

Vale íntegramente lo dicho en el Capítulo 3, si los pilares son interiores, en el Capítulo 4 si son de fachada y en el Capítulo 5 si son de esquina.

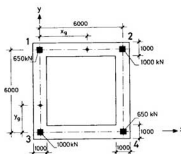
9.10 RECOMENDACIONES

- Bajo las vigas deben disponerse 100 mm de hormigón de limpieza y las armaduras deben apoyarse sobre separadores. La excavación de los 200 mm inferiores de terreno no debe ser hecha hasta inmediatamente antes de verter el hormigón de limpieza. Esta recomendación es especialmente importante en suelos cohesivos.
- Salvo en grandes vigas, conviene disponer canto constante. Si se adopta canto variable, deben disponerse junto a los paramentos del pilar unas zonas horizontales de, al menos 150 mm de ancho para montar los encofrados del pilar.
- Véase lo dicho en 3.7 sobre el tratamiento de la junta entre pilar y zapata.
- El canto mínimo en el borde será de 250 mm.
- La separación máxima de armadura no será superior a 300 mm ni inferior a 100 mm. Si es necesario, se agrupan por parejas en contacto.
- En todo caso se considerará la cuantía geométrica mínima longitudinal prevista en EHE para vigas.

- g) EHE *recomienda* no emplear diámetros inferiores a 12 mm pero no indica la calidad. En nuestra opinión, en vigas pequeñas puede bajarse a 10 mm en calidad B 400 ó a los diámetros equivalentes en otras calidades.
- h) El recubrimiento lateral de las puntas de las barras no debe ser inferior a 70 mm, por razón, no sólo de protección, sino para asegurarse de que las barras caben en el pozo excavado con unas tolerancias normales de excavación y de corte de barras.
- i) Es recomendable modular las dimensiones horizontales en múltiplos de 250 mm y los cantos en múltiplos de 100 mm, con el fin de facilitar la ejecución. De acuerdo con esto, el canto mínimo expuesto en d) y establecido en EHE pasa a 300 mm.
- j) Para la forma y disposición de la armadura de espera, recuérdese lo dicho en 3.7.

EJEMPLO 9.1.

Una estructura industrial se cimenta en el emparrillado indicado en la figura 9-7, en la que aparecen las cargas de los cuatro pilares y las dimensiones en planta de los mismos. Calcular las presiones σ_r sobre el terreno (es decir, sin contar las debidas al peso del propio cimiento), suponiendo que las vigas de cimentación son rígidas y la estructura también.



Cotas de longitud en milímetros

Figura 9-7

Solución:

De acuerdo con 9.1, el sistema resulta

$$\begin{aligned} N_{1x} + N_{1y} &= 650 \text{ kN} \\ N_{2x} + N_{2y} &= 1000 \text{ kN} \\ N_{3x} + N_{3y} &= 1000 \text{ kN} \\ N_{4x} + N_{4y} &= 650 \text{ kN} \end{aligned} \quad [9.17]$$

En la viga 1-2

$$X_g = \frac{N_{2x} \cdot 6}{N_{1x} + N_{2x}} \quad e_x = X_g - 3 = \frac{3(N_{2x} - N_{1x})}{N_{1x} + N_{2x}}$$

En la viga 1-3

$$Y_g = \frac{N_{1y} \cdot 6}{N_{1y} + N_{2y}} \quad e_y = Y_g - 3 = \frac{3(N_{1y} - N_{2y})}{N_{1y} + N_{2y}}$$

Con luz L y ancho b , las tensiones σ_i vienen dadas por [9.4] y [9.5].

$$\sigma_{ix} = \frac{\sum N_{ix}}{Lb} + \frac{\sum N_{ix} e_x \left(x_i - \frac{L}{2} \right)}{\frac{1}{12} b L^3}$$

$$\sigma_{iy} = \frac{\sum N_{iy}}{Lb} + \frac{\sum N_{iy} e_y \left(Y_i - \frac{L}{2} \right)}{\frac{1}{12} b L^3}$$

En nuestro caso

$$\begin{aligned} \sigma_{1x} &= 0,67N_{1x} - 0,33N_{2x} \\ \sigma_{1y} &= 0,67N_{1y} - 0,33N_{2y} \\ \sigma_{2x} &= 0,67N_{2x} - 0,33N_{1x} \\ \sigma_{2y} &= 0,67N_{2y} - 0,33N_{1y} \end{aligned} \quad [9.18]$$

Haciendo

$$\sigma_{1x} = \sigma_{1y} \quad [9.19]$$

$$\sigma_{2x} = \sigma_{2y} \quad [9.20]$$

y resolviendo el sistema [9.17], [9.19] y [9.20] se obtiene

$$N_{1x} = 325 \text{ kN}$$

$$N_{2x} = 500 \text{ kN}$$

$$N_{1y} = 325 \text{ kN}$$

$$N_{2y} = 500 \text{ kN}$$

De donde, teniendo en cuenta los valores [9.18].

$$\sigma_{1x} = 52,8 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{1y} = 52,8 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{2x} = 227,8 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{2y} = 227,8 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Por simetría la tensión bajo el pilar 4 es igual a la del pilar 1 y la del 3 igual a la del 2.

CAPÍTULO 10

PLACAS DE CIMENTACIÓN

10.1 GENERALIDADES

Como caso límite del emparrillado, se plantea la solución de placa de cimentación. Generalmente se recomienda que cuando la superficie de cimentación mediante zapatas aisladas supere el cincuenta por ciento de la planta de la construcción, se estudie el posible interés de una cimentación por placa. Es obvio lo relativo de una regla simplificada de este tipo, establecida con independencia de la presión de cimentación y de las luces entre pilares.

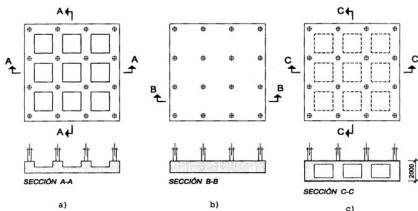


Figura 10-1

Las ventajas de esta solución son evidentes en cuanto a minimizar la importancia de un defecto u oquedad aislada del terreno. Sin embargo, la idea de que la cimentación por placa es la panacea de cualquier problema es sumamente errónea. La placa presenta problemas estructurales y geotécnicos que deben ser estudiados con especial cuidado. Un estudio de los problemas geotécnicos puede consultarse en las referencias (10.1), (10.2) y (10.3). Los problemas estructurales se exponen a continuación.

Las tipologías básicas se indican en la figura 10-1.

La solución a) surge como evolución natural del emparrillado, constituyendo una placa nervada. La solución b) es una nueva evolución de la a), fruto de la tendencia hacia la supresión del encofrado y la simplificación de la ferralla. La solución c) constituye una versión extraordinariamente aligerada, pero presenta evidentes complicaciones constructivas y sólo puede considerarse para casos muy especiales, como son los edificios de gran altura. Para casos normales, la solución b) es habitualmente la más interesante.

En la figura 10-1 los pilares se han dibujado con planta en malla rectangular. Aún en ese caso, el cálculo estructural presenta serias dificultades y es muy trabajoso por procedimientos manuales. Si como es frecuente, la distribución en planta de los pilares no se ordena en malla rectangular, el cálculo con ordenador resulta obligado.

De nuevo debemos considerar los cuatro casos indicados en la figura 10-2.

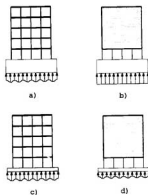


Figura 10-2

En el caso de cimiento rígido y estructura rígida, la interacción cimiento-estructura, que se inició en el caso de vigas y emparrillados de cimentación considerados en el Capítulo 7 y 8, se acentúa extraordinariamente.

En los apartados 10.2 y 10.3 que siguen, analizaremos los cuatro casos reflejados en la figura 10-2, referidos exclusivamente al caso de distribuciones rectangulares de pilares.

10.2 CASO DE ESTRUCTURA RÍGIDA CON PLACA DE CUALQUIER TIPO, O DE ESTRUCTURA FLEXIBLE CON PLACA RÍGIDA

Este caso comprende los expuestos en las figuras 10-2 a), b) y d). Si los pilares están dispuestos en malla rectangular, la rigidez de la estructura puede estimarse mediante el coeficiente K_p , definido en el Capítulo 7. En el caso de la placa, a cada fila de pilares se le asocia la zona de estructura y placa limitada por dos planos verticales paralelos a la fila considerada y situados a la mitad de las luces de los vanos en dirección transversal.

La rigidez de la placa se estima mediante el cumplimiento de las condiciones [7.2] y [7.3], donde I y b se refieren a la banda de placa asociada a la fila de pilares tal como se define en el párrafo anterior.

En cualquier caso la distribución de tensiones es conocida, ya que resulta de aplicación la fórmula general [3.27]. De acuerdo con la figura 10-3, si llamamos N_i al esfuerzo del axil del pilar i , y x_i las coordenadas de su eje en planta, y siendo M_{xi} , M_{yi} , los momentos en las direcciones x e y , de dicho punto, se tiene:

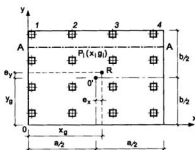


Figura 10-3

$$x_g = \frac{\sum N_i x_i + \sum M_{xi}}{\sum N_i} \quad [10.1]$$

$$y_g = \frac{\sum N_i y_i + \sum M_{yi}}{\sum N_i} \quad [10.2]$$

donde x_g , y_g son las coordenadas de la resultante

$$R = \sum N_i \quad [10.3]$$

equivalente al sistema (N_i, M_{xi}, M_{yi}) .

Conocido el valor y la posición de R , la distribución de tensiones viene dada por la aplicación de la fórmula [3.27]

$$\sigma_t = \frac{R}{ab} + \frac{12Re_x(x - x_g)}{ba^3} + \frac{12Re_y(y - y_g)}{ab^3} \quad [10.4]$$

donde σ_t es la tensión correspondiente al punto de coordenadas x e y , siendo e_x , e_y las excentricidades de R respecto al centro O' de la placa.

Con las tensiones σ_t puede procederse al cálculo de los esfuerzos y si se trata de considerar las tensiones sobre el suelo, hay que considerar los valores σ'_t resultantes de añadir a [10.4] las tensiones debidas al peso propio de la placa. En todo caso los valo-

res $\frac{e_x}{a}$, $\frac{e_y}{b}$ deben ser pequeños, pues de otra manera las presiones y los asientos serán muy distintos de unas zonas a otras de la placa.

Sin embargo, el que se conozca la distribución de tensiones sobre la placa no quiere decir que ello permita un cálculo simple de los esfuerzos. Considerando de nuevo la figura 10-3 es inmediato conocer el momento flector y el esfuerzo cortante en la sección AA, pues basta restar los esfuerzos correspondientes a las reacciones σ_t de los producidos por las cargas y momentos de los pilares 1, 2, 3 y 4. El problema está en conocer la variación de M y V a lo largo de la sección AA.

Un procedimiento aproximado es considerar un emparillado de vigas virtuales tal como se indica en la figura 10.4. El emparillado, al estar constituido por vigas rígidas, se calcula de acuerdo con el método expuesto en 8.2. La presión σ_t bajo cada pilar se toma igual a la semisuma de las obtenidas para las dos vigas que se cruzan en él.

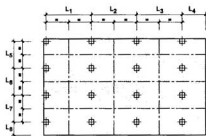


Figura 10-4

Nota 1: La diferencia esencial en el cálculo de placas cuando se asimilan a emparillados es que las cargas de los pilares *se deben considerar enteras en ambas direcciones, es decir, no se distribuyen entre las dos series de vigas*. La razón es evidente y se indica en la figura 10-5. En el caso a), se trata de un emparillado real y las cargas de los pilares se reparten entre las dos series de vigas. La reacción bajo la viga es transmitida a su eje mediante la armadura transversal. El caso b) corresponde a una placa en la que se ha considerado un emparillado virtual. Si analizamos el emparillado repartiendo las cargas de los pilares en ambas series de vigas, al considerar por ejemplo la viga virtual

1-2-3, la armadura longitudinal resultante sería la debida, en el caso de la carga del pilar 2, a una fracción de su carga N_{2x} , y como se trata de una viga virtual, no calcularíamos ninguna armadura transversal, que transmita la reacción en el ancho b_2 al eje de la viga 1-2-3. Al calcular luego la viga virtual 4-2-5, consideraríamos, en el caso del pilar 2, la fracción $N_{2y} = N_2 - N_{2x}$, y ello conduciría a una armadura transversal al pórtico 1, 2, 3, correspondiente a una fracción de la reacción σ_i y no a la totalidad. El procedimiento sería evidentemente erróneo y es claro que la carga debe ser considerada, al establecer emparrillados virtuales, completa en ambas direcciones.

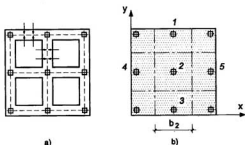


Figura 10-5

Nota 2: Ya en los Capítulos 7 y 9 señalamos que la consideración del cimiento como rígido conduce generalmente a cálculos muy conservadores. Si la placa es importante, un cálculo en ordenador discretizando la placa y suponiéndola apoyada en un semiespacio elástico puede conducir no sólo a un cálculo más seguro, sino también más económico.

Insistimos de nuevo en que tampoco con el ordenador se puede pretender una precisión grande, dada la incertidumbre en las hipótesis de deformabilidad de suelo, cimiento y estructura.

Nota 3: En principio, no es correcto el intentar calcular las placas de cimentación como forjados sin vigas (placa sobre apoyos aislados según la terminología de EHE). En primer lugar, y por el mismo motivo que en las vigas de cimentación, no existiría correspondencia entre acciones y reacciones, tal como expusimos en la nota 1, al apartado 7.3 (véase figura 7-7). Pero en el caso de las placas existe otra poderosa razón: el método de cálculo de los forjados sin vigas tiene su origen en análisis teóricos, ensayos de laboratorio y experiencia constructiva. Todo ello se refiere a placas finas, generalmente, de 200 a 300 mm, sometidas a cargas totales de 3 a 10 kN/m². El caso de placas de cimentación corresponde a espesores mucho mayores y a cargas que frecuentemente superan los 100 kN/m². Extrapolar el método de los forjados a las placas de cimentación resulta, por tanto, problemático.

Esto es tan obvio que la propia Norma Norteamericana ACI-318-99 (10.4) al hablar en su capítulo 15 de las placas de cimentación advierte expresamente:

«El método simplificado de cálculo del Capítulo 13¹ no debe ser usado para el cálculo de zapatas combinadas y placas de cimentación».

¹ Es el Capítulo correspondiente a forjados sin vigas.

La Norma no dice nada de si es aplicable o no el método de los «pórticos virtuales», pero insistimos que sólo lo sería si las reacciones resultantes coincidiesen precisamente con las cargas de los pilares o no difiriesen mucho de ellas, cosa sumamente improbable.

10.3 CASO DE ESTRUCTURA Y PLACA FLEXIBLES

Distinguiremos dos casos.

10.3.1 CASO EN QUE LA DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE PILARES FORMA UNA MALLA RECTANGULAR Y LA VARIACIÓN DE LUCES Y CARGAS DE PILARES Y VANOS CONTIGUOS NO SUPERA EL 20%

El caso puede ser analizado como emparrillado de vigas virtuales (figura 10-4) correspondiente a las vigas flexibles, empleando por tanto el método de emparrillado de vigas flotantes expuesto en 9.3, pero con la variante ya comentada en 10.2 de *que debe ser calculado con la carga completa en ambas direcciones, es decir que la carga de cada pilar no se reparte entre las vigas que se cruzan en él.*

10.3.2 CASO EN QUE NO SE CUMPLA ALGUNA DE LAS CONDICIONES FIJADAS EN 10.3.1

El procedimiento más práctico es abordar el cálculo en ordenador. De todas formas a continuación exponemos un método general (10.5), que aunque muy laborioso, permite la resolución manual.

Se define como rigidez a flexión de la placa, D , el valor:

$$D = \frac{E_c h^3}{12 (1 - \nu^2)} \quad [10.5]$$

donde E_c es el módulo de deformación y ν el de Poisson del hormigón.

La «unidad» o «radio elástico» de un pilar se define como:

$$L = \sqrt[4]{\frac{D}{K_c}} \quad [10.6]$$

siendo K_c el módulo de balasto para la placa.

La distribución de momentos radiales y tangenciales alrededor de cada pilar viene dada por las fórmulas:

$$M_r = -\frac{N}{4} \left[Z_4 \left(\frac{r}{L} \right) - (1 - \nu) \frac{Z_3 \left(\frac{r}{L} \right)}{\frac{r}{L}} \right] \quad [10.7]$$

$$M_t = -\frac{N}{4} \left[\nu Z_4 \left(\frac{r}{L} \right) + (1 - \nu) \frac{Z'_3 \left(\frac{r}{L} \right)}{\frac{r}{L}} \right] \quad [10.8]$$

donde

r = es la distancia del punto considerado al eje del pilar cuya carga es N .

$Z \left(\frac{r}{L} \right)$ = son funciones tabuladas en la referencia (10.5).

ϕ = es el ángulo del radio vector del punto considerado con ox .

A partir de [10.7] y [10.8] se obtienen los momentos en las direcciones x , y de la placa mediante las fórmulas:

$$M_x = M_r \cos^2 \phi + M_t \sin^2 \phi \quad [10.9]$$

$$M_y = M_r \sin^2 \phi + M_t \cos^2 \phi \quad [10.10]$$

Los esfuerzos cortantes se calculan mediante la expresión:

$$V = -\frac{M}{4L} Z'_4 \left(\frac{r}{L} \right) \quad [10.11]$$

Como el efecto de una carga sobre la placa se amortigua rápidamente al aumentar r , puede aceptarse la simplificación de que en los esfuerzos de un punto no hace falta considerar más que la influencia de los pilares situados a no más de dos vanos. Por superposición se van calculando los esfuerzos en los diversos puntos de interés.

Si al considerar la carga de un pilar el borde de la placa está dentro de su zona de influencia, los esfuerzos en el borde se calculan como si la placa no existiera, añadiéndose luego en el borde los momentos y cortantes opuestos a los resultantes para restablecer el equilibrio.

Si sobre la placa, en su borde, actúa un muro rígido, su efecto se considera como una carga lineal y se analiza mediante vigas flotantes virtuales perpendiculares al muro. Los esfuerzos resultantes se suman a los derivados de los pilares interiores.

Insistimos que dada la complejidad del método en este caso, el cálculo con ordenador se impone.

10.4 DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA DE FLEXIÓN EN LA PLACA

Si el cálculo se hace con ordenador, la distribución de momentos es conocida y la distribución de armaduras no presenta problemas.

Si los momentos se han obtenido mediante el método de empujados virtuales, un criterio razonable es no distribuir la armadura uniformemente, sino concentrarla más en las zonas próximas a las líneas de pilares.

Definiendo como bandas de pilares y bandas centrales en cada sentido las indicadas en la figura 10-6, se puede adoptar un criterio de reparto de armaduras análogo al que se usa en forjados sin vigas, pero la banda de pilares no se tomará inferior al ancho del pilar más tres veces el canto; de acuerdo con ello, de la armadura correspondiente a la viga virtual de emparrillado (figura 10-4) en las zonas de momentos positivos¹ el 75% se distribuye uniformemente en la banda de pilares y el 25% se distribuye en partes iguales en las dos semibandas centrales contiguas. (Si no hay semibanda central más que a un lado, en ella). En cualquier caso, la densidad de armadura de la banda de pilares no será inferior a la de la banda central contigua más armada.

Nota: En los vanos de luces ℓ_2 , ℓ''_2 , etc., los anchos de banda se definen de acuerdo con sus luces respectivas en cada uno de los recuadros.

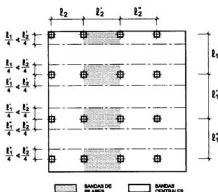


Figura 10-6

De la armadura correspondiente a la viga virtual de emparrillado (figura 10-4) en las zonas de momentos negativos, el 60% se distribuye uniformemente en la banda de pilares y el 40% se distribuye en las dos semibandas centrales contiguas. (Si no hay semibanda central más que a un lado, en ella).

En las bandas centrales la armadura total de las dos semibandas se redistribuye de nuevo uniformemente en todo el ancho.

10.5 CÁLCULO A ESFUERZO CORTANTE

El cálculo a esfuerzo cortante se verifica en cualquier sección de la placa de acuerdo con la presión σ_r del terreno y las cargas de los pilares, aunque nunca suele ser crítico pues lo es habitualmente el cálculo a punzonamiento.

¹ Se entienden por momentos positivos los que producen tracción en la cara inferior de la losa.

Llamando V_d al esfuerzo cortante de cálculo, en la sección considerada de la viga del emparrillado virtual (figura 10-4), debe cumplirse:

$$V_d \leq V_{cu} \quad [10.12]$$

Los valores de V_{cu} se indicaron en el Capítulo 2 (Apartado 2.3.2d)).

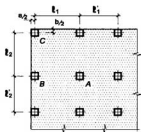


Figura 10-7

10.6 CÁLCULO A PUNZONAMIENTO

Llamando V_{pd} al valor de cálculo del esfuerzo punzante, éste viene dado por:

$$V_{pd} = N_d - \sigma_{ld} \cdot S_p \quad [10.13]$$

donde:

V_{pd} = Esfuerzo punzante de cálculo.

N_d = Esfuerzo axial de cálculo.

σ_{ld} = Presión de cálculo sobre el terreno, sin considerar el peso propio de la placa.

S_p = Área en planta encerrada por el perímetro de punzonamiento, de acuerdo con lo visto en el Capítulo 3.

Calculado V_{pd} , debe verificarse que

$$V_{pd} \leq V_{pu} \quad [10.14]$$

donde V_{pu} es el valor resistente del esfuerzo punzante, calculado de acuerdo con los Capítulos 3, 4 ó 5 según se trate de pilar interior, de borde o de esquina.

10.7 UNIÓN DE LOS PILARES A LA PLACA. SOLAPE Y ANCLAJES DE ARMADURAS

Vale íntegramente lo dicho en el Capítulo 3, si el pilar es interior, en el Capítulo 4 si es de borde y en el Capítulo 5 si es de esquina.

10.8 RECOMENDACIONES

- a) Bajo la placa deben disponerse siempre 100 mm de hormigón de limpieza y las armaduras deben apoyarse sobre separadores. La excavación de los 200 mm inferiores de terreno no debe ser hecha hasta inmediatamente antes de verter el hormigón de limpieza. Esta recomendación es especialmente importante en suelos cohesivos.
- b) Salvo grandes placas conviene disponer canto constante. Si se adopta canto variable, debe disponerse junto a los paramentos del pilar unas zonas horizontales de, al menos, 150 mm de ancho para montar los encofrados del pilar.
- c) Véase lo dicho en 3.7 sobre el tratamiento de la junta entre pilar y placa.
- d) El canto mínimo en el borde será de 250 mm.
- e) La separación máxima de armadura no será superior a 300 mm ni inferior a 100 mm. Si es necesario, se agrupan por parejas en contacto.
- f) EHE *recomienda* no emplear diámetros inferiores a 12 mm pero no indica la calidad. En nuestra opinión en placas pequeñas puede bajarse a 10 mm en calidad B 400 ó a los diámetros equivalentes en otras calidades.
- g) El recubrimiento lateral de las puntas de las barras no debe ser inferior a 70 mm, por razón, no sólo de protección, sino para asegurarse de que las barras caben en la excavación con unas tolerancias normales de excavación y de corte de barras.
- h) Es recomendable modular las dimensiones horizontales en múltiplos de 250 mm y los cantos en múltiplos de 100 mm, con el fin de facilitar la ejecución. De acuerdo con ésto, el canto mínimo expuesto en d) y establecido en EHE pasa a 300 mm.
- i) Para la forma y disposición de la armadura de espera, recuérdese lo dicho en 3.7.
- j) Si las dimensiones de la placa lo hacen necesario, deben disponerse juntas de hormigonado con separación de acuerdo con la tabla siguiente:

CLIMA	ÉPOCA	
	FRÍA	CALUROSA
Seco	20 m	16 m
Húmedo	24 m	20 m

- k) La cuantía geométrica mínima total en cada dirección, debe ser de 0,0015 de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 2.

Ambas caras deben quedar, por tanto, con armadura en emparrillado en toda su superficie.

Si el canto de la losa es superior a 1 m la cuantía mínima debe extenderse también a las caras laterales¹.

- l) Debe prestarse atención, en el caso de grandes placas, a que si por necesidades de organización del hormigonado, se hormigona la placa en dos tongadas 1 y 2 (figura 10-8) es necesario disponer, por razones de retracción y temperatura, la cuantía geométrica mínima en la superficie provisional AB correspondiente a la junta de hormigonado. Esta cuantía geométrica mínima es la cuantía mitad del apartado anterior pero referida sólo al canto parcial h_1 .

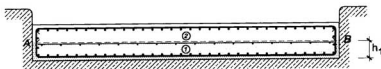


Figura 10-8

BIBLIOGRAFÍA

- (10.1) TENG, W.C.: *Foundation Design*, Prentice-Hall, Nueva Jersey, 1962.
- (10.2) JIMÉNEZ SALAS, J.A., et al.: *Geotecnia y Cimientos*, Editorial Rueda, Madrid 1980.
- (10.3) LANCELLOTTA, R; CALAVERA, J.: "*Fondazione*" McGraw Hill, Milán 1999.
- (10.4) «BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR REINFORCED CONCRETE (ACI 318-99)». AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Detroit, 1999.
- (10.5) «SUGGESTED DESIGN PROCEDURES FOR COMBINED FOOTINGS AND MATS», ACI, Committee 43 G.
- (10.6) HETENYI: «Beams on Elastic Foundations».

¹ Una regla práctica interesante debida al Prof. E. González Valle es que, bajo cada pilar, la armadura inferior debe permitir materializar una zapata cuadrada que, a presión doble que la admisible, sea capaz de soportar el esfuerzo axial del pilar.

CAPÍTULO 11

CIMENTACIONES DE HORMIGÓN PRETENSADO CON ARMADURAS POSTESAS

11.1 INTRODUCCIÓN

El hormigón pretensado representa una solución con grandes posibilidades en cimentaciones de cierta importancia, como suelen ser las de los edificios altos, muchas plantas industriales y cubiertas de gran luz.

Un campo especialmente importante es el de las cimentaciones con vigas, emparrillados y placas, cuya teoría general se expresa en los Capítulos 7, 9 y 10.

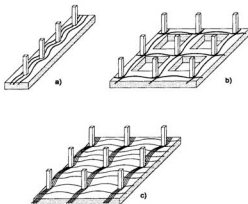


Figura 11-1

En las figuras 11-1 a), b) y c) se han indicado esquemáticamente las aplicaciones a vigas de cimentación, empujados y placas y se han trazado los esquemas básicos de disposición de los tendones de pretensado.

En todos los casos y supuesto un cierto nivel de importancia de cargas, la solución pretensada aporta generalmente tres grupos de ventajas:

- Ahorro de canto y en general de volumen de hormigón.
- Economía de coste.
- Eliminación casi total de fisuras termohigrométricas.

En el caso particular de las placas de cimentación (figura 11-1 c)) suele ser más frecuente disponer un sistema longitudinal de tendones concentrados en bandas próximas a los pilares y sobre ellos disponer una serie de tendones transversales uniformemente espaciados, que adoptar la solución análoga a los forjados sin vigas, aunque también ésta se usa en determinadas ocasiones.

11.2 EFECTOS COMPENSADORES DEL PRETENSADO

Consideremos a título de ejemplo una viga continua de cimentación de varios vanos (figura 11-2 a)). El cálculo de la distribución de presiones σ_i debidas a las acciones transmitidas por la superestructura al cimiento se realiza de acuerdo con los métodos expuestos en el Capítulo 7 y se indica esquemáticamente en la figura 11-2 b).

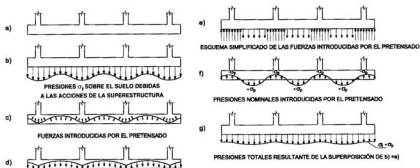


Figura 11-2

Supongamos ahora que introducimos un conjunto de tendones de pretensado, cuya resultante se indica en la figura 11-2 c). En ella se indican las presiones ejercidas por el tendón resultante sobre la pieza de cimentación.

Prácticamente, despreciando la componente horizontal de las presiones ejercidas, el esquema puede asimilarse al indicado en la figura 11-2 d), a efectos de presiones. Sin embargo, un cierto radio mínimo de curvatura es necesario bajo los pilares tal como se indicó en la figura 11-2 c) y por ello la distribución real de presiones sobre la pieza se indica esquemáticamente en la figura 11-2 e) y de una forma más real en la figura 11-2 f). Estas

tensiones σ_p , debidas al pretensado, son nominales, en el sentido de que sus valores en ciertas zonas pueden ser negativos, pero siempre inferiores a los σ_t producidos por la estructura, para evitar la pérdida de contacto y por tanto de capacidad de reparto de la cimentación.

Las tensiones totales $\sigma_t + \sigma_p$ se indican en la figura 11-2 g). Como puede verse y dependiendo de la intensidad y de la excentricidad de la fuerza de pretensado introducida, se alcanzan dos ventajas, ambas importantes:

- a) Reducción de las presiones máximas sobre el suelo.
- b) Igualación apreciable de estas presiones.

Una tercera ventaja, no desdeñable, es la colaboración de la fuerza de pretensado en la resistencia a punzonamiento, especialmente interesante en este caso, en que la propia técnica del pretensado conduce a una apreciable reducción de canto. (figura 11-3)

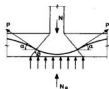


Figura 11-3

La figura 11-4 indica un esquema de pretensado de una placa de cimentación.

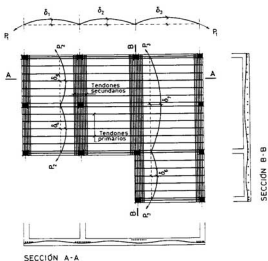


Figura 11-4

En este tipo de estructuras se emplean con frecuencia tesados intermedios mediante anclajes especiales (figura 11-5) lo cual permite aplicar el pretensado a edades jóvenes para evitar fisuras por causas termohigrométricas.

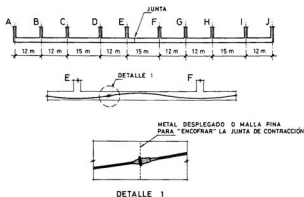


Figura 11-5

Actualmente la mayoría de las empresas importantes dedicadas al pretensado han desarrollado sistemas específicos de anclajes varios y elementos auxiliares para este tipo de estructuras tanto en la variante de tendones adheridos como no adheridos.

Naturalmente el pretensado se introduce básicamente para compensar las cargas permanentes. Como éstas se van produciendo a lo largo de la etapa de construcción del edificio, con frecuencia interesa ir introduciendo gradualmente la fuerza de pretensado, lo que puede conseguirse bien por tesados completos de tendones sucesivos, que a continuación se inyectan o por incrementos graduales de la fuerza de tesado si se emplean tendones no adheridos.

El cálculo del hormigón pretensado (figura 11-5), en particular de elementos hiperestáticos y en concreto placas pueden verse en J. Calavera (11.1).

Información importante figura también en las referencias (11.2), (11.3), (11.4), (11.5), (11.6) y (11.7).

BIBLIOGRAFÍA

- (11.1) CALAVERA, J. "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón". INTEMAC. Madrid. 1999.
- (11.2) ACI-ASCE Joint Committee 423: "Tentative recomendations for prestressed concrete flat plates". ACI Journal. Feb. 1974.
- (11.3) ACI-ASCE Joint Committee 423: "Recomendations for concrete members prestressed with unbonded tendons". Draft Report. 1980.

- (11.4) POSTENSIONING INSTITUTE: "Desing of postensioned slabs". Glavieur. Illinois. 1977.
- (11.5) Post-tensioned flat-slab design handbook. Concrete Society. Technical Report N° 25. Londres. 1984.
- (11.6) Recommendations for the design of flat slabs in post-tensioned concrete (using unbonded and bonded tendons). F.I.P. Mayo 1980.
- (11.7) "Design and Construction of Post-Tensioning Institute" P.T.I., Phoenix, 1982.

CAPÍTULO 12

MUROS DE CIMENTACIÓN Y SÓTANO

12.1 GENERALIDADES

Este tipo de cimiento aparece en los casos indicados en la figura 12-1 que representan situaciones muy diferentes. Véase (12.1) para un estudio completo del cálculo de empujes, cuyos esfuerzos se han de combinar con los que aquí se analizan.

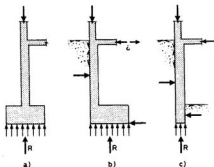


Figura 12-1

En el caso a), se trata de un muro de fachada que soporta la carga de los pilares y la reparte al terreno. Es puramente una viga de cimentación, y desde el punto de vista del cálculo de esfuerzos, vale íntegramente lo dicho en el Capítulo 7.

En el caso b), se trata de un muro de fachada y contención. El empuje del terreno se resiste mediante una fuerza en la cara inferior de la zapata y otra a nivel de forjado, que equilibran con el empuje de tierras al par de fuerzas verticales. En este caso, y según las dimensiones, la fuerza a nivel de forjado puede comprimir o traccionar a éste.

El caso c) corresponde a un muro pantalla, que soporta al mismo tiempo la carga transmitida por los pilares de fachada.

En los casos b) y c), el muro necesitará una armadura vertical para resistir los empujes de tierras y los esfuerzos de retracción y temperatura, además de colaborar en transmitir las cargas de los pilares.

En el caso a), la armadura vertical se reducirá a cubrir los esfuerzos de temperatura y retracción y a repartir las cargas de los pilares. Prescindiendo de la armadura vertical por el momento, consideremos las necesidades de armadura horizontal.

Aparte de cumplir los requisitos de armadura mínima de retracción y temperatura, dicha armadura simultáneamente puede considerarse como efectiva para resistir los momentos flectores producidos por las cargas verticales.

El cálculo de esfuerzos se realiza de acuerdo con lo expuesto en el Capítulo 7. Sin embargo y a diferencia de las vigas de cimentación usuales, ahora estamos frente a una viga rígida, por lo que el cálculo, dependiendo de los casos, se hará de acuerdo con 7.3 ó 7.4 según que la superestructura sea rígida o flexible, de acuerdo con el valor de K_c allí indicado. El muro tiene una armadura importante repartida uniformemente en toda su altura y un canto comparable a la distancia entre pilares. Como hemos dicho una armadura destinada a cubrir tensiones de retracción y temperatura, puede ser utilizada simultáneamente para cualquier otro fin resistente, en particular para los estados límite últimos.

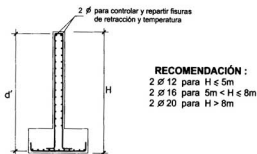


Figura 12-2

En este sentido, si en una sección determinada, el momento flector de cálculo de la viga es M_d , debe calcularse en primer lugar el momento flector M_{ld} absorbido por la armadura uniformemente distribuida en toda la altura del muro (ver gráfico GT-29).

Si

$$M_{ld} \geq M_d$$

no es necesaria ninguna armadura suplementaria, aunque un par de redondos son convenientes siempre en coronación para controlar las fisuras de retracción y temperatura (figura 12-2). Véase CALAVERA (12.1) para más detalle.

Si $M_{1d} < M_d$, el momento

$$M_{2d} = M_d - M_{1d}$$

debe ser absorbido con la correspondiente armadura simétrica complementaria

$$A_{s2} = A'_{s2} = \frac{M_{2d}}{f_{yd} d'}, \text{ donde } d' \text{ es el canto entre armaduras.}$$

Lo anteriormente expuesto puede conducir a economías importantes frente a las armaduras resultantes de disponerlas en los extremos superior e inferior de la sección, sin considerar la uniformemente repartida en la altura del muro.

12.2 DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN

Los ábacos GT-29 y GT-30 permiten el dimensionamiento para el momento M_{1d} haciendo $v = 0$. Los GT-40 y GT-41 para las armaduras distribuidas en la parte superior e inferior, haciendo también $v = 0$.

12.3 OBSERVACIONES AL CÁLCULO DE ESFUERZOS

Salvo raras excepciones el muro constituye una viga rígida. Si la superestructura es flexible, como es lo más frecuente, los momentos, esfuerzos cortantes y presiones sobre el suelo se harán como viga flexible de acuerdo con 7.4.

Si la superestructura es rígida, estamos en el caso tratado en 7.3 y como allí se dijo el método expuesto puede resultar muy conservador.

SUPERESTRUCTURA FLEXIBLE

$$K_c = 0,05 \text{ N/mm}^3$$

(CORRESPONDIENTE A PLACA DE $d = 750 \text{ mm}$)

- LONGITUD DE MURO = 15 m
- CARGA LINEAL = 50 kN/m
- SEPARACIÓN ENTRE PILARES = 5 m

$$\sigma_{adm} = 0,3 \text{ N/mm}^2$$

--- VIGA FLUTANTE
— VIGA RÍGIDA

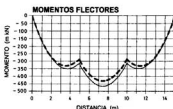


Figura 12-3

SUPERESTRUCTURA FLEXIBLE

$$K_c = 0,05 \text{ N/mm}^3$$

(CORRESPONDIENTE A PLACA DE $d = 750 \text{ mm}$)

- LONGITUD DE MURO = 18 m
- CARGA LINEAL = 250 kN/m
- SEPARACIÓN ENTRE PILARES = 6 m

$$\sigma_{adm} = 0,3 \text{ N/mm}^2$$

--- VIGA FLOTANTE
— VIGA RÍGIDA

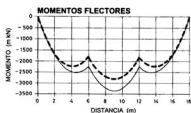


Figura 12-4

SUPERESTRUCTURA FLEXIBLE

$$K_c = 0,05 \text{ N/mm}^3$$

(CORRESPONDIENTE A PLACA DE $d = 750 \text{ mm}$)

- LONGITUD DE MURO = 40 m
- CARGA LINEAL = 50 kN/m
- SEPARACIÓN ENTRE PILARES = 5 m

$$\sigma_{adm} = 0,3 \text{ N/mm}^2$$

--- VIGA FLOTANTE
— VIGA RÍGIDA

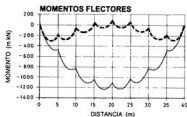


Figura 12-5

SUPERESTRUCTURA FLEXIBLE

$$K_c = 0,05 \text{ N/mm}^3$$

(CORRESPONDIENTE A PLACA DE $d = 750 \text{ mm}$)

- LONGITUD DE MURO = 42 m
- CARGA LINEAL = 250 kN/m
- SEPARACIÓN ENTRE PILARES = 6 m

$$\sigma_{adm} = 0,3 \text{ N/mm}^2$$

--- VIGA FLOTANTE
— VIGA RÍGIDA

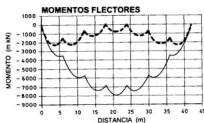


Figura 12-6

A título de ejemplo, las figuras 12-3, 12-4, 12-5 y 12-6 contienen resultados tomados de la referencia (12.2), para muros de pequeños edificios y edificios de altura media (hasta 8 plantas aproximadamente) en un terreno de tipo medio. Las figuras 12-3 y 12-4 muestran que en ambos casos, para longitudes de 15 y 18 m (4 a 6 veces la altura del muro) los resultados han sido bastante concordantes calculando el muro como estructura rígida y como estructura flexible, es decir, con reparto uniforme de presiones y con la teoría del módulo de balasto.

Las figuras 12-5 y 12-6 demuestran que cuando $L \approx 40 \text{ m}$ (10 a 15 veces la altura del muro), las diferencias, especialmente en los momentos, son importantísimas.

Por tanto para muros que superen en mucho los 20 m (4 a 6 veces la altura del muro) debe tenerse en cuenta que si se considera que la superestructura es flexible, el método expuesto en 7.4, puede conducir a dos inconvenientes:

- Unas presiones reales en los extremos, bastante inferiores a las obtenidas teóricamente. Esto no es grave en la práctica, pues se produce una plastificación de tensiones en esos extremos y por tanto una redistribución de tensiones σ_r .
- Los momentos flectores obtenidos superarán mucho al valor y pueden tener signo contrario a los reales.

12.4 OBSERVACIONES GENERALES

- a) El apoyo de los pilares en el muro (figura 12-7) se hace mediante la correspondiente armadura de espera. Si el pilar es del mismo ancho del muro, la armadura de espera se ata a la del muro (figura 12-7 b)). Si es de ancho menor (figura 12-7 c)), se necesita disponer unos trozos de despunte, A para sujetarla. En cualquier caso, la armadura de espera no suele necesitar más longitud que la de anclaje, ℓ_b , y debe llevar estribos salvo que el muro, por ambos lados, exceda notablemente al pilar (p. ej. diez veces, el diámetro de la armadura de espera). Si el pilar sobresale del muro, entonces naturalmente la armadura debe bajar con el pilar y anclarse en el cimiento, disponiéndose allí las esperas correspondientes.

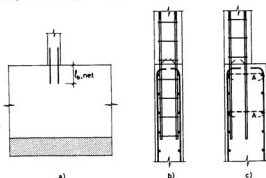


Figura 12-7

- b) En todo lo anterior se ha supuesto que los pilares transmiten al muro cargas axiales pero no momentos. Si éstos no son despreciables, basta trasladar, a efectos de cálculo, el eje del pilar las cantidades $e_x = \frac{M_x}{N}$, $e_y = \frac{M_y}{N}$ y operar con esa nueva posición, con el pilar sometido a carga centrada.
- c) Las cuantías geométricas mínimas de armaduras vertical y horizontal de muros de sótano deben regirse por lo siguiente (12.2)¹.

Armadura vertical

0,0012 para barras corrugadas de diámetro no superior a 16 mm.

0,0015 para barras corrugadas de diámetro superior a 16 mm.

0,0012 para mallas electrosoldadas.

¹ Los requisitos son los correspondientes al Código ACI-318-99 y son algo más exigentes que los de EHE para muros en general.

Armadura horizontal

0,0020 para barras corrugadas de diámetro no superior a 16 mm.

0,0025 para barras corrugadas de diámetro superior a 16 mm.

0,0020 para mallas electrosoldadas.

Las cuantías citadas rigen distribuyéndolas de forma que en la cara expuesta se disponga del 50% al 60%.

La separación máxima entre armaduras no será superior a 300 mm.

No se necesita armadura transversal para evitar el pandeo de la armadura vertical si su cuantía geométrica no es superior a 0,01 o si la armadura vertical no es necesaria como armadura comprimida.

Si las condiciones anteriores no se cumplen, deben seguirse las reglas siguientes

- Si la armadura vertical es de diámetro no superior a 12 mm se dispondrá estribos con separaciones verticales y horizontales no superiores a 500 mm (figura 12-8).



Figura 12-8

- Si la armadura vertical es de diámetro superior a 12 mm, se dispondrá estribos en todos los cruces, sin rebasar en dirección vertical la separación 15 veces el diámetro de la armadura.
- d) El enlace del forjado al muro debe dimensionarse para el esfuerzo de tracción resultante del cálculo (figura 12-9). (No se olvide que AB suele ser junta de hormigonado).

Análogamente se procede si son vigas las que acometen al muro.

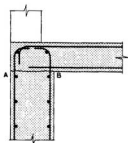


Figura 12-9

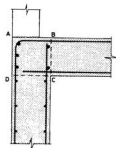


Figura 12-10

- e) Normalmente, la fuerza horizontal transmitida por el muro al forjado no requiere precauciones especiales, pero debe atenderse a lo siguiente:
- Dicha fuerza debe ser resistida por pilares, pantallas, etc. solidarios con la zona de forjado interesada. (Atención a posibles juntas de dilatación). La rigidez del conjunto debe ser claramente superior a la del muro.
 - Si la fuerza es de tracción, la armadura necesaria para resistirla debe prolongarse hasta que la fuerza transmitida esté debidamente anclada.
 - Si al muro acometen vigas (figura 12-10) y el forjado es unidireccional y paralelo al muro, no se debe suponer al forjado ninguna resistencia importante en su plano. La mejor solución es materializar en la coronación del muro una viga *ABCD* que resista en dirección horizontal la reacción del muro y la transmita a las vigas. Para pequeñas reacciones la losa superior del forjado y su armadura pueden resultar suficientes.
- f) Normalmente, la resistencia por rozamiento en el fondo del cimiento es suficiente para asegurarlo contra el deslizamiento. El llevar la solera de hormigón del sótano a tope hasta el muro no es, por tanto necesario y, en cambio impide, en caso de aumento de temperatura, la libre expansión de la solera, deteriorándola rápidamente. En la figura 12-11 se indica la solución correcta. Entre la solera de hormigón y la cara superior del cimiento, deben interponerse 150 ó 200 mm, como mínimo, de subbase granular compactada. De otra forma, la solera experimenta el asiento normal general que en cambio se impide sobre el cimiento, fisurándose la solera sobre la arista del cimiento.

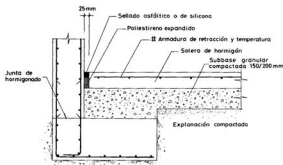


Figura 12-11

12.5 TRACCIONES HORIZONTALES PRODUCIDAS EN EL MURO POR LA CARGA CONCENTRADA DE LOS PILARES

De acuerdo con lo indicado en la figura 12-12, la carga N_d transmitida por el pilar produce en la zona superior del muro una zona de compresiones horizontales y en todo el resto de la altura, tracciones horizontales (véase J. CALAVERA (12.2)). La resultante de estas tracciones puede ser evaluada por la fórmula

$$T = 0,3N_d \left(1 - \frac{d}{L_2}\right) \quad [12.1]$$

siendo L_2 la mayor de las dos luces contiguas al pilar considerado.

De acuerdo con ello, el área de armadura distribuida uniformemente en el canto H del muro, o en una profundidad L_1 por debajo de la coronación si $L_1 < H$ (recuérdese que $L_1 \leq L_2$), debe ser

$$A_{s,f_{td}} = 0,3N_d \left(1 - \frac{d}{L_2}\right) \quad [12.2]$$

La armadura de retracción y temperatura especificada en 12.4, puede considerarse simultáneamente a estos efectos y en la mayoría de los casos suficiente por sí sola.

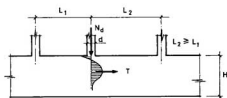


Figura 12-12

12.6 DETALLES CONSTRUCTIVOS

En el texto que antecede se han indicado los detalles constructivos esenciales. En el MANUAL DE DETALLES CONSTRUCTIVOS EN OBRAS DE HORMIGÓN ARMADO citado como referencia (12.4) figuran un conjunto completo de detalles constructivos con presentación en AUTOCAD y comentarios a cada detalle. (Detalles 02.19 a 02.22).

12.7 TABLAS

El libro citado como referencia (12.1) contiene tablas de muros de uno y dos sótanos ya calculados, incluso mediciones de hormigón y acero.

EJEMPLO 12.1

Un muro de 4 m de altura y 0,40 m de espesor soporta las cargas indicadas en la figura 12-13 que provienen de una superestructura flexible. Se dispone una armadura de retracción y temperatura en dirección horizontal simétrica en ambas caras. Calcular la armadura suplementaria en las zonas superior e inferior de la sección, $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$. Acero B400. La mitad de las cargas es permanente $\gamma_g = 1,35$, $\gamma_q = 1,5$. (Por tanto $\gamma_{f,pond} = 1,425$), $\gamma_c = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$. Se supone que la estructura es de gran rigidez (figura 12-13).

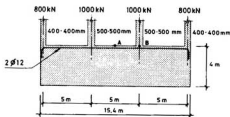


Figura 12-13

Solución:

Como la viga es obviamente rígida, se acepta una distribución uniforme (ver 7.3). Como el muro se hormigonará en varias tongadas, se considera su p.p. a efectos de esfuerzos. La reacción p.m.l. es

$$p = \frac{800 + 1000 + 1000 + 800}{15,40} + 0,4 \cdot 4,00 \cdot 25$$

$$p = 273,8 \text{ kN/m}$$

El momento en B, vale

$$M_B = \frac{5,2^2 \cdot 273,8}{2} - 800 \cdot 5 - 40 \cdot \frac{5,2^2}{2} = -839 \text{ mkN}$$

El momento en A vale

$$M_A = \frac{7,7^2 \cdot 273,8}{2} - 1000 \cdot 2,5 - 800 \cdot 7,5 - 40 \cdot \frac{7,7^2}{2} = -1569 \text{ mkN}$$

Por sencillez constructiva, armamos todo el muro con la misma armadura, por lo que adoptamos

$$M_A = -1569 \text{ mkN}$$

$$M_{da} = -1,425 \cdot 1569 = -2236 \text{ mkN}$$

Con acero B400, la cuantía mínima de armadura horizontal de retracción y temperatura, de acuerdo con lo que se expone en 12.4 es:

$$q = \frac{2}{1000} \cdot 400 \cdot 4000 = 3200 \text{ mm}^2$$

y por tanto:

$$\omega = \frac{3200 \cdot \frac{400}{1,15}}{400 \cdot 4000 \cdot \frac{25}{1,5}} = 0,042$$

que con $\nu = 0$, en el ábaco GT-26 nos da $\mu = 0,028$, o sea

$$M_d = 0,028 \cdot 400 \cdot 4000 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 10^{-6} = 2987 \text{ mkN}$$

Al ser $M_d > M_{dA}$ no se necesita más que disponer 2 $\phi 12$ en la coronación del muro.

BIBLIOGRAFÍA

- (12.1) CALAVERA, J.: "Muros de Contención y Muros de Sótano". 2ª Edición. INTEMAC. Madrid, 1989.
- (12.2) CALAVERA, J. "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón". 2 Tomos. INTEMAC. Madrid, 1999.
- (12.3) CALAVERA, J. y GARCÍA DUTARI, L.: "Estudio sobre el cálculo de muros de sótano bajo acciones verticales". Cátedra de Edificación y Prefabricación, Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid, 1999
- (12.4) CALAVERA, J.: "Manual de Detalles Constructivos en Obras de Hormigón Armado". INTEMAC. Madrid, 1993.

CAPÍTULO 13

POZOS DE CIMENTACIÓN

13.1 GENERALIDADES

La solución de pozos de cimentación se plantea como una intermedia entre las cimentaciones superficiales, que hemos visto en los Capítulos 2 a 10 y las cimentaciones por pilotes que veremos en el Capítulo 14.

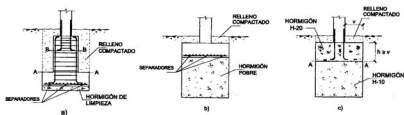


Figura 13-1

El origen de la solución, desde un punto de vista técnico, está en intentar resolver de manera económica el problema que se presenta cuando la cimentación necesita alcanzar profundidad apreciable, por ejemplo 4 a 6 m, por ser el estrato superior inadecuado para una cimentación directa. Estas profundidades suelen ser, sin embargo, escasas para que una solución con pilotes sea económicamente interesante.

Una primera solución (figura 13-1a)) es construir una zapata al nivel requerido de cimentación. Para evitar una excesiva longitud de pandeo del pilar, esta solución requiere un plinto de robustez importante, que ha de ser encofrado dentro de un pozo, lo cual eleva considerablemente el coste. La armadura vertical del plinto arranca en una

sola pieza desde el emparrillado del fondo de la zapata, sin disponer esperas. Se produce, por supuesto, una junta de hormigonado en el nivel del plano A - A. El pilar sí necesita armaduras de espera, que se apoyan sin necesidad de separadores en un plano de junta de hormigonado B - B.

Una segunda solución (figura 13-1b)) es rellenar el pozo con un hormigón pobre, cuyo contenido mínimo de cemento vendrá fijado a menudo por razones de trabajabilidad, pues desde el punto de vista resistente, el material siempre será satisfactorio en relación con el terreno de cimentación. Habitualmente se emplean 100 kg de cemento por m^3 de hormigón. Sobre este relleno de hormigón pobre se construye una zapata ordinaria.

El análisis de las dos soluciones anteriores conduce a la tercera (figura 13-1c)) en la que el pozo se rellena de hormigón y el pilar se apoya directamente en el pozo. Considerar todo el pozo como elemento estructural de hormigón en masa, obligaría, de acuerdo con EHE, a emplear hormigón H-20 en todo el pozo. La solución más práctica es emplear H-10 en el pozo desde el fondo hasta el plano A-A correspondiente al nivel de apoyo de las armaduras de espera del pilar (A-A en la figura 13-1c)). A ese nivel se hace una junta de trabajo, en la que se apoya la armadura de espera, sin separadores en este caso. A partir de ese nivel, la parte superior del pozo se hace con hormigón H-20. Debe cumplirse la condición $h \geq v$ indicada en la figura.

Las soluciones anteriores son frecuentes con planta rectangular o circular.

Desde un punto de vista práctico, la solución de pozos circulares ha ido más allá de lo dicho anteriormente y, bien con medios manuales de excavación, bien con medios mecánicos, ha alcanzado profundidades hasta de unos 30 m. En algunos casos (figura 13-2a)), es clara su analogía con el pilote de gran diámetro. En otros, tanto con medios manuales como mecánicos, el pozo en su parte inferior se acampana, con lo que cobra ventajas extraordinariamente importantes frente a sus alternativas (figura 13-2b)). En el caso de pilares junto a medianería, la campana se ensancha sólo en una dirección (figura 13-2c)).

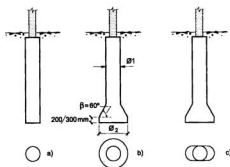


Figura 13-2

Claro está que la técnica de los pilotes de gran diámetro ha restado competitividad a esta solución, pero sin embargo, no deben olvidarse algunas de sus

ventajas, tales como la facilidad de perforación, la ausencia de vibraciones, el no existir equipo costoso y el permitir la inspección directa del terreno atravesado y de aquél en que se cimenta. Si el número de pilares a cimentar es pequeño, la posibilidad de este tipo de cimentación debe ser considerada, pues la partida fija de traslados y montaje de maquinaria para pilotes repercutirá fuertemente en el coste de esta alternativa.

Debe también considerarse que antiguamente, en algunos casos la competitividad de este sistema se basó en la excavación a mano en condiciones precarias de seguridad para los operarios, lo que incumplía las reglamentaciones ya entonces vigentes.

Por supuesto, la solución presenta problemas si aparecen vías de agua o se producen desprendimientos durante la excavación.

13.2 RECOMENDACIONES GENERALES

Pensando en pozos circulares los diámetros suelen variar desde 600 mm (que es el mínimo para permitir la entrada de un hombre) hasta 2000 mm. Habitualmente el ángulo β de pendiente de la campana (figura 13-2 b)) es de 60° y se exige un remate vertical de 200 ó 300 mm.

La experiencia y los análisis teóricos han demostrado que, incluso cuando se ejecutan los pozos en terrenos de baja resistencia, la coacción lateral del terreno impide el pandeo de la pieza de hormigón. Ésta se calcula por tanto como un pilar corto. Dependiendo de las solicitaciones los pozos se ejecutan en hormigón en masa o armado y la resistencia del hormigón puede variar muy ampliamente según las necesidades.

El hecho de que el hormigón del pozo durante su vida inicial, disipe mal el calor debido a la protección del suelo, beneficia a la resistencia final del hormigón. También lo hace la compactación que representa el peso del hormigón en estado fresco, si el pozo se hormigona en tales condiciones. Sin embargo estas mejoras tienen escaso interés práctico ya que no se dan en la parte superior del pozo.

En la práctica, ciertas excentricidades de implantación de los pilares son inevitables y la propia excavación de la campana, si existe, puede no ser tan perfecta como se supone, ni quedar centrada. En este sentido, y para la solución de pozos circulares, que es la que permite alcanzar grandes profundidades de forma económica si las cargas son grandes, la disposición de una cierta armadura debe ser considerada, de acuerdo con lo que veremos en los apartados 13.3 y 13.4.

13.3 POZOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN CENTRADA

Llamando S_p al área de la sección transversal del pozo y S_c a la de apoyo de la campana, consideraremos una excentricidad accidental del punto de aplicación de la carga e_x o e_y (no ambas simultáneamente) según se indica en la figura 13-3. Para pozos circulares designaremos la excentricidad como e . El valor de e , debe hacerse depender a nuestro juicio del grado de control de la ejecución y sugerimos:

$e = e_x = e_y = 50 \text{ mm}$ en obras bajo control de ejecución intenso.

$e = e_x = e_y = 100 \text{ mm}$ en obras bajo control normal.

$e = e_x = e_y = 150 \text{ mm}$ en obras bajo control reducido.

De acuerdo con EHE, distinguiremos los casos siguientes:

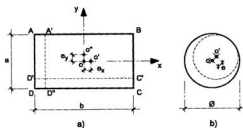
a) Pozos de hormigón en masa

a-1) Pozos de sección rectangular. Se considera como sección eficaz (S_p) la menor de las dos rectangulares inscritas en la sección del pozo y con centros en los puntos o' u o'' (figura 13-3a)).

Son iguales a

$$S_{p1} = a(b - 2e_x)$$

$$S_{p2} = b(a - 2e_y)$$



DIMENSIONES DEL POZO

Figura 13-3

Como resistencia de cálculo del hormigón a compresión, se toma:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,1 \gamma_c} \quad [13.1]$$

y debe cumplirse

$$N_d \leq 0,85 S_p \cdot f_{cd} \quad [13.2]$$

siendo N_d el esfuerzo axil de cálculo en el pilar.

a-2) Pozos de sección circular. La sección eficaz en este caso (figura 13-3b)), ha de ser un círculo de centro o' y diámetro $\phi - 2e$.

$$S_p = \frac{\pi (\phi - 2e)^2}{4} \quad [13.3]$$

y ha de cumplirse también

$$N_d \leq 0,85 \frac{\pi(\phi - 2e)^2}{4} \cdot f_{cd} \quad [13.4]$$

b) *Pozos de hormigón armado.* El cálculo es análogo al de un pilar de hormigón armado, sometido a flexión compuesta a causa de la excentricidad accidental. Se aplican las mismas reducciones de sección, debidas a las excentricidades accidentales expuestas ya para pilotes de hormigón armado.

b-1) *Pozos de sección rectangular.* La solución habitual es la de distribución de la armadura en las cuatro caras. De acuerdo con EHE, la cuantía mínima ha de ser

$$A_s f_{sd} \geq 0,1 N_d \quad [13.5]$$

Los ábacos GT-42 a GT-45 permiten el dimensionamiento directo, en las hipótesis alternativas

$$\begin{cases} N_d \\ M_d = N_d \cdot e_x \end{cases}$$

actuando sobre la sección de ancho b y canto a o bien

$$\begin{cases} N_d \\ M_d = N_d \cdot e_y \end{cases}$$

actuando sobre la sección de ancho a y canto b .

La armadura longitudinal debe ser de diámetro no inferior a 12 mm a separación no superior a 300 mm. Los estribos, de diámetro no inferior a $\frac{1}{4}$ del de la armadura principal, no deben separarse más de 15 veces el diámetro de ésta ni más de 300 mm¹.

b-2) *Pozos de sección circular.* Se dimensionan en flexión compuesta para la combinación

$$\begin{cases} N_d \\ M_d = N_d \cdot e \end{cases}$$

actuando sobre la sección de diámetro $\phi - 2e$. La armadura longitudinal y los estribos cumplirán lo dicho en b-1), pero además el número de barras longitudinales no será inferior a 6.

Los ábacos GT-31 y GT-32 permiten el dimensionamiento directo.

¹ La obligación de los estribos cruzados en grandes secciones rectangulares, hace preferible, si se van a armar, el empleo de pozos circulares.

- c) *Comprobación de la presión admisible.* Llamando S_c al área de la base de la campana, N_c al peso del cemento y N al valor característico del esfuerzo axial del pilar, se debe cumplir

$$\frac{N + N_c}{S_c} \leq \sigma'_{l,adm} \quad [13.6]$$

13.4 CASOS EN QUE EXISTAN MOMENTOS Y/O FUERZAS HORIZONTALES EN LA BASE DEL PILAR

Si los esfuerzos horizontales son reducidos vale lo dicho en 3.9. Para el cálculo de $\sigma_{l,máx}$ en caso de pozos circulares, véase el Capítulo 15.

Si estos esfuerzos son apreciables, su cálculo debe realizarse introduciendo consideraciones geotécnicas que tengan en cuenta el tipo de terreno y su colaboración por resistencia lateral, que es importante. La referencia (13.1) contiene un método simplificado para pozos circulares y la (13.2) un tratamiento general muy detallado, para pozos de cualquier tipo.

13.5 UNIÓN DEL PILAR AL POZO

Una de las ventajas del sistema de pozos es que no necesita encepado. La armadura de espera (figura 13-4) arranca de la parte superior del propio pozo.

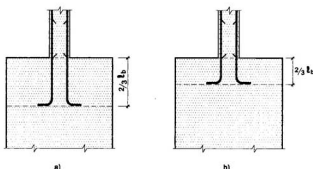


Figura 13-4

La colocación de la armadura de espera exige una junta de hormigonado al nivel de apoyo (figura 13-4a)). Si el hormigón del pozo es de muy baja resistencia, la longitud l_b será muy grande. Una alternativa es, como ya hemos visto en Capítulos anteriores, la colocación de varias barras de espera por cada barra del pilar. Otra alternativa,

² Para diámetros y profundidades importantes, el rozamiento puede alterar de manera importante esta fórmula. (Véase 13.2).

habitualmente más interesante (figura 13-4b)), es mejorar la resistencia del hormigón en la zona superior del pozo, con el cual se reduce la longitud l_b y se mejora la resistencia del pozo a la carga localizada del pilar.

Como en los pozos siempre $v < 0,5 h$, la comprobación de la carga concentrada se reduce a la aplicación de la fórmula [3.19]. Por los motivos vistos en el Capítulo 3, no es necesaria la disposición de un emparrillado en la cara superior, ya que como vimos las tracciones empiezan más abajo y son en este caso muy débiles. El emparrillado superficial puede ser conveniente sólo desde el punto de vista del control de la fisuración por retracción en la cara superior, lo que puede ser necesario si se trata de pozos de gran sección transversal.

13.6 PIEZAS DE ATADO

En general, rige lo establecido en el Capítulo 3 para zapatas aisladas. Sin embargo, dado que este tipo de cimentación se usa a veces en construcciones de pocas plantas y por tanto de cargas reducidas, conduciendo de todas maneras a macizos importantes, el lector deberá establecer con su propio criterio cuándo deben disponerse piezas de atado y cuándo no.

EJEMPLO 13.1

Un pilar de $400 \cdot 400 \text{ mm}$, armado con $4\phi 20$ de B400 y con hormigón de 25 MPa transmite una carga axil con $N_g = 400 \text{ kN}$ y $N_q = 200 \text{ kN}$. Se desea cimentarlo mediante un pozo de hormigón en masa, de resistencia $f_{ck} = 10 \text{ MPa}$, excepto en la zona superior de anclaje, en la que se adoptará $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$. El nivel de cimentación está a cinco metros de profundidad y la presión admisible es de $0,3 \text{ N/mm}^2$. Utilícese pozo cilíndrico sin acampanar. Se supone control reducido.

Solución:

De acuerdo con [13.4], con $e = 150 \text{ mm}$ y siendo $f_{cd} = \frac{10}{1,1 \cdot 1,5} = 6,1 \text{ MPa}$, la resistencia del hormigón, se tiene:

$$N_u = 0,85 \frac{\pi(\phi - 2 \cdot 150)^2}{4} \cdot 6,1$$

$$N_d = 400 \cdot 1,6 + 200 \cdot 1,8 = 1000 \text{ kN}$$

de donde con $N_d \leq N_u$ se obtiene $\phi = 796 \approx 800 \text{ mm}$.

La presión sobre el suelo, siendo ϕ el diámetro necesario, conduce a:

$$\frac{600000}{\pi \frac{\phi^2}{4}} + 25 \cdot 10^{-6} \cdot h \leq 0,3$$

$$\phi \geq 2089 \text{ mm} \approx 2100 \text{ mm}$$

con $h = 5000 \text{ mm}$

Naturalmente si el pozo, no se acampana tiene su diámetro siempre condicionado por la presión admisible.



Figura 13-5

Con $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ y armadura de $\phi 20$ se tiene:

$$\ell_b = 14 \cdot 2^2 = 560 \text{ mm}$$

lo que con patilla normalizada y teniendo en cuenta (2.7) supone realizar la junta de apoyo a una profundidad:

$$h = \frac{2}{3} \cdot 560 + 4,5 \cdot 20 = 463 \text{ mm} \approx 500 \text{ mm}$$

Comprobando la presión localizada en la cara superior, con un valor de carga transmitida por el hormigón del pilar al de la zapata de

$$N_{cd} = 1.000.000 - 4 \cdot 314 \frac{400}{1,15} = 563130 \text{ N}$$

y se debe cumplir:

$$563.130 \leq 400^2 \cdot \frac{20}{1,5} \sqrt{\frac{\pi \cdot 2100^2}{4 \cdot 400^2}} \neq 3,3 \cdot 400^2 \cdot \frac{20}{1,5}$$

$$563130 \leq 9925753 \neq 7040 \cdot 10^3$$

luego la presión localizada es aceptable.

BIBLIOGRAFÍA

- (13.1) TENG, W. C.: "Foundation Design", Prentice Hall, New Jersey, 1962.
- (13.2) JIMÉNEZ SALAS et al.: "Geotecnia y Cimientos", Editorial Rueda, Madrid, 1980.

CAPÍTULO 14

PILOTES, ENCEPADOS Y VIGAS DE CENTRADO

14.1 TIPOS DE PILOTES

Prescindiendo de los antiguos pilotes de madera, hoy de uso muy restringido, las soluciones actuales se basan fundamentalmente en el hormigón. La tabla T-14.1 resume los tipos principales.

TABLA T-14.1
TIPOS DE PILOTES DE HORMIGÓN

TIPO DE PILOTE		MATERIAL	FORMA DE EJECUCIÓN
PILOTES PREFABRICADOS	Pilotes prefabricados de sección cuadrada maciza, cuadrada hueca, exagonal, tubular, etc.	De hormigón armado, con o sin azuches metálicos en punta.	Se producen en fábricas de prefabricados con hormigones de resistencia media o alta. Se colocan por hinca.
		De hormigón pretensado con armaduras activas adherentes con o sin azuches metálicos en punta.	Idem.
		De hormigón pretensado con armaduras postesas (generalmente constituidos por dovelas que se unen por el pretensado, con azuches metálicos o de hormigón en punta.	Idem.

TIPO DE PILOTE		MATERIAL	FORMA DE EJECUCIÓN
PILOTES EJECUTADOS "IN SITU"	Pilotes de desplazamiento.	Pilotes con azuche, ejecutados con hormigón armado.	Se realizan hincando la entubación mediante golpeo en cabeza. Ésta lleva en punta el azuche, metálico o de hormigón armado. Una vez alcanzada la profundidad requerida se coloca la armadura y se vierte el hormigón, retirando gradualmente la entubación.
		Pilotes con tapón de gravas ejecutados con hormigón armado.	Se realizan hincando la entubación por golpeo en su interior sobre el tapón de gravas que se coloca previamente en punta. Una vez alcanzada la profundidad deseada, se coloca la armadura y se vierte el hormigón.
	Pilotes de extracción.	Pilotes con entubación recuperable, ejecutados con hormigón armado.	La entubación se introduce excavando interiormente el terreno con la "cuchara" y, en caso necesario, con ayuda de "trépano". Una vez alcanzada la profundidad requerida, se extrae la "cuchara", se coloca la armadura y se vierte el hormigón.
		Pilotes de extracción con camisa perdida, ejecutados con hormigón armado.	La ejecución es idéntica al caso anterior pero se deja la camisa perdida.
	Pilotes perforados.	Pilotes perforados sin entubación con lodos tixotrópicos, ejecutados con hormigón armado.	La excavación se mantiene por la presión de los lodos tixotrópicos. Una vez alcanzada la profundidad requerida, se coloca la armadura y se introduce la tubería de colocación del hormigón y se coloca éste.

TIPO DE PILOTE		MATERIAL	FORMA DE EJECUCIÓN
PILOTES EJECUTADOS "IN SITU"		Pilotes perforados con barrena continua, sin entubación, ejecutados con hormigón armado colocado por un tubo central de la barrena.	La excavación se realiza con barrena continua. Una vez alcanzada la profundidad requerida se extrae la barrena con las tierras y simultáneamente se bombea hormigón por el tubo central de la barrena.
	Pilotes perforados.		En este último tipo de pilotes la armadura se introduce en el hormigón posteriormente al vertido. En ocasiones la armadura no llega al fondo del pilote.

En todos los casos de pilotes ejecutados "in situ" el hormigón debe tener un descenso, medido en el Cono de Abrams, no inferior a 100 mm y a 150 mm si se emplean lodos tixotrópicos (hormigonado con tubería bajo agua). Se exceptúa el caso de pilotes de desplazamiento con tapón de gravas, en el que la consistencia requerida es de 60 mm. El descenso, en todos los casos, debe ser conseguido respetando la relación agua/cemento especificada por EHE de acuerdo con el caso de exposición correspondiente al terreno considerado. El empleo de superfluidificantes es la solución correcta en casi todos los casos.

Los pilotes son elementos estructurales de hormigón y por tanto la resistencia mínima del hormigón a 28 días no debe ser inferior a 25 MPa.

14.2 GENERALIDADES

El pilote, sea cualquiera su tipo, se emplea cuando el nivel de cimentación está considerablemente por debajo del nivel de la planta más baja de la construcción. Entre el pilar y el pilote propiamente dicho, es necesario disponer (figura 14-1) una pieza, el encepado que por un lado reparte los esfuerzos del pilar a los pilotes del grupo y por otro lado sirve de enlace a las vigas de centrado y/o de atado.

En el caso más general, el pilar en su base transmitirá al encepado los esfuerzos, N , M , H (figura 14-1), como veremos a continuación. El caso del pilar que transmite momentos en dos direcciones se contemplará más adelante.

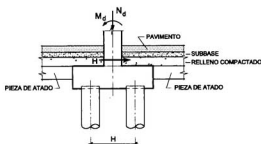


Figura 14-1

Durante mucho tiempo, los pilotes se distribuyeron en grupos numerosos, cuando se trataba de resistir grandes cargas. La figura 14-2 muestra disposiciones típicas.

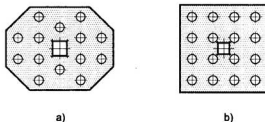


Figura 14-2

Actualmente, la tendencia a pilotes de gran diámetro, basada en razones económicas, ha orientado la elección hacia grupos de pocos pilotes, tales como los indicados en la figura 14-3. La tendencia actual es a encepados prismáticos de canto constante, por la simplificación de ferralla que presentan.

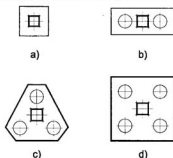


Figura 14-3

En este Capítulo, como en el resto del libro, se trata el tema del cálculo estructural, en este caso del pilote, del encepado y de la viga de atado, de acuerdo, en general, con la Instrucción EHE (14.1) y el EUROCÓDIGO EC-2, Parte 3 (14.2). En algunos aspectos, especialmente cuando existen esfuerzos horizontales apreciables, el cálculo estructural del pilote está muy ligado al problema geotécnico y cae por tanto fuera del alcance de este libro. En esos casos, se ha indicado bibliografía específica sobre el tema. Los principios estructurales que aquí figuran continúan, por supuesto, siendo válidos.

14.3 PILOTE EN COMPRESIÓN CENTRADA

Es el caso más frecuente, bien porque la sollicitación sea de ese tipo, bien porque los esfuerzos M , H en base de pilar puedan considerarse despreciables.

14.3.1. CÁLCULO DEL PILOTE

En cualquier caso, la comprobación del pilote es análoga a la de un pilar en compresión centrada debido a que la coacción del terreno impide en la generalidad de los casos el pandeo y, por tanto, llamando N_d al esfuerzo axial de cálculo del pilote

$$N_d = \frac{(\gamma_g N_g + \gamma_q N_q)}{n} \leq N_u \quad [14.1]$$

siendo:

$$N_u = 0,85 f_{cd} A_c + A_s f_{yd} \quad [14.2]$$

donde:

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón del pilote.

A_c = Área de la sección recta del pilote.

A_s = Área de la sección de la armadura longitudinal.

f_{yd} = Tensión de cálculo de la armadura longitudinal.

A diferencia de muchas otras piezas estructurales, el pilote no es observable ni durante la construcción ni después de ejecutado y en la mayoría de los casos, sus condiciones de hormigonado son medianas, lo que aconseja, para pilotes ejecutados

“in situ” sin camisa permanente, aumentar el valor γ_c para obtener $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$. El EUROCÓDIGO 2, Parte 3 establece $\gamma_c = 1,65$ para estos casos.

EHE, siguiendo al EUROCÓDIGO 2, Parte 3, establece que para pilotes hormigonados “in situ” sin camisa de chapa, el cálculo de la sección A_c se haga con un valor del diámetro $d_{cál}$ igual a 0,95 veces el nominal, d_{nom} , cumpliéndose

$$d_{nom} - 50 \text{ mm} \leq d_{cál} = 0,95 d_{nom} \leq d_{nom} - 20 \text{ mm}$$

De todas formas, debe considerarse que en este tipo de piezas, la sección viene fijada por consideraciones geotécnicas, lo cual no permite muchas veces utilizar

plenamente la resistencia característica mínima de 25 MPa, que se fija también por razones de durabilidad, pues con frecuencia el terreno estará húmedo.

La resistencia f_{ck} del hormigón puede variar desde valores muy altos en los pilotes prefabricados pretensados, a valores moderados en el caso de algunos tipos de pilotes "in situ", pero no inferiores a 25 MPa.

En cuanto al valor f_{yd} de la tensión de cálculo del acero, de acuerdo con EHE, al ser el acortamiento máximo en compresión de 0,002, resulta:

$$f_{yd} \leq 0,002 E_s$$

o sea

$$f_{yd} \leq 0,002 \cdot 2,0 \cdot 10^5 = 400 \text{ N/mm}^2$$

Aunque EHE, para los casos de compresión centrada teórica, considera siempre una excentricidad mínima accidental, entendemos que rige para pilares pero no para pilotes. Sin embargo, en la práctica (figura 14-4), unas ciertas excentricidades de hinca o ejecución "in situ" y de implantación del pilar son inevitables y mayores de lo que generalmente se cree.

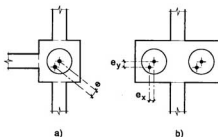


Figura 14-4

En nuestra opinión, esta excentricidad accidental debe tomarse con valor:

$e = 50$ mm en obras bajo control de ejecución intenso.

$e = 100$ mm en obras bajo control normal.

$e = 150$ mm en obras bajo control reducido.

Si el pilar es aislado o se trata de un grupo de dos pilotes, se disponen vigas de centrado y el momento originado por la excentricidad es prácticamente absorbido por las vigas de centrado.

Se recuerda que, conforme a EHE, la cuantía mecánica mínima de la armadura longitudinal del pilote debe ser:

$$A_s f_{yd} \geq 0,1 N_d \quad [14.3]$$

El EUROCÓDIGO EC-2, Parte 3 da una recomendación más ajustada que se recoge en la Tabla T-14.2.

TABLA T-14.2
CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS DE ARMADURA
LONGITUDINAL EN PILOTES EJECUTADOS "IN SITU"

Área de la sección transversal del pilote, A_c (m^2)	Cuantía geométrica mínima, q (%) o área mínima de armadura, A_s (mm^2)
$A_c \leq 0,5$	$q \leq 0,5$
$0,5 < A_c \leq 1$	$A_s = 2500$
$A_c > 1$	$q \geq 0,25$

También la cuantía máxima debe ser limitada y, dada la menor facilidad de hormigonado, creemos aconsejable reducirla respecto a la que con carácter general establece EHE. Un límite razonable es:

$$A_s f_{yd} \leq 0,6 f_{cd} A_c$$

La armadura longitudinal no será de diámetro inferior a 12 mm y el número de barras para pilotes ejecutados "in situ" debe ser 6 (5 excepcionalmente para pilotes de pequeño diámetro). La separación entre armaduras longitudinales no debe ser superior a 200 mm. Los estribos o la espiral deben ser de diámetro no inferior a $\frac{1}{4}$ del de la armadura longitudinal y su separación o paso no superior a 15 veces el diámetro de dicha armadura.

Los ábacos GT-31 y GT-32 permiten el dimensionamiento en flexión compuesta¹. Debe tenerse en cuenta que en pilotes ejecutados "in situ" el recubrimiento no debe ser inferior a 70 mm y para ello deben disponerse separadores adecuados sujetos a la armadura transversal.

14.3.2 CÁLCULO DEL ENCEPADO

El encepado es, en muchos casos, una estructura tridimensional, de funcionamiento complejo y no bien conocido. Los criterios que siguen desarrollan las especificaciones de EHE.

En cualquier caso, el canto mínimo en el borde de un encepado no será inferior a 400 mm, ni al diámetro de los pilotes. La distancia entre cualquier punto del perímetro de un pilote y el borde del encepado no será inferior al radio del pilote ni a 250 mm. La separación mínima entre ejes de pilotes debe ser dos veces su diámetro, mejor tres veces, salvo que trabajen por punta.

¹ Los ábacos GT-31 y GT-32 han sido reproducidos de la obra Hormigón Armado de P. Jiménez Montoya, A. García Meseguer y F. Morán Cabré, con la amable autorización de sus autores.

El pilote, una vez descabezado, debe entrar en el encepado no menos de 100 mm ni más de 150 mm¹.

14.3.2.1 ENCEPADOS RÍGIDOS DE DOS PILOTES

a) Armadura de tracción

El cálculo es inmediato mediante el método de bielas y tirantes (figura 14-5) siempre que el encepado sea rígido, es decir $a_2 \leq h$.

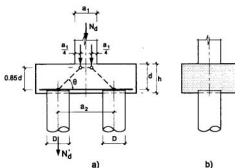


Figura 14-5

De la figura se deduce inmediatamente la tracción de cálculo en el tirante.

$$T_d = \frac{\frac{N'_d}{2} \left[a_2 - \frac{a_1}{2} \right]}{0,85d}$$

con lo que

$$A_s = \frac{\frac{N'_d}{2} \left[a_2 - \frac{a_1}{2} \right]}{0,85 f_{yd} \cdot d} \quad [14.4]$$

con $f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$

(N'_d es el esfuerzo axial de cálculo del pilote más cargado. Para el caso de dos pilotes, si no existe momento $N'_d = \frac{N_d}{2}$ y si existe un momento M_d puede

estimarse como $N'_d = \frac{N_d}{2} + \frac{M_d}{H}$. Esto es fácilmente generalizable a otras configuraciones).

¹ El cálculo de encepados está muy poco normalizado en todos los países y, en general, en su proyecto hay siempre grandes dosis de criterios personales y experiencias prácticas. RICE y HOFFMAN, en la referencia (14.3) les llaman "los huérfanos" de las Normas.

Esta armadura debe cumplir las condiciones de cuantía mínima establecidas por EHE para piezas en flexión por razones de rotura agria.

b) Anclaje

El anclaje de esta armadura es un aspecto crítico en este tipo de piezas y puede realizarse de dos maneras diferentes:

b-1) **Por adherencia.** El anclaje está muy beneficiado por la reacción de compresión del pilar (figura 14-6).

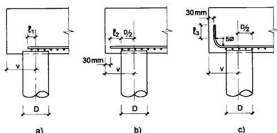


Figura 14-6

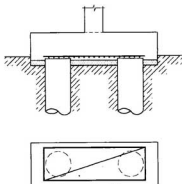


Figura 14-7

En el caso a), el anclaje se produce con $l_1 \leq \frac{D}{2}$, es decir sobre la zona de reacción del pilote.

Esta solución, de acuerdo con lo visto en 3.4.c) vale si se cumple la condición:

$$\text{CASO a)} \quad l_1 = l_{b,net} = \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} \leq \frac{D}{2} \quad [14.5]$$

(Los valores de α_3 , α_4 y α_5 se indicaron en 3.4.c)).

CASO b)

El caso b) corresponde a la condición $v - \frac{D}{2} - 30 \geq \ell_{b,ner} > \frac{D}{2}$

$$\frac{\frac{D}{2}}{\alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \ell_b \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}}} < 1$$

y por tanto es necesario disponer una longitud adicional ℓ_2 tal que

$$\frac{\frac{D}{2}}{\alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}}} + \frac{\ell_2}{\alpha_3 \alpha_4 \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}}} = \ell_b$$

($\alpha_5 = 1$ en el tramo de longitud ℓ_2)

de donde

$$\ell_2 = \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \ell_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} - \frac{D/2}{\alpha_5} \quad [14.6]$$

CASO c)

Si $\ell_2 > v - \frac{D}{2} - 30$ es necesario acudir a la solución c) de la figura 14-6

y, en este caso, puede adoptarse simplificadaamente

$$\frac{\ell_3}{\frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}}} + \frac{v - \frac{D}{2}}{0,7 \alpha_3 \alpha_4 \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}}} + \frac{\frac{D}{2}}{\alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}}} = \ell_b$$

de donde

$$\ell_3 = \ell_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} - \frac{v - \frac{D}{2}}{0,7 \alpha_3 \alpha_4} - \frac{\frac{D}{2}}{\alpha_3 \alpha_4 \alpha_5} \quad [14.7]$$

Una expresión conservadora pero simple de las tres longitudes de anclaje correspondientes a los casos a), b) y c) puede obtenerse suponiendo

$$\frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} = 1, \alpha_3 = 0,7, \alpha_4 = 1, \alpha_5 = 0,7, \text{ con lo que se obtiene}$$

$$\text{CASO a) } \ell_1 = 0,5 \ell_b \quad \left(\text{Si } 0,5 \ell_b \leq \frac{D}{2} \right)$$

$$\text{CASO b) } \ell_2 = 0,7 (\ell_b - D) \quad \left(\text{Si } 0,5 \ell_b > \frac{D}{2} \text{ pero } \ell_2 \leq v - \frac{D}{2} - 30 \right) [14.8]$$

$$\text{CASO c) } \ell_3 = \ell_b - 2v \quad \left(\text{Si } \ell_2 > v - \frac{D}{2} - 30 \right)$$

b-2) **Anclaje por barras transversales soldadas.** De acuerdo con la exposición detallada que figura en el ANEJO N° 1, basta contar con la tensión de compresión del pilote para que el anclaje se consiga con uno o como máximo con dos cruces soldadas (figura 14-7).

Este tipo de anclaje es el más económico y práctico para el caso de encepados.

c) **Comprobación de las bielas comprimidas.**

Esta comprobación no es necesaria si se verifica la compresión local del pilar sobre el encepado.

d) **Esfuerzo cortante.**

Dado el funcionamiento como pieza rígida, no es necesario el cálculo a esfuerzo cortante.

e) **Fisuración.**

La armadura a tracción debe ser comprobada a este estado límite de servicio.

$$\text{De } \gamma_g N_g + \gamma_q N_q = \gamma_f (N_g + N_q)$$

puede calcularse

$$\gamma_f = \frac{\gamma_g N_g + \gamma_q N_q}{N_g + N_q} \quad [14.9]$$

y calcular el valor característico de N

$$N = \frac{N_d}{\gamma_f} \quad [14.10]$$

y aproximadamente

$$\sigma_s = \frac{N}{2} \left(a_2 - \frac{a_1}{2} \right) \quad [14.11]$$

$$0,85 d A_s$$

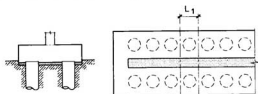
y con ello las tablas GT-5 y GT-6 permiten la comprobación directa.

14.3.2.2 ENCEPADOS FLEXIBLES DE DOS PILOTES

Su tratamiento corresponde al caso en que $a_2 > 3 h$. El cálculo tanto a flexión como a corte y eventualmente a punzonamiento son idénticos a los correspondientes a piezas lineales y eventualmente a las zapatas flexibles, salvo en lo referente al anclaje que se realiza de acuerdo con lo expuesto en 14.3.2.1.b).

14.3.2.3 ENCEPADOS CORRIDOS SOBRE DOS FILAS PARALELAS DE PILOTES QUE SOSTIENEN UN MURO CORRIDO

Corresponde al caso reflejado en la figura 14-8.



PLANTA

Figura 14-8

El caso se reduce al anterior considerando el largo ℓ_1 correspondiente en planta a una pareja de pilotes. La armadura debe concentrarse sobre cada pareja de pilotes.

14.3.2.4 ENCEPADOS DE TRES PILOTES

El esquema se indica en la figura 14-9. La condición $\ell \leq 2,6 h$ asegura la rigidez del encepado, como veremos más adelante. De acuerdo con la figura, suponiendo que la biela pasa por A situada a $0,85 d$ de la armadura, se tiene:

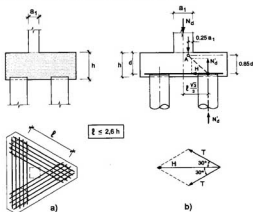


Figura 14-9

- a) **Cálculo de la armadura.** (En lo que sigue N'_d es el esfuerzo axial del pilote más cargado).

$$\frac{0,85 d}{\frac{\ell \sqrt{3}}{3} - 0,25 a_1} = \frac{N'_d}{H_d}$$

de donde

$$H_d = \frac{N'_d}{0,85 d} \left(\frac{\ell \sqrt{3}}{3} - 0,25 a_1 \right) \quad [14.12]$$

y, por tanto, con $T = \frac{H}{2 \cos 30^\circ} = 0,58 H$ y operando

$$T_d = 0,68 \frac{N'_d}{d} (0,58 \ell - 0,25 a_1) \quad [14.13]$$

La sección

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} \quad [14.14]$$

se dispone en cada una de las tres bandas indicadas en la figura, ancladas tal como se indicó en 14.3.2.1.b).

La fórmula [14.12] es la adoptada por el CEB en sus Recomendaciones de 1970 (14.4). Conduce a resultados muy parecidos a la aplicación directa del método de las bielas de LEBELLE. Una comparación, con resultados de ensayos, puede verse en la referencia (14.5) de ROBINSON. En esta publicación, se da una recomendación importante en el sentido de impedir secciones de armadura A_s tan elevadas que se corra el riesgo de agotamiento por compresión de las bielas comprimidas de hormigón. ROBINSON, basándose en los ensayos disponibles, sobre todo en los de BLEVOT y FREMY (14.6) recomienda respetar la limitación

$$\frac{A_s}{\ell \cdot d} \leq 0,6\% \quad [14.15]$$

en acero B400.

Recuérdese que nunca debe considerarse $d > 1,5 v$ en el cálculo.

La condición del encepado rígido viene asegurada por la condición $v \leq 1,5 h$, lo que equivale a

$$\frac{\ell \sqrt{3}}{3} \leq 1,5 h \rightarrow \ell \leq 2,6 h \quad [14.16]$$

14.3.2.5 ENCEPADOS DE CUATRO PILOTES. (EN LO QUE SIGUE N'_d ES EL ESFUERZO AXIL DEL PILOTE MÁS CARGADO)

El esquema se indica en la figura 14-10 y se refiere al caso habitual de encepado cuadrado. De acuerdo con las condiciones de rigidez, debe ser $\ell \leq 3h$. (Si no es rígido, el cálculo se hace según 14.3.2.6).

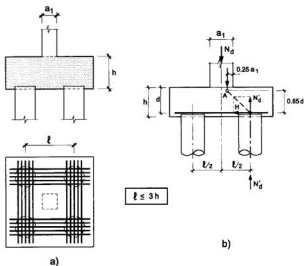


Figura 14-10

Conforme a la figura 14-10, se tiene:

$$\frac{N'_d}{H_d} = \frac{0,85 d}{\frac{\ell}{2} - 0,25 a_1}$$

$$H_d = \frac{N'_d \left(\frac{\ell}{2} - 0,25 a_1 \right)}{0,85 d} \quad [14.17]$$

y como $T_d = H_d$, el área A_s de cada una de las cuatro bandas de armaduras es por tanto

$$A_s = \frac{H_d}{f_{yd}} \quad [14.18]$$

La armadura debe anclarse de acuerdo con 14.3.2.1.b).

14.3.2.6 ENCEPADOS PARA DISTRIBUCIONES RECTANGULARES DE NUMEROSOS PILOTES

El esquema se indica en la figura 14-11.

Para que el método que se indica a continuación sea válido, las separaciones ℓ_1 y ℓ_2 entre ejes de pilotes han de ser inferiores a $4 D$.

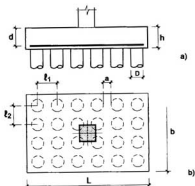


Figura 14-11

Por lo demás, el cálculo no plantea ningún problema nuevo y debe ser realizado conforme a lo expuesto en el Capítulo 3 para zapatas flexibles, realizando el cálculo en ambas direcciones.

14.3.2.7 OBSERVACIONES ADICIONALES SOBRE LA COMPROBACIÓN A PUNZONAMIENTO EN PILOTES

Según cada caso concreto, debe prestarse atención a la definición de la superficie crítica real de punzonamiento. En la figura 14-12 se indican tres casos en los que la superficie crítica no es la que habitualmente se considera como tal, por existir perímetros de punzonamiento más cortos, bien por la proximidad de los pilotes al borde o de los pilotes entre sí.

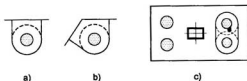


Figura 14-12

14.3.2.8 RESOLUCIÓN DEL ARMADO DE ENCEPADOS CON PANELES INDUSTRIALIZADOS DE ARMADURA ELECTROSOLDADA

Proporcionan una solución económica debido a la rapidez de montaje y al ahorro de longitud de anclaje.

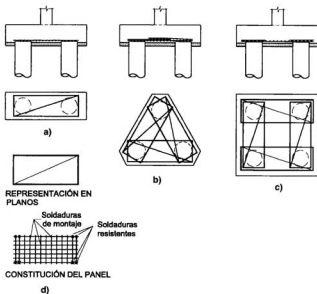


Figura 14-13

La figura 14-13 indica las soluciones más frecuentes. De acuerdo con el ANEJO N° 1, para un panel con ancho el de los pilotes, la disposición se indica en la figura 14-13a), así como su símbolo representativo. En sentido estricto, basta con que las dos últimas barras de cada extremo del panel se suelden con soldadura resistente de acuerdo con el ANEJO N° 1. El resto de las uniones soldadas pueden ser de montaje.

14.3.2.9 ARMADURAS COMPLEMENTARIAS EN LOS ENCEPADOS

Debido por un lado a la complejidad estructural que presentan los encepados y por otro a los esfuerzos imprevistos que se producen en la práctica por las excentricidades de las posiciones reales respecto a las teóricas de los ejes de pilares y pilotes, EHE establece los siguientes requisitos mínimos:

- En encepados de más de dos pilotes, dado que la banda de armadura correspondiente se sitúa de pilote a pilote, con ancho igual al diámetro de éstos, quedan zonas de la cara inferior del encepado sin armar. En ellas se debe

disponer armadura en retícula cuya capacidad mecánica en cada sentido no sea inferior a $\frac{1}{4}$ de la capacidad mecánica de las bandas (esto a nuestro juicio debe interpretarse como una recomendación y no como una exigencia. Véase por ejemplo las soluciones de la figura 14-13 sin esa armadura).

- En el caso particular de los encepados de dos pilotes, debido a la posibilidad de torsiones debidas a las excentricidades accidentales, deben además disponerse las armaduras siguientes:

- a) Una longitud de lado a lado de la cara superior, de capacidad no inferior a $\frac{1}{10}$ de la tracción calculada para la cara inferior.
- b) Una armadura superficial lateral, en la que las barras verticales se dispondrán en forma de estribos de las armaduras longitudinales superior a inferior. La horizontal se dispondrá en forma de estribos atando los estribos verticales antedichos.

La cuantía de estas armaduras, referida al área de la sección de hormigón perpendicular a su dirección será como mínimo del 4‰ en acero B400 ó superiores.

Si el ancho supera a la mitad del canto, la sección para este cálculo se toma como de ancho $\frac{h}{2}$.

- Para encepados de más de dos pilotes no es posible dar un criterio concreto, por lo que el lector deberá ejercer su propio juicio. De todas formas, en encepados de grandes dimensiones y/o sometidos a grandes cargas, un emparrillado superficial es siempre recomendable.

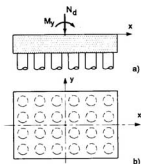


Figura 14-14

(Véase también 14.7).

14.4 CASO EN QUE EXISTEN MOMENTOS EN LA BASE DEL PILAR

La existencia de momentos en la base del pilar modifica las cargas sobre los pilotes (figura 14-14). Llamando N_d , M_x , M_y al esfuerzo axil y a los momentos de cálculo actuantes sobre el encepado, la distribución de los esfuerzos en los pilotes se basa en las hipótesis siguientes:

- a) Se supone que el encepado es infinitamente rígido.
- b) Se suponen los pilotes articulados en su unión al encepado, por lo que no se consideran momentos transmitidos a los pilotes.
- c) Las deformaciones de los pilotes son elásticas y siguen una ley plana.
- d) Los pilotes son de la misma sección y longitud.

De acuerdo con ello, resulta aplicable la fórmula de Navier generalizada

$$P_{id} = \frac{N_d}{n} + \frac{M_x x_i}{\sum (x_i^2)} + \frac{M_y y_i}{\sum (y_i^2)} \quad [14.19]$$

donde

P_{id} = Esfuerzo axil de cálculo actuante sobre el pilote cuyo centro en planta tiene coordenadas x_i , y_i .

N_d = Esfuerzo axil de cálculo del pilar. (Si el encepado no se hormigona sobre el terreno, incluye el peso de éste).

M_x = Momento flector en pie del pilar, con eje OX . Se considera positivo cuando produce compresiones en los pilotes con $y_i > 0$.

M_y = Momento flector en pie del pilar, con eje OY . Se considera positivo cuando produce compresiones en los pilotes con $x_i > 0$.

x_i , y_i = Coordenadas del centro de la sección en planta de cada pilote.

14.5 CASO EN QUE EXISTE FUERZA HORIZONTAL EN LA BASE

Su existencia modifica el cálculo del encepado y naturalmente solicita a flexión a los pilotes. La evaluación del momento flector está basada en consideraciones de deformación y resistencia laterales del terreno y cae fuera del alcance de este libro. Una exposición simplificada puede encontrarse en la mayoría de los libros de geotecnia, por ejemplo en (14.8). Una exposición más rigurosa y completa figura en la referencia (14.9)¹.

14.6 COMPRESIÓN LOCALIZADA SOBRE LA CARA SUPERIOR DEL ENCEPADO

La comprobación es idéntica a la realizada para zapatas aisladas en el Capítulo 3. Como en encepados usualmente $v > 0,5 h$, la comprobación no será necesaria, salvo que la resistencia del hormigón del pilar exceda en más del 60% a la del hormigón del encepado.

¹ La referencia (14.7) aconseja no tener en cuenta H si se cumple que $H_d \leq 0,03 N_d$, lo cual es muy frecuente en edificación

14.7 UNIÓN DEL PILAR AL ENCEPADO. SOLAPE Y ANCLAJE DE ARMADURAS

El caso es análogo a los que hemos venido viendo anteriormente. La disposición de la armadura de espera es también análoga y, si la longitud de anclaje de las barras del pilar no puede, en el caso de la armadura de espera, conseguirse por prolongación recta, deberán disponerse varias barras de espera por cada barra de pilar, tal como vimos en 3.7.

El tratamiento de la junta entre encepado y pilar debe hacerse también de acuerdo con lo dicho en 3.7.

14.8 UNIÓN DEL ENCEPADO A LOS PILOTES

Esta unión puede variar ligeramente según el tipo de pilote y el proceso previsto de ejecución (figura 14.15).

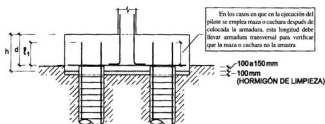


Figura 14-15

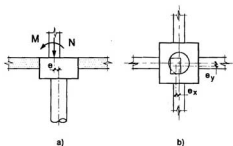


Figura 14-16

Habitualmente, los pilotes entran en el encepado una longitud no menor de 100 mm y esto debe ser tenido muy en cuenta al proyectar el encepado, sobre todo a flexión, pues en ellos d es una fracción de h bastante inferior a la habitual de $0,9$ que se toma para el cálculo de otros tipos de piezas.

Como el descabezado del pilote se suele hacer con martillo neumático, ello microfisura el hormigón del pilote en una profundidad que puede alcanzar fácilmente los 50 mm. Por ello es importante una penetración mínima en el encepado de 100 mm.

La longitud de anclaje ℓ_j de la armadura del pilote, debe poder desarrollarse por prolongación recta, salvo que esa armadura esté siempre en tracción, en cuyo caso podría añadirse patilla y eventualmente prolongaciones horizontales.

14.9 VIGAS CENTRADORAS

Las excentricidades accidentales de que hemos hablado anteriormente, hacen necesarias las vigas centradoras en los casos de encepados de uno o dos pilotes.

En el caso de encepados de un solo pilote, son necesarias vigas centradoras en las dos direcciones. Llamando e a la excentricidad en la dirección de la viga centradora considerada y siendo N el esfuerzo axial del pilar y M el momento en su pie en la dirección considerada (figura 14-15), el valor del momento a transmitir es

$$M_{1d} = \pm \left[\gamma_g (M_g + N_g \cdot e) + \gamma_q (M_q + N_q \cdot e) \right] \quad [14.20]$$

y dado que la viga se arma uniformemente, basta asignar la mitad del momento a cada viga, si son de rigideces iguales o repartirlo en proporción de las rigideces si son diferentes. Si hay viga a un solo lado, el momento se le asigna a ella.

La viga centradora en el otro sentido se calcula de forma análoga, considerando su excentricidad correspondiente. Es obvio que lo anterior no considera la posibilidad de superposición de defectos de centrado en pilares consecutivos en la misma dirección, pero la probabilidad de que eso ocurra queda, en nuestra opinión, compensada por las posibilidades de plastificación de las vigas. En cambio, creemos que la viga centradora no debe dimensionarse nunca para un momento inferior a

$$M_{2d} = \pm \frac{1}{12} \cdot 10 \ell^2 \text{ mkN} \quad [14.21]$$

(ℓ en m)

que equivale a aceptar una carga ascendente o descendente de 10 kN/m, que cubra posibles efectos imprevistos (ℓ es la luz entre ejes de encepados)^{1,2}.

El cortante de cálculo será, de acuerdo con [14.20] y [14.21]

$$V_{1d} = \frac{M_{1d}}{\ell} \quad [14.22]$$

¹ La armadura longitudinal total de la viga no debe ser inferior a la de la pieza de atado que corresponda de acuerdo con lo visto en el Capítulo 3.

² La carga de 10 kN/m es una regla práctica que cubre las situaciones normales. Si se prevé maquinaria pesada de compactación, posibles asentamientos de pilotes, expansividad del terreno, etc., la situación debe ser analizada en detalle. (Véase el Capítulo 3).

$$V_{2d} = \frac{\ell}{2} \quad [14.23]$$

(M_{1d} en mkN y ℓ en m. V en kN).

tomándose el que resulte mayor. Las vigas centradoras se arman con armadura simétrica $A_s = A'_s$ y por tanto

$$A_s = A'_s = \frac{M_d}{d' f_{yd}} \quad [14.24]$$

siendo d' el canto entre armaduras y M_d el momento mayor de M_{1d} y M_{2d} .

El esfuerzo cortante se considera constante en toda la luz. El ancho b de la viga no será inferior a $\frac{\ell}{20}$ ni el canto h a $\frac{\ell}{12}$ (14.8).

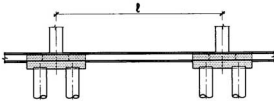


Figura 14-17

Las armaduras principales se solapan en los encepados de acuerdo con las reglas generales de EHE.

En el caso de encepados de tres o más pilotes, aunque las vigas centradoras no son necesarias, sí deben disponerse piezas de atado de acuerdo con lo que se indica en el Capítulo 3, con las consideraciones que allí se hacen, si lo exige la sismicidad de la zona en que va a construirse la cimentación.

EJEMPLO 14.1

Dos pilotes de $\phi = 550 \text{ mm}$ armados con 6 $\phi 12$ de acero B400 transmiten la carga de un pilar de $500 \cdot 500 \text{ mm}$, armado con 8 $\phi 16$ y sometido a un esfuerzo axial de cálculo de 2240 kN . Calcular su encepado, con $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ y acero B400, sabiendo que la separación entre los ejes de pilotes es de $1,65 \text{ m}$ ($\gamma_c = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$).

Solución:

De acuerdo con las dimensiones mínimas, los vuelos deben ser iguales al radio del pilote = 275 mm , con lo que las dimensiones en planta son de $1100 \cdot 2750 \text{ mm}$. (figura 14-18).

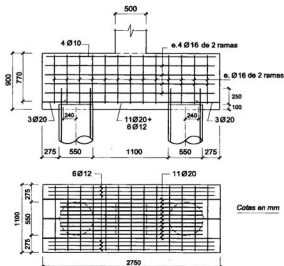


Figura 14-18

Como se trata de un encepado rígido, de acuerdo con [14.4]

$$A_s = \frac{\frac{1}{2} \cdot \frac{2240}{2} \cdot \left[1,65 - \frac{0,5}{2} \right] \cdot 10^6}{0,85 \cdot 770 \cdot \frac{400}{1,15}} = 3444 \text{ mm}^2$$

Disponemos 11 ϕ 20.

$$\text{Armadura superior } A_s = \frac{1}{10} 3444 = 344 \text{ mm}^2 \approx 4 \phi 10.$$

Armadura de estribos verticales:

$$A_s = \frac{4}{1000} \cdot \frac{900}{2} \cdot 2750 = 4950 \text{ mm}^2$$

(Como $b = 1,10 > \frac{h}{2} = 0,45$).

Se disponen 13 estribos de 2 ramas de ϕ 16.

Armadura de estribos horizontales:

$$A_s = \frac{4}{1000} \cdot \frac{900}{2} \cdot 900 = 1620 \text{ mm}^2$$

Se disponen 4 estribos de 2 ramas de ϕ 16.

Condiciones de anclaje

De acuerdo con [14.5], con $\ell_b = 480 \cdot \frac{3444}{3456} \approx 480 \text{ mm}$ y $\ell_j \geq 0,5$, $\ell_b = 240 \text{ mm}$,

lo que permite mantener hasta los extremos ϕ 20 y cortar el resto a 240 mm del eje del pilote. (No se cortan más, para mantener un armado superficial suficiente de la cara inferior).

Otra alternativa, de acuerdo con el ANEJO N° 1, es utilizar como armadura de tracción un panel con las dos últimas barras soldadas.

BIBLIOGRAFÍA

- (14.1) EHE "Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón Estructural". Ministerio de Fomento. Madrid, 1998.
- (14.2) EUROCODE EC-2. Part 3 "Concrete Foundations". 1998.
- (14.3) RICE, F.F. y HOFFMAN, E.S.: "Structural Design Guide to the ACI Building Code", Second Edition. Van Nostrand, Nueva York, 1979.
- (14.4) RECOMENDACIONES CEB-FIP 1970. (Praga 1970).
- (14.5) ROBINSON, J.R.: "Elements Constructifs Spéciaux du Béton Armé". EYROLLES, París, 1975.
- (14.6) BLEVOT, J. y FREMY, R.: "Semelles sur Pieux". Annales de l'I.T.B.T.P., Febrero 1967.
- (14.7) NORMA TECNOLÓGICA CPE-ENCEPADOS. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, Madrid.
- (14.8) DUNHAM, C.W.: "Foundation of Structures". McGraw-Hill, Nueva York, 1962.
- (14.9) JIMÉNEZ SALAS, J.A.: "Geotecnia y Cimientos. Editorial Rueda, Madrid, 1980.
- (14.10) JIMÉNEZ MONTOYA, P.; GARCÍA MESEGUER, A. y MORÁN CABRÉ, F.: "Hormigón Armado", 11ª Edición, Barcelona, 1982.

CAPÍTULO 15

CIMENTACIONES ANULARES DE CONSTRUCCIONES CON SIMETRÍA DE REVOLUCIÓN

CHIMENEAS, DEPÓSITOS DE AGUA, TORRES, SILOS

15.1 INTRODUCCIÓN

El desarrollo de distintos tipos de construcciones que presentan simetría de revolución se incrementa continuamente, por motivos diversos. Los depósitos de aguas, las torres para telecomunicaciones, las chimeneas industriales, etc., van creciendo en número e importancia.

Tales construcciones requieren usualmente, cuando las dimensiones son importantes, cimientos anulares.

Para cargas exclusivamente verticales el cimiento anular corresponde a casos de carga resueltos en teoría de placas. Véase (15.1) y (15.2). Sin embargo, la esbeltez que frecuentemente se presenta hoy en este tipo de construcciones, hace que las acciones horizontales, especialmente las de viento y sismo, sean muy importantes, lo que conduce a casos de carga complejos dentro de la teoría de las placas.

El método que a continuación se desarrolla es debido a W. A. JALIL (15.3), aunque en la exposición que sigue se han introducido numerosas variantes de presentación.

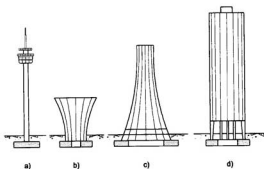


Figura 15-1

15.2 MÉTODO DE JALIL

Se parte del caso general de cemento anular, tal como se indica en las figuras 15-2 a) y b). Se supone que el radio r_0 de la superficie media de apoyo de la construcción en el anillo coincide con la circunferencia lugar geométrico de los centros de gravedad de los sectores anulares correspondientes a un ángulo $d\varphi$ (figura 15-2) y esto conduce a que la sección recta del anillo no experimente rotaciones debidas a la reacción del suelo correspondiente a cargas verticales, ni a las acciones verticales de la estructura sobre el cemento.

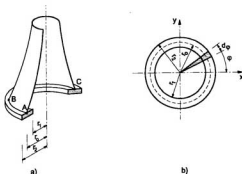


Figura 15-2

La condición anterior conduce al cálculo de r_0

$$r_0 = \frac{\int_{r_1}^{r_2} 2\pi\rho \cdot \rho \, d\rho}{\int_{r_1}^{r_2} 2\pi\rho \, d\rho} = \frac{2}{3} \cdot \frac{r_2^3 - r_1^3}{r_2^2 - r_1^2} \quad [15.1]$$

Para los cálculos que siguen necesitaremos las expresiones clásicas del área del anillo y del momento de inercia de dicha área respecto a su eje diametral

$$A = \pi(r_2^2 - r_1^2) \quad [15.2]$$

$$I_s = \frac{\pi}{4} (r_2^4 - r_1^4) \quad [15.3]$$

La Tabla GT-33 proporciona directamente los valores de r_0 , A e I_s .

Dada la elevada rigidez vertical que el fuste de estas obras presenta, podemos aceptar que la línea de contacto entre el frente y el anillo (ABC en la figura 15-2 a)), permanece plana, aunque en efecto, su plano gire al hacerlo la estructura y el cimiento bajo las acciones horizontales. Por supuesto, el método es sólo aplicable a apoyo continuo de la estructura en el cimiento o a casos asimilables.

Dada la flexibilidad relativa de la pared del fuste en comparación con el cimiento, puede aceptarse que, en los casos habituales, el momento transmitido por el cimiento a la pared del fuste, provocado por el giro θ de la sección recta del anillo, sea despreciable.

Distinguiremos a continuación dos casos generales, según que el cimiento apoye directamente sobre el suelo o lo haga sobre pilotes.

15.2.1 CIMIENTO APOYADO SOBRE EL SUELO

Si la estructura tuviera simetría de forma y carga, es decir, si no estuviera sometida a acciones horizontales, la reacción del suelo sería uniforme (figura 15-3) y el anillo estaría sometido sólo a flexiones radiales.

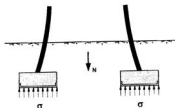


Figura 15-3

Bajo acciones horizontales, además de las verticales, podemos considerar tres casos (figura 15-4):

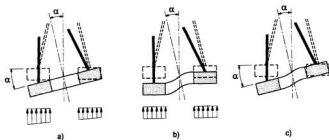


Figura 15-4

- Si el cimiento puede considerarse como infinitamente rígido, gira conjunta y solidariamente con la estructura un ángulo α , con reacción del suelo linealmente variable y flexión del cimiento exclusivamente radial (figura 15-4 a)).
- Si el cimiento puede considerarse como infinitamente flexible, la estructura gira un ángulo α como cuerpo rígido pero la zapata se torsiona para conservar la horizontalidad correspondiente a una reacción uniforme del suelo (figura 15-4 b)).
- En la práctica, se está en un caso intermedio, en que la rigidez, aun siendo elevada, es finita, y además de la flexión radial aparecen esfuerzos de flexión longitudinal, tangenciales y de torsión (figura 15-4 c)). Un elemento diferencial de anillo está sometido a los esfuerzos indicados en la figura 15-5.

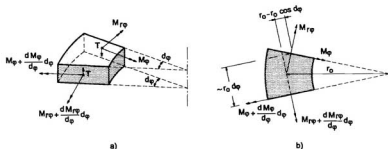


Figura 15-5

15.2.1.1 RELACIONES DE EQUILIBRIO

Considerando el equilibrio del elemento diferencial indicado en la figura 15-5, se tiene:

- Equilibrio de momentos flectores

$$M_{\varphi} + \frac{dM_{\varphi}}{d\varphi} d\varphi - M_{\varphi} \cdot \cos d\varphi - M_{r\varphi} \cdot \sin d\varphi - T \cdot r_o d\varphi = \sum M_{f,ext} \cdot d\varphi$$

donde $\sum M_{f,ext} \cdot d\varphi$ es la suma de momentos flectores exteriores actuantes en el elemento diferencial de ángulo, $d\varphi$.

Con $d\varphi \rightarrow 0$, $\sin d\varphi \rightarrow d\varphi$, $\cos d\varphi \rightarrow 1$ y por tanto

$$\frac{dM_{\varphi}}{d\varphi} - M_{r\varphi} - T \cdot r_o = \sum M_{f,ext} \quad [15.4]$$

- Equilibrio de momentos torsores

$$M_{r\varphi} + \frac{dM_{r\varphi}}{d\varphi} d\varphi - M_{r\varphi} \cos d\varphi + M_{\varphi} \operatorname{sen} d\varphi - T(r_o - r_o \cos d\varphi) = \Sigma M_{T,ext} \cdot d\varphi$$

donde $\Sigma M_{T,ext} \cdot d\varphi$ es la suma de momentos torsores exteriores actuantes en el elemento diferencial de ángulo, $d\varphi$.

Con $d\varphi \rightarrow 0$ $\operatorname{sen} d\varphi \rightarrow d\varphi$, $\cos d\varphi \rightarrow 1$ y por tanto

$$\frac{dM_{r\varphi}}{d\varphi} + M_{\varphi} = \Sigma M_{T,ext} \quad [15.5]$$

El valor de $\Sigma M_{T,ext}$ es nulo por tratarse de un momento debido a funciones linealmente variables, que en el elemento $d\varphi$ tienen como resultante un infinitésimo de primer orden y su brazo es $\approx \frac{r_o d\varphi}{2}$, luego $\Sigma M_{T,ext} \cdot d\varphi$ es un infinitésimo de segundo orden, con lo que [15.4] queda

$$\frac{dM_{\varphi}}{d\varphi} - M_{r\varphi} - Tr_o = 0 \quad [15.6]$$

El valor de $\Sigma M_{T,ext}$ es debido, por un lado, a la acción de la estructura sobre el cimiento y por otro a la reacción del suelo. El primer valor es nulo, pues dicha acción coincide con la circunferencia de radio r_o según [15.1].

En cambio, la reacción del suelo sí que produce momento torsor, cuyo valor puede calcularse de acuerdo con lo que sigue.

La reacción del suelo (figura 15-6 a)) puede suponerse descompuesta en un diagrama de reacción constante σ_1 igual a la actuante a la distancia r_o y otro triangular de valor variable σ_2 (figura 15-6 b)).

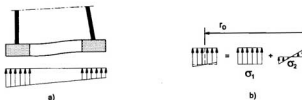


Figura 15-6

Si suponemos que bajo la acción de las fuerzas verticales y horizontales la estructura gira un ángulo α (Figura 15-7 a)), se tiene:

$$AB = r_0 \alpha$$

$$\frac{A'B'}{AB} = \frac{r_0 \sin \varphi}{r_0} \rightarrow A'B' = r_0 \alpha \sin \varphi$$

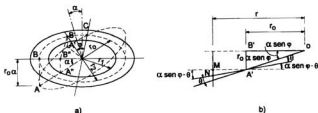


Figura 15-7

Si llamamos K_c al módulo de balasto del suelo¹ la tensión σ_1 será:

$$\sigma_1 = K_c r_0 \alpha \sin \varphi \quad [15.7]$$

Siendo θ el ángulo de rotación al cimientto en un punto B' , correspondiente a un ángulo φ a partir del plano de los ejes inicial y final de la estructura, se tiene:

$$\frac{MN}{r - r_0} = \alpha \sin \varphi - \theta$$

$$MN = (r - r_0) (\alpha \sin \varphi - \theta)$$

$$\sigma_2 = K_c (r - r_0) (\alpha \sin \varphi - \theta) \quad [15.8]$$

Esta distribución triangular produce un momento torsor:

$$dM_T = d\varphi \int_{r_1}^{r_2} r dr \sigma_2 (r - r_0) = d\varphi \int_{r_1}^{r_2} K_c (r - r_0)^2 (\alpha \sin \varphi - \theta) r dr$$

$$dM_T = d\varphi K_c (\alpha \sin \varphi - \theta) \int_{r_1}^{r_2} (r - r_0)^2 r dr$$

$$dM_T = d\varphi K_c (\alpha \sin \varphi - \theta) \left[\frac{(r_2^4 - r_1^4)}{4} - \frac{2}{3} (r_2^3 - r_1^3) r_0 + \frac{r_0^2}{2} (r_2^2 - r_1^2) \right]$$

¹ Se entiende el valor de K_c correspondiente al ancho $r_2 - r_1$ de cimentto. Véase 7-4 a).

que puede ponerse en la forma (ver [15.1], [15.2], [15.3]).

$$\Sigma M_{T,ext} = \frac{dM_T}{d\varphi} = \frac{K_c(\alpha \sin \varphi - \theta)}{\pi} \left[I_s - \frac{r_o^2 A}{2} \right] \quad [15.9]$$

Sustituyendo [15.9] en [15.5]

$$\frac{dM_{r\varphi}}{d\varphi} = -M_\varphi + \frac{K_c(\alpha \sin \varphi - \theta)}{\pi} \left[I_s - \frac{r_o^2 A}{2} \right]$$

y llamando $C = \frac{K_c}{\pi} \left[I_s - \frac{r_o^2 A}{2} \right]$

$$\frac{dM_{r\varphi}}{d\varphi} = -M_\varphi + C(\alpha \sin \varphi - \theta) \quad [15.10]$$

Al giro θ de la sección neta del cimientto, le corresponde un momento flector M_φ (figura 15-8) tal que:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_\varphi}{EI} \quad [15.11]$$

donde $\frac{1}{\rho}$ es la curvatura, ρ el radio de curvatura e I el momento de inercia de la sección recta del anillo.

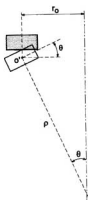


Figura 15-8

De acuerdo con la figura 15-8, se tiene:

$$\frac{r_0}{\rho} = \sin \theta \approx \theta \quad \rho = \frac{r_0}{\theta}$$

de donde [15.11] se transforma en:

$$M_{\varphi} = EI \cdot \frac{\theta}{r_0} \quad [15.12]$$

Análogamente, considerando el momento torsor $M_{r\varphi}$ actuante sobre el cimientto asimilado a una viga anular, se ha de cumplir:

$$M_{r\varphi} = -\frac{GJ}{r_0} \cdot \frac{d\theta}{d\varphi} \quad [15.13]$$

donde G es el módulo de elasticidad transversal, para el que tomaremos

$$G = \frac{E_c}{2(1 + \nu)} \quad [15.14]$$

siendo E_c el módulo de deformación del hormigón y ν (módulo de Poisson) igual a 0,2, con lo que:

$$G = 0,42E_c \quad [15.15]$$

Como el giro θ es debido a las acciones horizontales tomaremos $E_c = E_{ci}$ con unidades N/mm^2 , es decir el módulo para acciones instantáneas, para casos de viento y sismo.

Otros casos especiales, por ejemplo una cofa excéntrica en una torre de televisión, pueden requerir alguna corrección del valor [15.14] ya que en ese caso el diagrama triangular σ_2 sería debido en parte acciones permanentes.

J es el módulo de torsión de la sección recta del anillo, que para sección rectangular, vale:

$$J = \beta d_1 d_2^3 \quad [15.16]$$

fórmula en la que d_1 y d_2 son las dimensiones transversales del anillo, siendo $d_1 \geq d_2$. β viene dado por el gráfico GT-34, tomado de (15.4).

15.2.1.2 INTEGRACIÓN DE LAS LEYES DE DEFORMACIONES

Volviendo a la ecuación [15.10] y sustituyendo en ella [15.12] y [15.13] se tiene:

$$\frac{d}{d\varphi} \left(-\frac{GJ}{r_0} \cdot \frac{d\theta}{d\varphi} \right) = -EI \frac{\theta}{r_0} + C (\alpha \sin \varphi - \theta) \quad [15.17]$$

y operando:

$$-\frac{GJ}{r_0} \cdot \frac{d^2\theta}{d\varphi^2} = -\frac{EI}{r_0}\theta + C(\alpha \sin \varphi - \theta) \quad [15.18]$$

$$\frac{GJ}{r_0} \cdot \frac{d^3\theta}{d\varphi^3} = \frac{d\theta}{d\varphi} \left(\frac{EI}{r_0} + C \right) - C\alpha \cos \varphi \quad [15.19]$$

Llamando:

$$\begin{aligned} A &= \frac{GJ}{r_0} \\ B &= \frac{EI}{r_0} \\ h &= \frac{C\alpha}{A} \\ -\frac{B+C}{A} &= k_1^2 \end{aligned}$$

la ecuación diferencial [15.19] se puede escribir

$$\frac{d^3\theta}{d\varphi^3} + k_1^2 \frac{d\theta}{d\varphi} = -h \cos \varphi \quad [15.20]$$

Las raíces de la ecuación característica son $-k_1$, 0 y k_1 por lo que la solución general de la ecuación diferencial sin segundo miembro es:

$$\theta = c_1 e^{k_1 \varphi} + c_2 e^{-k_1 \varphi} + c_3$$

Al no haber término de segundo orden, la solución particular ha de ser del tipo $\theta = \lambda \sin \varphi$, de donde sustituyendo [15.20] se tiene:

$$-\lambda \cos \varphi - k_1^2 \lambda \cos \varphi = -h \cos \varphi$$

o bien

$$\lambda + \lambda k_1^2 = h$$

y por tanto

$$\lambda = \frac{h}{1 + k_1^2} \quad [15.21]$$

y la solución general de [15.20] resulta por tanto

$$\theta = c_1 e^{k_1 \varphi} + c_2 e^{-k_1 \varphi} + c_3 + \frac{h}{1 + k_1^2} \sin \varphi \quad [15.22]$$

Para el plano vertical de simetría, $\varphi = \frac{\pi}{2}$ se tienen las siguientes condiciones de contorno:

$$\text{Para } \varphi = 0 \quad \theta = 0 \rightarrow c_1 + c_2 + c_3 = 0.$$

$$\text{Para } \varphi \pm \frac{\pi}{2} \quad \frac{d\theta}{d\varphi} = 0$$

$$\frac{d\theta}{d\varphi} = k_1 c_1 e^{k_1 \varphi} - k_1 c_2 e^{-k_1 \varphi} + \frac{h}{1 + k_1^2} \cos \varphi$$

$$\text{Para } \varphi = \frac{\pi}{2} \quad k_1 c_1 e^{k_1 \frac{\pi}{2}} - k_1 c_2 e^{-k_1 \frac{\pi}{2}} = 0$$

$$\text{Para } \varphi = -\frac{\pi}{2} \quad k_1 c_1 e^{-k_1 \frac{\pi}{2}} - k_1 c_2 e^{k_1 \frac{\pi}{2}} = 0$$

de donde $c_1 = 0$, $c_2 = 0$ y por tanto $c_3 = 0$ y [15.22] se transforma en

$$\theta = \frac{h}{1 + k_1^2} \sin \varphi \quad [15.23]$$

$$\text{Si hacemos } \varphi = \frac{\pi}{2} \quad \theta = \theta_{\max} = \theta_0 \quad \text{resulta}$$

$$\theta_0 = \frac{h}{1 + k_1^2}$$

y por tanto

$$\theta = \theta_0 \sin \varphi \quad [15.24]$$

Sustituyendo en [15.18]

$$\frac{GJ}{r_0} \theta_0 \sin \varphi = \frac{EI}{r_0} \theta_0 \sin \varphi + C \sin \varphi (\alpha - \theta_0)$$

y por tanto

$$\frac{GJ}{r_0} \theta_0 = \frac{EI}{r_0} \theta_0 + C(\alpha - \theta_0)$$

o bien

$$\alpha C - C \theta_0 = (GJ + EI) \frac{\theta_0}{r_0}$$

$$\frac{\alpha}{\theta_0} = 1 + \frac{GJ + EI}{Cr_0} \quad [15.25]$$

y sustituyendo $C = \frac{k_c}{\pi} \left[I_s - \frac{r_0^2 A}{2} \right]$

$$\frac{\alpha}{\theta_0} = 1 + \frac{\pi(GJ + EI)}{r_0 k_c \left(I_s - \frac{r_0^2 A}{2} \right)} \quad [15.26]$$

[15.26] permite calcular el giro máximo θ_0 en función de la inclinación α del eje de la estructura. La ecuación [15.24] permite a partir de θ_0 calcular el giro θ correspondiente a una sección cualquiera definida por su ángulo φ .

15.2.1.3 RELACIONES ENTRE DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES

Es importante, desde el punto de vista de la aplicación práctica, expresar θ no como función de α , aunque ello resuelva teóricamente el problema, sino como función de las solicitaciones exteriores, en general un esfuerzo axial N y un momento flector M , que son los datos de partida para el proyecto de la cimentación. Como veremos los valores dependen sólo de M y no de N .

Llamamos M al momento debido a las acciones horizontales respecto al plano de cimentación¹. Se puede establecer lo siguiente:

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2$$

o bien, de acuerdo con [15.7] y [15.8]:

$$\sigma = K_c r_0 \alpha \sin \varphi + K_c (r - r_0) (\alpha \sin \varphi - \theta)$$

de donde, haciendo $\theta = \theta_0 \sin \varphi$ de acuerdo con [15.24] se tiene:

$$\sigma = K_c \sin \varphi [r \alpha - (r - r_0) \theta_0] \quad [15.27]$$

Considerando un elemento anular dr , correspondiente a un ángulo $d\varphi$, el momento de la correspondiente resultante de la reacción del suelo respecto al eje de rotación del cimiento será:

$$dM = \int_0^{2\pi} r d\varphi dr \sigma \cdot r \sin \varphi = \int_0^{2\pi} \sigma r^2 dr d\varphi \sin \varphi$$

y sustituyendo

¹ Recuérdese la posibilidad de que en M entren cargas verticales excéntricas.

$$dM = r^2 dr \int_0^{2\pi} K_c \sin^2 \varphi [r\alpha - (r - r_0)\theta_0] d\varphi$$

$$dM = K_c r^2 dr [r\alpha - (r - r_0)\theta_0] \int_0^{2\pi} \sin^2 \varphi d\varphi$$

e integrando:

$$dM = \pi K_c r^2 [r\alpha - (r - r_0)\theta_0] dr$$

El momento total M actuante sobre el cimientto será:

$$M = \pi K_c \int_{r_0}^{r_2} [r^3(\alpha - \theta_0) + r^2 r_0 \theta_0] dr$$

e integrando

$$M = \pi K_c \left[\frac{r_2^4 - r_1^4}{4} (\alpha - \theta_0) + \frac{r_2^3 - r_1^3}{3} r_0 \theta_0 \right]$$

que puede ponerse en la forma

$$M = K_c \left[I_s (\alpha - \theta_0) + \frac{A \theta_0 r_0^2}{2} \right] \quad [15.28]$$

Teniendo en cuenta [15.26], la expresión anterior toma la forma:

$$M = \theta_0 \left[\frac{K_c \pi (EI + GJ)}{K_1 r_0 \left(1 - r_0^2 \frac{A}{2I_s} \right)} + K_c \frac{r_0^2 A}{2} \right] \quad [15.29]$$

y llamando

$$\xi = \frac{\pi (EI + GJ)}{r_0 \left(I_s - \frac{r_0^2 A}{2} \right)} \quad [15.30]$$

se obtiene:

$$\theta_0 = \frac{M}{\xi I_s + K_c \frac{r_0^2 A}{2}} \quad [15.31]$$

$$\alpha = \theta_0 \left(1 + \frac{\xi}{K_c} \right) \quad [15.32]$$

Los valores máximos de M_φ corresponden a $\varphi = \frac{\pi}{2}$ y $\varphi = \frac{3\pi}{2}$ (ver figura 15.7) y son:

$$M_{\varphi}^{\text{máx}} = \pm \frac{EI\theta_0}{r_0} \quad [15.33]$$

Los valores máximos de $M_{r\varphi}$ corresponden a $\varphi = 0$ y $\varphi = \pi$ y son, de acuerdo con [15.13]:

$$M_{r\varphi} = -\frac{GJ}{r_0} \cdot \frac{d\theta}{d\varphi} \quad [15.34]$$

y de [15.24], $\frac{d\theta}{d\varphi} = \theta_0 \cos \varphi$, con lo que se obtiene:

$$M_{r\varphi}^{\text{máx}} = \pm \frac{GJ}{r_0} \theta_0 \quad [15.35]$$

y para $\varphi = 0$ y $\varphi = \pi$ teniendo en cuenta [15.33]:

$$M_{r\varphi}^{\text{máx}} = \pm \frac{GJ}{EI} \cdot M_{\varphi}^{\text{máx}} \quad [15.36]$$

15.2.1.4 ARMADO DEL CIMIENTO PARA LA FLEXIÓN TRANSVERSAL

No debe olvidarse que, aparte de los momentos M_{φ} y $M_{r\varphi}$ calculados, actúa también sobre el mismo un momento flector transversal, M_f , debido a las presiones σ de la reacción del terreno¹. (figura 15-9).

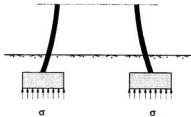


Figura 15-9

15.2.1.5 PROCESO OPERATIVO DE PROYECTO

En definitiva, el proceso operatorio es el siguiente:

- Predimensionamiento del cimiento.
- Evaluación del módulo de balasto K_c .

¹ Véase lo dicho en 1.4 respecto a la parte de σ correspondiente al peso propio del terreno, para el cálculo de M_f .

- c) Cálculo del momento M y del esfuerzo axil N transmitidos al cimientto.
- d) Cálculo de ξ mediante [15.30].
- e) Cálculo de θ_0 mediante [15.31].
- f) Cálculo de α mediante [15.32].
- g) Comprobación de σ mediante [15.27] (ver 15.2.1.6).
- h) Cálculo de $M_{\varphi}^{\max}$ mediante [15.33].
- i) Cálculo de $M_{r\varphi}^{\max}$ mediante [15.36].
- j) Armado del cimientto para los valores de $M_{\varphi}^{\max}$ y $M_{r\varphi}^{\max}$.
- k) Armado del cimientto para el valor de M_r . (Como se ha visto, se han despreciado los esfuerzos cortantes en sentido circunferencial¹. Los radiales debidos a las presiones σ suelen ser también despreciables pero en casos particulares pueden requerir comprobación).

En lo anterior se ha supuesto que el momento M es debido a acciones horizontales que pueden actuar en cualquier dirección y por lo tanto los valores

de $M_{\varphi}^{\max}$ y $M_{r\varphi}^{\max}$ pueden producirse en cualquier sección del cimientto y éste

debe tener armadura constante. En algunos casos, parte o todo del valor de M puede provenir de acciones verticales excéntricas y en ese caso mediante [15.24] puede calcularse θ en cada sección y mediante las expresiones generales calcular M_{φ} y $M_{r\varphi}$ en cada sección y proceder a un armado variable.

15.2.1.6 EMPLEO DE LOS ÁBACOS

Los cálculos anteriores pueden simplificarse mediante el empleo de los ábacos siguientes:

¹ Su cálculo es inmediato, pues de [15.6],

$$T = \frac{1}{r_0} \left[\frac{dM_{\varphi}}{d\varphi} - M_{r\varphi} \right]$$

y derivando en [15.12] y de acuerdo con [15.13] se obtiene

$$T = \frac{\xi}{\pi r_0} \left(I_s - \frac{r_0^2 A}{2} \right) \cdot \frac{M}{\xi I_s + \frac{K_s r_0^2}{2}} \cdot \cos \varphi$$

Los valores de T , dada la robustez de este tipo de cimienttos, son despreciables en los casos habituales.

Para el cálculo de r_0 , A e I_s como se dijo en 15.2, la tabla GT-33 proporciona el resultado inmediato.

Para el cálculo de σ rige la fórmula general:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot r_2}{I_s} \quad [15.37]$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot r_2}{I_s} \quad [15.38]$$

en función del esfuerzo axial y del momento, si $\sigma_{\min} \geq 0$.

En caso contrario, es decir, $\sigma_{\min} < 0$ la tabla GT-35 da directamente la posición de la fibra de tensión nula y la GT-36 da directamente el valor de $\frac{\sigma_{\max}}{N}$ y por tanto de $\sigma_{\max}^*$.

La tabla GT-37 permite calcular el valor $\lambda = \frac{r_0^2 A}{2r_1 EI}$ en función de $\frac{r_1}{r_0}$ y $\frac{h}{r_2 - r_1}$ siendo h el canto del anillo.

El gráfico GT-38 proporciona en función de $\frac{h}{r_2 - r_1}$ y $\frac{r_1}{r_0}$ el valor auxiliar γ .

Conocido $\lambda = \frac{r_0^2 A}{2r_1 EI}$ y γ se puede calcular:

$$M_{\varphi}^{\max} = \pm \frac{M}{\frac{K_c}{E} r_0 r_1 \lambda + \gamma} \quad [15.39]$$

Conocido $M_{\varphi}^{\max}$ el gráfico GT-39 da en función de $\frac{r_2 - r_1}{h}$ el valor $\frac{M_{r\varphi}^{\max}}{M_{\varphi}^{\max}}$ y por

lo tanto se obtiene el de $M_{r\varphi}^{\max}$. Calculado el momento M_f debido a la flexión transversal el armado es inmediato.

15.2.2 CIMIENTO APOYADO SOBRE PILOTES

En muchos casos, bien por razones técnicas, bien por razones económicas, resulta necesario o conveniente cimentar la estructura sobre pilotes. En general, los pilotes se disponen muy próximos, respetando lo dicho en el Capítulo 14 y ordenados en dos circunferencias de radios r_1 y r_2 (figura 15-10).

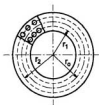


Figura 15-10

Supongamos que es A_1 la suma de las áreas de las secciones transversales homogeneizadas¹ de los pilotes repartidos uniformemente en la circunferencia de radio r_1 y A_2 la suma correspondiente a los situados en la circunferencia r_2 .

El área total de los pilotes resulta:

$$A_p = A_1 + A_2 \quad [15.40]$$

y el momento de inercia respecto a un eje diametral:

$$I_p = \frac{1}{2} (A_1 r_1^2 + A_2 r_2^2) \quad [15.41]$$

De acuerdo con lo dicho en 15.2, debe cumplirse:

$$A_1 (r_0 - r_1) = A_2 (r_2 - r_0) \quad [15.42]$$

donde r_0 es el radio de la circunferencia línea de gravedad del conjunto $A_1 + A_2$.

De [15.42] se deduce:

$$r_0 = \frac{A_1 r_1 + A_2 r_2}{A_p} \quad [15.43]$$

15.2.2.1 RELACIONES DE EQUILIBRIO E INTEGRACIÓN DE LAS ECUACIONES DE DEFORMACIONES

Adoptando las mismas hipótesis y métodos análogos al caso del cemento apoyado sobre el suelo, tal como se expuso en 2.1, supongamos además que los pilotes son

1 Calculada por tanto como $A_1 = A_{1c} + \frac{E_s}{E_c} A_{1s}$, donde A_{1c} es el área de la sección de hormigón, A_{1s} la de la armadura longitudinal y E_s y E_c los módulos de deformación del acero y del hormigón. E_c por lo dicho en 15.2.1.1 se suele tomar como valor instantáneo. Como A_{1s} suele ser de muy baja cuantía, generalmente puede aceptarse $A_1 = A_{1c}$.

verticales y de igual longitud, y que su única deformación bajo carga es la correspondiente al hormigón del pilote en su longitud ℓ , es decir, que la punta es indispensable en el sentido del eje del pilote.

Rige por tanto la misma ecuación diferencial [15.19].

$$\frac{GJ}{r_0} \cdot \frac{d^3 \theta}{d\varphi^3} = \frac{d\theta}{d\varphi} \left(\frac{EI}{r_0} + C \right) - C\alpha \cos \varphi \quad [15.44]$$

siendo ahora también:

$$\theta = \theta_0 \sin \varphi \quad [15.45]$$

El momento torsor correspondiente a $d\varphi$ siendo ahora (figura 15-11)

$$y = (\alpha \sin \varphi - \theta) (r - r_0)$$

$$\sigma_c = \varepsilon_c E_c = E_c \cdot \frac{(\alpha \sin \varphi - \theta) (r - r_0)}{\ell}$$

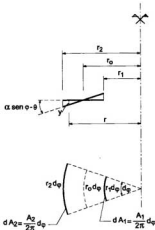


Figura 15-11

y por tanto podemos escribir:

$$dM_T = d\varphi \left[\int_{r_0}^{r_2} r d\rho \sigma_c (r - r_0) + \int_{r_0}^{r_1} r d\rho \sigma_c (r - r_0) \right]$$

y siendo $r d\varphi d\rho = \frac{A}{2\pi} d\varphi$

$$\frac{dM_T}{d\varphi} = \frac{E_c}{\ell} \cdot \frac{1}{2\pi} (\alpha \sin \varphi - \theta) \left[A_1 (r_1 - r_0)^2 + A_2 (r_2 - r_0)^2 \right]$$

y operando

$$\frac{dM_T}{d\varphi} = \frac{E_c}{\ell} \left(I_p - \frac{r_0^2 A_p}{2} \right) \left(\frac{\alpha \sin \varphi - \theta}{\pi} \right) \quad [15.46]$$

La ecuación [15.46] es análoga a la [15.9] que vimos en el caso de apoyo sobre el suelo, y de acuerdo con [15.44], [15.45] y [15.46] se obtiene:

$$\frac{\alpha}{\theta_0} = 1 + \frac{\pi(E_c I + GJ)}{r_0 \frac{E_c}{\ell} \left(I_p - \frac{r_0^2 A_p}{2} \right)} \quad [15.47]$$

15.2.2.2 RELACIONES ENTRE SOLICITACIONES Y DEFORMACIONES

Una segunda relación entre α y θ_0 puede obtenerse expresando la condición de equilibrio entre el momento exterior M y las reacciones de los pilotes sobre el anillo.

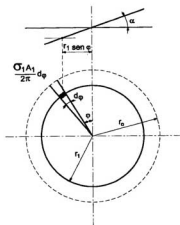


Figura 15-12

De acuerdo con [15.7] y [15.8] (figura 15-12), se tiene:

$$\sigma = K_c \left[r_0 \alpha \sin \varphi + (r - r_0) (\alpha \sin \varphi - \theta) \right]$$

y teniendo en cuenta que de acuerdo con [15.45] $\theta = \theta_0 \sin \varphi$ y ahora

$$\frac{\sigma}{K_c} = y = \varepsilon_c \cdot \ell = \sigma \cdot \frac{\ell}{E_c}$$

de donde $K_c = \frac{E_c}{\ell}$, se obtiene

$$\sigma_1 = \frac{E_c}{\ell} \sin \varphi [r_1 \alpha - (r_1 - r_0) \theta_0] \quad [15.48]$$

$$\sigma_2 = \frac{E_c}{\ell} \sin \varphi [r_2 \alpha - (r_2 - r_0) \theta_0] \quad [15.49]$$

Considerando un elemento $d\varphi$ de anillo (figura 15-12) se tiene:

$$dM = \sigma_1 \frac{A_1}{2\pi} r_1 \sin \varphi d\varphi + \sigma_2 \frac{A_2}{2\pi} r_2 \sin \varphi d\varphi$$

y sustituyendo los valores [15.48] y [15.49] se obtiene:

$$\frac{dM}{d\varphi} = \frac{E_c \sin^2 \varphi}{2\pi \ell} \left[(\alpha - \theta_0) (A_1 r_1^2 + A_2 r_2^2) + \theta_0 r_0 (A_1 r_1 + A_2 r_2) \right]$$

e integrando:

$$M = \frac{E_c}{\ell} \left[I_p (\alpha - \theta_0) + \frac{A_p \theta_0 r_0^2}{2} \right] \quad [15.50]$$

y resolviendo el sistema [15.47] y [15.50] se obtienen las soluciones:

$$\theta_0 = \frac{M}{\frac{\pi(E_c I + GJ)}{r_0 \left(1 - \frac{r_0^2 A_p}{2I_p}\right)} + \frac{E_c \cdot r_0^2 A_p}{\ell \cdot 2}}$$

$$\alpha = \theta_0 \left[1 + \frac{\pi(E_c I + GJ)}{\frac{E_c}{\ell} r_0 \left[I_p - \frac{r_0^2 A_p}{2} \right]} \right]$$

y llamando

$$\xi_p = \frac{\pi(E_c I + GJ)}{r_0 \left(I_p - \frac{r_0^2 A_p}{2} \right)} \quad [15.51]$$

podemos escribir

$$\theta_0 = \frac{M}{\xi_p I_p + \frac{E_c A_p r_0^2}{2\ell}} \quad [15.52]$$

$$\alpha = \theta_0 \left(1 + \frac{\xi_p \ell}{E_c} \right) \quad [15.53]$$

15.2.2.3 PROCESO OPERATORIO DE PROYECTO

Es análogo al expuesto en 15.2.1.5, salvo en lo referente al armado, en que además de los momentos M_φ y $M_{r\varphi}$ en lugar de M_f , deberá tenerse en cuenta lo dicho para encepados de pilotes en el Capítulo 14.

EJEMPLO 15.1.

Se supone un cimientto circular para una torre de televisión, en la que resulta $N = 60.000 \text{ kN}$, $M = 200.000 \text{ mkN}$ (pudiendo actuar en cualquier dirección), referidos al plano inferior del cimientto. Se desea proyectar y dimensionar una cimentación anular. El radio medio r_0 de la pared de la torre es $r_0 = 10,00 \text{ m}$. Se cimenta en un suelo arenoso con $K_{750} = 0,1 \text{ N/mm}^3$ y $\sigma_{adm} = 0,25 \text{ N/mm}^2$. Hormigón con $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, acero B400, $\gamma_c = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$, $\gamma_f = 1,50$ para todas las acciones.

Solución:

1º) Se tantea con $r_1 = 7,00 \text{ m}$ y de la Tabla GT-33 se obtiene $r_2 = 12,50 \text{ m}$,
 $A = 336,94 \text{ m}^2$, $I_s = 17.289 \text{ m}^4$

2º) Para $r_2 - r_1 = 12,50 - 7,00 = 5,50 \text{ m}$, de [7.13] se obtiene:

$$K_c = 2,2 \cdot 0,1 \left(\frac{5500 + 300}{11.000} \right)^2 = 0,06 \text{ N/mm}^3 = 61000 \text{ kN/m}^3$$

Dada la excentricidad

$$e = \frac{200.000}{60.000} = 3,33 \text{ m}$$

de acuerdo con [15.37] y [15.38].

$$\sigma_{\min} = \frac{60.000}{336,94} - \frac{200.000 \cdot 12,5}{17.289} = 33,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{60.000}{336,94} + \frac{200.000 \cdot 12,5}{17.289} = 322,7 \text{ kN/m}^2$$

Como $\sigma_{adm} = 250 \text{ kN/m}^2$, en borde $\sigma_{adm} = 1,33 \cdot 250 = 332,5 \text{ kN/m}^2$, luego $\sigma_{\max}$ es conforme.

3º) De acuerdo con [15.30] y dado el carácter instantáneo de la carga de viento, tomamos

$$E_{ci} = \frac{8500 + 10000}{2} (25 + 8)^{1/3} = 30.000 \text{ N/mm}^2 = 30 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

(Media del módulo tangente y del módulo secante para cargas breves).

$$I = \frac{1}{12} 5,50 \cdot 2,5^3 = 7,161 \text{ m}^4$$

y según el gráfico GT-34, para $r_2 - r_1 = 5,50 \text{ m}$, y adoptando un canto de zapata

$h = 2,50 \text{ m}$, se tiene $\frac{r_2 - r_1}{h} = 2,2$ y $\beta = 0,235$, con lo que

$$J = 0,235 \cdot 2,5^3 \cdot 5,5 = 20,20 \text{ m}^4$$

luego

$$\xi = \frac{\pi(30 \cdot 10^6 \cdot 7,161 + 12,6 \cdot 10^6 \cdot 20,20)}{10 \left(17,289 - \frac{10^2 \cdot 336,94}{2} \right)} = 333.600 \text{ kN/m}^3$$

y de acuerdo con [15.31]

$$\theta_0 = \frac{200.000}{333.600 \cdot 17,289 + \frac{10^2 \cdot 336,94 \cdot 61.000}{2}} = 2,94 \cdot 10^{-5}$$

y según [15.32]

$$\alpha = 2,94 \cdot 10^{-5} \left(1 + \frac{333.600}{61.000} \right) = 1,90 \cdot 10^{-4}$$

De acuerdo con [15.33]

$$M_{\varphi}^{\max} = \pm \frac{30 \cdot 10^6 \cdot 7,161 \cdot 2,94 \cdot 10^{-5}}{10} = 631,6 \text{ mkN}$$

y según [15.36]

$$M_{r\varphi}^{\max} = \pm \frac{12,6 \cdot 10^6 \cdot 20,20}{30 \cdot 10^6 \cdot 7,161} \cdot 631,6 = 748,3 \text{ mkN}$$

(O del gráfico GT-39 para $\frac{r_2 - r_1}{h} = 2,2$ se obtiene directamente

$$\frac{M_{r\varphi}^{\max}}{M_{\varphi}^{\max}} = 1,19).$$

Con $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $\gamma_s = 1,15$, $\gamma_c = 1,5$ y $\gamma_f = 1,5$ y acero B 400 se tiene:

$$f_{cd} = \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ MPa} = 16.670 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yd} = \frac{400}{1,15} \text{ N/mm}^2 = 348.000 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{qd}^{max} = \pm 1,5 \cdot 631,6 = \pm 947,4 \text{ mkN}$$

$$M_{rq,d}^{max} = \pm 1,5 \cdot 748,3 = \pm 1122,4 \text{ mkN}$$

Al poder actuar M en cualquier dirección, los valores anteriores se pueden presentar en cualquier sección, por lo que la armadura es constante en todo el anillo.

Para el armado, tenemos¹:

A flexión

$$M_{q,d}^{max} = 947,4 \text{ mkN}$$

Como ha de tener armadura simétrica, con recubrimiento de 30 mm, $d = 2,50 - 0,04 = 2,46 \text{ m}$.

$$U_s = U'_s = \frac{947,4}{2,46} = 385,12 \text{ kN}$$

$$A_s = A'_s = \frac{385,120}{348} = 1107 \text{ mm}^2$$

Por cuantía mínima mecánica

$$\mu = \frac{947,4 \cdot 10^6}{16,67 \cdot 5500 \cdot 2460^2} = 0,0017$$

y con el gráfico GT-1

$$\frac{U_s}{16,67 \cdot 5500 \cdot 2460} = 0,0026 \quad U_s = 586.417,3 \text{ N} \quad A_s = A'_s = 1686 \text{ mm}^2$$

¹ Se sigue J. Calavera (15.4).

Para cuantía geométrica mínima, considerando el anillo como losa, $\rho_{min} = 0,0015$ lo que significa

$$A_s = A'_s = 0,0015 \cdot 500 \cdot 2500 = 20.625 \text{ mm}^2$$

A torsión

$$M_T = M_{T_{rp.d}}^{max} = \pm 1122,4 \text{ mkN}$$

La sección hueca eficaz es:

$$h_e = \frac{A}{u} = \frac{2500 \cdot 5500}{2(5500 + 2500)} = 859,4 \text{ mm}$$

$$A_{ce} = (5500 - 859,4)(2500 - 859,4) = 7.613.368,4 \text{ mm}^2$$

Elegimos como separación de estribos s y siendo A_{st} el área de una rama de estribos, se tiene

$$1122,4 \cdot 10^6 = \frac{2 \cdot 7.613.368,4 \cdot A_{st} \cdot \frac{+00}{1,15}}{s}$$

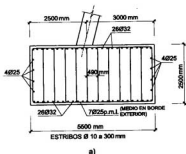
$$\frac{A_{st}}{s} = 0,21 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Con $s_{max} = 300 \text{ mm}$ $A_{st} = 63 \text{ mm}^2 \rightarrow \phi 10$

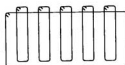
La armadura longitudinal será, con $c_o = 50 \text{ mm}$,

$$A_{st} = 0,21 \cdot 2(5500 + 2500) = 3360 \text{ mm}^2$$

El mínimo obtenido por cuantía mínima geométrica es de 20.625 mm^2 en cada cara, por lo que rige la cuantía mecánica $A_s = A'_s = 20.625 \text{ mm}^2 = 26 \phi 32$. Se disponen estribos $\phi 10$ con separación máxima de 500 mm en sentido transversal lo que supera mucho lo exigido por razones de cálculo.



a)



ESQUEMA DE ESTRIBOS Ø 10

b)

NOTA:
PARA SOSTENER LA ARMADURA DE LA CARA SUPERIOR SON NECESARIOS "PIES DE PATO"
NO INDICADOS EN LA FIGURA.

Figura 15-13

Con $\sigma_{m\acute{a}x} = 322,7 \text{ kN} / \text{m}^2$, la flexión transversal supone un momento M_f .

De acuerdo con la figura 15-14, la presión σ , en el arranque del vuelo es igual a:

$$\sigma_1 = 33,5 + (322,7 - 33,5) \frac{22,50}{25} = 293,8 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = 33,5 + (322,7 - 33,5) \frac{19,50}{25} = 259,1 \text{ kN} / \text{m}^2$$

y por tanto

$$M_f = 259,1 \cdot \frac{3^2}{2} + \frac{(293,8 - 259,1) \cdot 3 \cdot 1}{2} = 1218 \text{ mkN}$$

$$M_{f,d} = 1,5 \cdot 1218 = 1827 \text{ mkN}$$

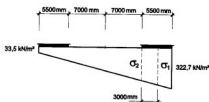


Figura 15-14

y con el gráfico GT-1

$$\mu = \frac{1827 \cdot 10^6}{16,67 \cdot 1000 \cdot 2460^2} = 0,018$$

$$U_s = 1066,2 \text{ kN} \quad A_s = 3065 \text{ mm}^2$$

Rige por tanto la cuantía mínima $\rho = 0,0015$

$$A_s = 0,0015 \cdot 2500 \cdot 1000 = 3750 \text{ mm}^2 / \text{m}.$$

De esta cantidad debe descontarse la rama horizontal de 1 ϕ 8 cada

$$300 \cdot \frac{7}{12,50} = 168 \text{ mm} \text{ en borde interior que es } A_{st} = \frac{1000}{168} \cdot 50 = 298 \text{ mm}^2 / \text{m}.$$

$3750 - 298 = 3452 \text{ mm}^2 / \text{m} \approx 8\phi 25$ p.m.l. medido en borde exterior.

El armado final es el indicado en la figura 15-13.

BIBLIOGRAFÍA

- (15.1) KALMANOV, A. S.: Manual para Cálculo de Placas, INTERCIENCIA, Montevideo, 1961.
- (15.2) GARCÍA MONGE, F.: "Placas Circulares", I.E.T., Monografía N° 105, Madrid, 1963.
- (15.3) JALIL, W. A.: "Calcul des Fondations Annulaires et Circulaires d'ouvrages de Révolution", Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Junio 1969.
- (15.4) CALAVERA, J.: "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado para Edificios", 2ª Edición, 2 Tomos, INTEMAC, Madrid, 1991.

CAPÍTULO 16

CIMENTACIONES DE MAQUINARIA

16.1 CAUSAS DE LAS VIBRACIONES SOBRE EL CIMIENTO Y EL SUELO DE CIMENTACIÓN

La causa principal de las vibraciones suele estar en el funcionamiento de máquinas no bien equilibradas, aunque también en las operaciones de construcción en zonas próximas pueden provocar vibraciones y también el tráfico de carreteras o ferrocarriles próximos.

Sin embargo, la maquinaria es la causa más frecuente y además supone una actuación de tipo cuasi-permanente.

16.2 EFECTOS PRODUCIDOS POR LAS VIBRACIONES SOBRE EL SUELO

Las ondas producidas por las oscilaciones de la maquinaria son longitudinales y transversales y se amortiguan rápidamente en suelos secos o de baja humedad. En arcillas y limos saturados la amortiguación es más baja.

Un problema importante es la posibilidad de que las ondas producidas entren en resonancia, pues tales situaciones son frecuentemente notadas por las personas y pueden incrementar seriamente los asientos de las cimentaciones.

16.3 EFECTOS DE LAS VIBRACIONES SOBRE LA ESTRUCTURA DEL CIMIENTO

Estos efectos pueden resultar perjudiciales para la estructura del cimiento desde dos puntos de vista:

- a) Los anclajes de la maquinaria al cimiento deterioran el hormigón de la zona circundante.
- b) La variación de tensiones inducida produce efectos de fatiga en el hormigón y/o las armaduras.

La interposición de apoyos amortiguadores de energía entre las máquinas y su cimiento o entre el cimiento y el suelo son una medida eficaz para reducir estos problemas.

Lo referente a la fatiga puede consultarse en el Libro citado en la referencia (16.1).

16.4 DATOS PARA EL PROYECTO DE CIMENTACIONES DE MAQUINARIA

Aunque los detalles del cálculo están fuera del alcance de esta obra, los siguientes datos son básicos para el proyecto (16.2):

- Velocidad y potencia de cada máquina.
- Magnitud y posición de las cargas dinámicas.
- Situación y detalles de los anclajes.
- Límites de amplitud requeridos por la maquinaria.
- Datos del suelo bajo el cimiento, en particular, rigideces en dirección vertical y horizontal y nivel freático.

El cálculo de la respuesta del sistema cimiento-máquina debe basarse en el análisis modal, con un margen del $\pm 25\%$ para evitar fenómenos de resonancia.

El c.d.g. del conjunto cimiento-máquina debe estar en la vertical del c.d.g. del área de contacto del cimiento con el suelo, con una desviación en cada dirección en planta no superior al 5% de la dimensión en esa dirección del área de contacto.

Deben disponerse armaduras en las tres direcciones principales del cimiento con una cuantía mínima de 50 Kg de acero por m^3 de hormigón.

16.5 RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN

En la construcción deben seguirse las siguientes reglas especiales, además de las generales correspondientes a cimentaciones:

- El hormigón debe ser vertido de forma continua, sin juntas de hormigonado.
- El curado debe extremarse y su duración mínima será de una semana.
- Deben tomarse precauciones estrictas en caso de hormigonado en tiempo frío.
- Todas las zonas destinadas a ser rellenadas con "grout" deben dejarse rugosas durante el hormigonado del cimiento.
- El "grout" no debe colocarse hasta que se haya terminado el curado del hormigón del cimiento.

BIBLIOGRAFÍA

- (16.1) CALAVERA, J.: "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón", 2 Tomos, INTEMAC, Madrid, 1999.
- (16.2) EUROCODE 2: "Design of Concrete Structures – Part 3º Concrete Foundations". (ENV 199-3: 1998).

ANEJO Nº 1

REGLAS DE ANCLAJE CON BARRAS TRANSVERSALES SOLDADAS¹

Este tema es de sumo interés en cuanto a anclaje, para el uso racional de las armaduras. En ocasiones se dispone de poco espacio para anclar los extremos de las barras por adherencia. Una solución es soldar en dirección transversal a la barra o barras longitudinales a anclar, barras transversales existentes, o trozos de barra dispuestos expresamente para ejecutar la unión por cruz soldada.

Esta solución se usa con frecuencia simplemente por el ahorro que supone la supresión de la longitud de barra necesaria para el anclaje por adherencia.

La figura A-1-1 muestra cuatro ejemplos típicos. En la figura A-1-1b) el anclaje de la barra por soldadura de la transversal extrema permite ahorrar la longitud AB, es decir, que se trata de un caso en que la soldadura transversal se realiza, no por razones de imposibilidad de la prolongación de la barra a anclar, sino por la ventaja económica que el sistema presenta. La figura A-1-1c) indica una aplicación simple y muy económica de los paneles soldados en encepados de pilotes y la A-1-1d) un sistema de zapatas circulares de excavación mecanizada, resuelto con dos paneles soldados iguales, sin ninguna armadura adicional.

¹ El texto que sigue coincide sensiblemente con los textos de J.CALAVERA "ARMADURAS PASIVAS PARA HORMIGÓN ESTRUCTURAL. RECOMENDACIONES SOBRE EL PROYECTO, DETALLE, ELABORACIÓN Y MONTAJE" Cuadernos Técnicos 1. CALIDAD SIDERÚRGICA; Madrid 1997 (A-1.1) y con lo citado en el "MANUAL DE FERRALLA" de J. CALAVERA; E. GONZÁLEZ VALLE; J. FERNÁNDEZ GÓMEZ; F. VALENCIANO. INTEMAC-ANIFER. Madrid 1999 (A-1.2).

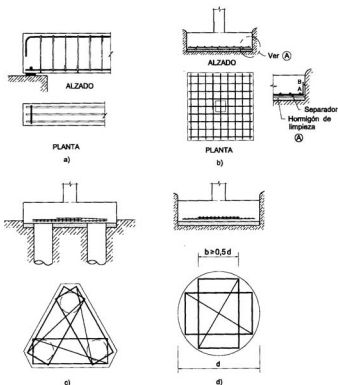


Figura A-1-1

El tema ha sido investigado experimentalmente en varios países y los resultados se resumen a continuación¹.

• **Barras con $16 \leq \phi \leq 32$ mm**

El valor de cálculo de la capacidad de anclaje de una unión transversal soldada, viene dado por la fórmula

$$F_{bd} = L_{bd} \cdot \phi_T \cdot \sigma_{Td} \leq F_{wd} \quad [A-1.1]$$

¹ Las fórmulas que siguen están basadas fundamentalmente en investigaciones realizadas por empresas constructoras y empresas de ferralla en laboratorios finlandeses. Deben destacarse los trabajos de Statens Tekniska Forskningscentral y los de Pekka Nykyri (A-1.3). Estos trabajos han sido incluidos como Anejo en la versión final de la Parte 3 del Eurocódigo EC2. (Concrete Foundations). (A-1.4).

donde:

F_{bsd} = Valor de cálculo de la capacidad de anclaje de la unión transversal soldada.

$$L_{bd} = 1,16\phi_T \sqrt{\frac{f_{yd}}{\sigma_{Td}}} \leq L_T \quad [A-1.2]$$

L_T = Longitud de la barra transversal. No se tomará para L_T un valor superior a la separación entre las barras paralelas que se anclan.

ϕ_T = Diámetro de la barra transversal.

$$\sigma_{Td} = \frac{f_{td\ 0,05} + \sigma_c}{y} \leq 3f_{cd} \quad [A-1.3]$$

$f_{td\ 0,05}$ = Valor de cálculo de la resistencia característica a tracción del hormigón que rodea a la unión soldada. Se toma con signo positivo.

f_{cd} = Valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón.

σ_c = Tensión de compresión en el hormigón en dirección normal a los ejes de ambas barras (positiva si es compresión).

$$y = 0,015 + 0,14 e^{(-0,18 x)}$$

$$x = 2 \frac{c}{\phi_T} + 1 \quad [A-1.4]$$

c = Recubrimiento en la dirección perpendicular a los ejes de ambas barras.

F_{wd} = Resistencia garantizada para la unión soldada, (con $\gamma_s = 1,15$).

En la figura A-1-2 se muestra de forma gráfica lo anterior.

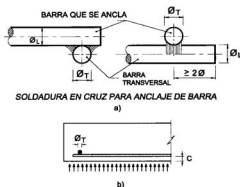


Figura A-1-2

Si se sueldan dos barras transversales sobre lados opuestos de la barra longitudinal, la capacidad de anclaje, calculada mediante la fórmula anterior, se duplica (figura A-1-3a)). En cambio, si se sueldan dos barras transversales paralelas a separación mínima de $3 \phi_T$ la capacidad se multiplica por 1,4 (figura A-1-3b)).

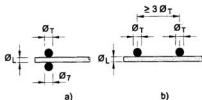


Figura A-1-3

• Barras con $\phi \leq 12 \text{ mm}$

La capacidad de una unión transversal soldada, dentro de la masa de hormigón, es como mínimo superior en un 25 % a la de la resistencia de la unión soldada en el ensayo habitual de unión desnuda. (Ensayo de arrancamiento).

El valor de cálculo de la capacidad de anclaje de una unión transversal soldada, viene dado por la fórmula

$$F_{bd} = 1,25 F_{sd} \leq 16 A_s \cdot f_{cd} \frac{\phi_T}{\phi_L} \quad [A-1.5]$$

donde la mínima longitud de la barra transversal debe ser $7 \phi_T$ y:

F_{sd} = Valor de cálculo garantizado de la resistencia de la unión soldada.

ϕ_T = Diámetro de la barra transversal $\leq 12 \text{ mm}$, con longitud mínima $7 \phi_T$.

ϕ_L = Diámetro de la barra que se ancla $\phi_L \leq 12 \text{ mm}$.

Si se sueldan dos barras transversales (figura A-1-4) a separación mínima de $4 \phi_T$, la capacidad mecánica dada por la fórmula se multiplica por 1,4.

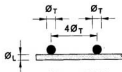


Figura A-1-4

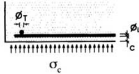
Las Tablas T-A-1.1 y T-A-1.2 que siguen proporcionan directamente la capacidad de anclaje en todos los casos prácticos, para diversos casos de presión σ_c de cálculo, ortogonal a un plano paralelo a los ejes de las dos barras. Por supuesto, si existe presión σ_c , apreciable, por ejemplo en zapatas e importante en encepados, la capacidad de anclaje mejora considerablemente.

TABLA T-A-1.1

**CAPACIDAD DE ANCLAJE DE UNA UNIÓN TRANSVERSAL SOLDADA,
EN % DE $A_s f_{yd}$ DE LA BARRA LONGITUDINAL**

$$\phi_T \geq 16 \text{ mm}$$

$$\phi_L \geq 16 \text{ mm}$$



La máxima resistencia considerada en la soldadura es un 50% de $A_s f_{yd}$ de la barra longitudinal.

$$(F_{wd} = 0,5 A_s f_{yd})$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

ϕ_T/ϕ_L (mm)	σ_c (N/mm ²)						
	0	0,2	0,4	0,6	1,0	2,0	3,0
16/16	26%	30%	35%	39%	45%	50%	50%
20/20	22%	26%	29%	33%	40%	50%	50%
25/25	19%	22%	26%	29%	35%	47%	50%
32/32	17%	20%	23%	25%	31%	44%	50%

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

ϕ_T/ϕ_L (mm)	σ_c (N/mm ²)						
	0	0,2	0,4	0,6	1,0	2,0	3,0
16/16	29%	33%	38%	42%	47%	50%	50%
20/20	24%	28%	32%	35%	43%	50%	50%
25/25	21%	24%	28%	31%	37%	48%	50%
32/32	19%	22%	24%	27%	33%	45%	50%

$$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

ϕ_T/ϕ_L (mm)	σ_c (N/mm ²)						
	0	0,2	0,4	0,6	1,0	2,0	3,0
16/16	32%	36%	40%	44%	48%	50%	50%
20/20	27%	31%	34%	38%	44%	50%	50%
25/25	23%	27%	30%	33%	39%	49%	50%
32/32	21%	23%	26%	29%	35%	46%	50%

$$f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

ϕ_T/ϕ_L (mm)	σ_c (N/mm ²)						
	0	0,2	0,4	0,6	1,0	2,0	3,0
16/16	35%	39%	43%	45%	49%	50%	50%
20/20	29%	33%	37%	40%	45%	50%	50%
25/25	26%	29%	32%	35%	42%	50%	50%
32/32	23%	25%	28%	31%	37%	47%	50%

$$f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$$

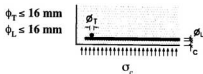
ϕ_T/ϕ_L (mm)	σ_c (N/mm ²)						
	0	0,2	0,4	0,6	1,0	2,0	3,0
16/16	38%	42%	45%	47%	50%	50%	50%
20/20	32%	35%	39%	43%	46%	50%	50%
25/25	28%	31%	34%	37%	43%	50%	50%
32/32	24%	27%	30%	33%	38%	47%	50%

$$f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$$

ϕ_T/ϕ_L (mm)	σ_c (N/mm ²)						
	0	0,2	0,4	0,6	1,0	2,0	3,0
16/16	40%	44%	46%	49%	50%	50%	50%
20/20	34%	38%	42%	44%	47%	50%	50%
25/25	30%	33%	36%	39%	44%	50%	50%
32/32	26%	29%	32%	35%	40%	48%	50%

TABLA A-1.2

**CAPACIDAD DE ANCLAJE DE UNA UNIÓN TRANSVERSAL SOLDADA,
EN % DE $A_s f_{yd}$ DE LA BARRA LONGITUDINAL**



La máxima resistencia considerada en la soldadura es un 50% de $A_s f_{yd}$ de la barra longitudinal.

$$(F_{wd} = 0,5 A_s f_{yd})$$

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

ϕ_T (mm)	ϕ_L (mm)			
	6	8	10	12
6	48%	36%	29%	24%
8	50%	48%	38%	32%
10	50%	50%	48%	40%
12	50%	50%	50%	48%

$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

ϕ_T (mm)	ϕ_L (mm)			
	6	8	10	12
6	50%	43%	35%	29%
8	50%	50%	46%	38%
10	50%	50%	50%	48%
12	50%	50%	50%	50%

$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

ϕ_T (mm)	ϕ_L (mm)			
	6	8	10	12
6	50%	50%	40%	34%
8	50%	50%	50%	45%
10	50%	50%	50%	50%
12	50%	50%	50%	50%

$f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$

ϕ_T (mm)	ϕ_L (mm)			
	6	8	10	12
6	50%	50%	46%	38%
8	50%	50%	50%	50%
10	50%	50%	50%	50%
12	50%	50%	50%	50%

$f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$

ϕ_T (mm)	ϕ_L (mm)			
	6	8	10	12
6	50%	50%	50%	43%
8	50%	50%	50%	50%
10	50%	50%	50%	50%
12	50%	50%	50%	50%

$f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$

ϕ_T (mm)	ϕ_L (mm)			
	6	8	10	12
6	50%	50%	50%	48%
8	50%	50%	50%	50%
10	50%	50%	50%	50%
12	50%	50%	50%	50%

BIBLIOGRAFÍA

- (A-1.1) CALAVERA, J. "Armaduras Pasivas para Hormigón Estructural. Recomendaciones sobre el proyecto, detalle, elaboración y montaje". CALIDAD SIDERÚRGICA. Cuadernos Técnicos 1. Madrid 1997.
- (A-1.2) CALAVERA, J.; GONZÁLEZ VALLE, E.; FERNÁNDEZ GÓMEZ, J.; VALENCIANO, F. "Manual de Ferralla", Coedición INTEMAC-ANIFER. Madrid 1999.
- (A-1.3) NIKYRY, P.; "Anchorage of Reinforcement in Concrete Structures". International Conference Bond in Concrete. Riga. October 1992.
- (A-1.4) Eurocode 2. "Design of Concrete Structures". Part 3. "Concrete Foundations". Aug. 1998.

ANEJO N° 2

TABLAS PARA EL CÁLCULO DIRECTO DE ZAPATAS CORRIDAS

En las páginas que siguen se incluyen 30 tablas que permiten el dimensionamiento directo de zapatas corridas. Se ha considerado hormigón H-25 con aceros B 400 y B 500. El dimensionamiento se ha realizado ajustándose a la Instrucción EHE, al EUROCÓDIGO EC-2 Partes 1 y 3 y al Código ACI 318-99, con fisuración comprobada para clase de exposición IIb, todo ello de acuerdo con lo expuesto en el Capítulo 2. Las presiones admisibles van de $0,1 \text{ N/mm}^2$ a $0,5 \text{ N/mm}^2$ ^{1,2}.

El ancho mínimo a_f corresponde al caso pésimo de muro con cuantía máxima de acero, pero no menor de 200 mm.

El esfuerzo axil de cálculo N_d es el transmitido por el muro a la zapata, es decir, sin contar el peso de ésta. El peso propio de la zapata elegida sumado a $\frac{N_d}{\gamma_{fp}}$ produce la presión admisible σ'_t consignada en la cabecera de cada tabla. γ_{fp} es el valor ponderado de γ_{fg} y γ_{fq} .

$$\gamma_{fp} = \frac{\gamma_{fg} N_g + \gamma_{fq} N_q}{N_g + N_q}$$

Las tablas están calculadas para $\gamma_{fp} = 1,4$, que corresponde a $\gamma_{fg} = 1,35$, $\gamma_{fq} = 1,50$ con relaciones $\frac{N_q}{N_g} = 0,45$.

Las tablas pueden emplearse para cualquier otro valor de γ_{fp} , sin más que entrar en ellas con un valor corregido de N_d , N'_d , siendo

- ¹ Para el caso de ACI 318-99 se han considerado también las longitudes de anclaje de dicha Norma. La equiparación de niveles de seguridad se ha hecho de acuerdo con el ANEJO N° 4.
- ² En el caso del EUROCÓDIGO EC-2 se han utilizado sus propias longitudes de anclaje.

$$N'_d = N_d \frac{\gamma_{fR} \cdot N_g + \gamma_{fQ} \cdot N_q}{1,4 (N_g + N_q)}$$

Los cantos se han modulado en múltiplos de 100 mm y, en general, se indican tres cantos posibles. Uno de ellos es el de la zapata más flexible posible, otro un 50% superior y otro intermedio. Los condicionantes de modulación, separación mínima de armaduras, etc., hacen que a veces existan sólo dos e incluso a veces sólo un canto. Se ha partido de mantener una separación mínima de armaduras de 100 mm.

En cada caso se indica el tipo de anclaje necesario, así como las mediciones de hormigón y acero, que de acuerdo con los precios vigentes permitirán adoptar el canto más económico.

Las zapatas, con los precios actuales del acero y del hormigón, resultan más baratas cuanto más flexibles. Esto se acentúa al regir las cuantías mínimas previstas en EHE, que pueden conducir a que una zapata con mayor canto tenga además más armadura. Por todo ello, si por alguna característica de la obra es necesario un gran canto, la solución más económica es adoptar la zapata más barata de las indicadas en las tablas y disponer debajo hormigón pobre hasta llegar al plano de cimentación. Naturalmente, si a pesar de ello el espesor de hormigón pobre es importante, cabría pensar en la alternativa de cimentación por pozos de acuerdo con lo visto en el Capítulo 13.

Las tablas están redactadas para el caso de Exposición IIb, por tanto para $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$, bajo cargas cuasipermanentes. Se ha supuesto $\psi_2 = 0,3$ y $\frac{g + 0,3q}{g + q} \approx 0,75$ que cubre la mayor parte de los casos en la práctica.

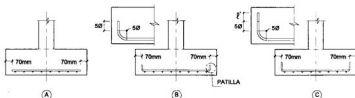
Como cuantía mínima mecánica se ha mantenido la que con carácter general especifica EHE.

Como cuantía mínima geométrica, al no figurar ninguna en EHE, hemos adoptado $\rho = 0,0015$, de acuerdo con lo que el EUROCÓDIGO EC-2 establece para losas en general.

NOTAS:

Recubrimiento de la armadura principal 30 mm.

Los tipos de anclaje son los siguientes:



Para la disposición C la tabla indica la longitud l' en mm. Se mide a partir de la prolongación de la patilla.

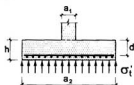
La medición de acero no incluye los eventuales empalmes por solape de la armadura secundaria A_{s2} que serían necesarios si ésta supera la longitud de las barras comerciales de 12 m.

CÁLCULO SEGÚN EHE

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN EHE)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,10 \text{ N/mm}^2$$



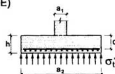
a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³ /ml)	Peso acero (kg/ml)
				ϕ (mm)	separación (mm)	ϕ (mm)	separación (mm)			
200	750	300	97	10	200	6	200	B	0,225	3,271
200	1000	300	130	10	200	6	280	A	0,300	3,539
200	1250	300	162	10	200	6	270	A	0,375	4,532
200	1500	300	194	12	270	6	270	A	0,450	5,804
200	1750	300	227	12	210	6	260	A	0,525	8,360
200	2000	300	259	12	160	6	230	A	0,600	12,318
200	2250	300	291	16	230	6	170	A	0,675	17,365
200	2500	400	315	16	260	6	190	A	1,000	17,212
200	2750	400	347	16	220	8	290	A	1,100	22,671
200	3000	400	378	20	280	8	230	A	1,200	30,320
200	3250	500	398	16	200	8	250	A	1,625	29,673
200	3500	500	429	20	270	8	220	A	1,750	37,003
200	3750	600	446	20	280	8	250	A	2,250	37,714
200	4000	600	476	20	260	8	210	A	2,400	44,110
200	4250	600	506	20	230	8	190	A	2,550	52,750
200	4250	700	491	20	260	8	220	A	2,975	46,481
200	4500	700	520	20	240	8	200	A	3,150	53,483
200	4750	700	549	20	220	10	280	A	3,325	62,158
200	5000	700	578	20	200	10	250	A	3,500	72,258
200	5000	800	560	20	220	8	200	A	4,000	64,344

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ϕ y prolongación de 5ϕ .
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla.
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN EHE)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma_{t1} = 0,20 \text{ N/mm}^2$$



a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³ /ml)	Peso acero (kg/ml)
				ϕ (mm)	separación (mm)	ϕ (mm)	separación (mm)			
200	750	300	202	10	200	6	200	B	0,225	3,049
200	1000	300	270	10	200	6	280	A	0,300	3,539
200	1250	300	337	12	210	6	270	A	0,375	5,802
200	1250	400	333	12	210	6	270	A	0,500	5,802
200	1500	300	404	12	150	6	190	A	0,450	9,825
200	1500	400	399	12	180	6	270	A	0,600	8,040
200	1500	500	394	16	290	6	270	A	0,750	8,734
200	1750	400	466	16	260	6	200	A	0,700	11,771
200	1750	500	459	16	290	6	260	A	0,875	10,316
200	1750	600	453	16	240	6	260	A	1,050	12,142
200	2000	500	525	16	240	6	180	A	1,000	14,674
200	2000	600	518	16	240	6	230	A	1,200	14,230
200	2000	700	511	16	200	6	310	A	1,400	16,232
200	2250	500	591	16	200	8	260	A	1,125	20,203
200	2250	600	583	16	220	6	190	A	1,350	17,801
200	2250	700	575	16	200	6	230	A	1,575	18,871
200	2500	600	648	16	190	8	260	A	1,500	23,550
200	2500	700	639	16	200	6	180	A	1,750	21,732
200	2500	800	630	20	270	6	210	A	2,000	24,219
200	2750	700	703	20	280	8	260	A	1,925	27,328
200	2750	800	693	20	270	6	170	A	2,200	27,391
200	2750	900	683	20	240	6	200	A	2,475	29,927
200	3000	700	767	20	250	8	220	A	2,100	33,737
200	3000	900	746	20	240	8	280	A	2,700	33,729
200	3000	1000	736	20	220	6	190	A	3,000	35,611
200	3250	800	819	20	230	8	220	A	2,600	39,265
200	3250	900	808	20	240	8	230	A	2,925	37,481
200	3250	1100	785	20	190	6	170	A	3,575	44,584
200	3500	800	882	20	210	10	280	A	2,800	47,473
200	3500	1000	858	20	220	8	240	A	3,500	43,584
200	3500	1200	833	25	280	6	160	A	4,200	50,901
200	3750	900	932	20	200	10	300	A	3,375	52,529
200	3750	1100	906	20	190	8	240	A	4,125	53,170
200	3750	1300	879	25	260	8	270	A	4,875	59,027
200	4000	1000	980	20	190	10	290	A	4,000	58,733
200	4000	1200	952	25	280	8	220	A	4,800	60,224
200	4000	1400	924	25	240	8	270	A	5,600	67,894
200	4250	1000	1041	25	280	10	250	A	4,250	67,043
200	4250	1300	997	25	260	8	210	A	5,525	68,804
200	4250	1500	967	25	220	8	250	A	6,375	78,696
200	4500	1100	1087	25	270	10	250	A	4,950	73,322
200	4500	1300	1055	25	260	8	190	A	5,850	73,693
200	4500	1600	1008	25	210	8	250	A	7,200	87,106
200	4750	1200	1131	25	260	10	240	A	5,700	80,654
200	4750	1400	1097	25	240	8	190	A	6,650	83,881
200	4750	1700	1047	25	190	8	240	A	8,075	101,386
200	5000	1200	1190	25	240	10	220	A	6,000	92,211
200	5000	1500	1138	25	220	10	300	A	7,500	95,605
200	5000	1800	1085	25	180	8	240	A	9,000	112,327

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .

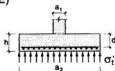
La distancia l se mide desde el final de la prolongación de la patilla.

Si la relación vuelc/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN EHE)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma_t^* = 0,30 \text{ N/mm}^2$$



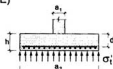
a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³ /m)	Peso acero (kg/m)
				Ø (mm)	separación (mm)	Ø (mm)	separación (mm)			
200	750	300	307	10	200	6	200	30	0,225	3,117
200	1000	300	410	10	150	6	280	A	0,300	4,423
200	1000	400	406	12	210	6	280	30	0,400	5,046
200	1250	400	508	12	180	6	270	A	0,500	6,585
200	1250	500	503	16	290	6	270	A	0,625	7,151
200	1500	400	609	12	140	6	190	A	0,600	10,400
200	1500	500	604	16	280	6	220	A	0,750	9,220
200	1500	600	599	16	240	6	270	A	0,900	10,276
200	1750	500	704	16	220	6	160	A	0,875	13,992
200	1750	600	698	16	240	6	200	A	1,050	12,586
200	1750	700	692	16	200	6	260	A	1,225	14,259
200	2000	600	798	16	190	8	260	A	1,200	18,608
200	2000	700	791	16	200	6	180	A	1,400	17,120
200	2000	800	784	20	270	6	200	A	1,600	19,209
200	2250	700	890	20	280	8	260	A	1,575	22,135
200	2250	800	882	20	270	6	160	A	1,800	22,380
200	2250	900	874	20	240	6	190	A	2,025	24,345
200	2500	700	989	20	240	8	210	A	1,750	28,985
200	2500	900	971	20	240	8	260	A	2,250	28,196
200	2500	1100	954	20	190	6	190	A	2,750	33,518
200	2750	800	1078	20	220	8	200	A	2,200	34,782
200	2750	1000	1059	20	220	8	260	A	2,750	33,598
200	2750	1200	1040	25	280	6	170	A	3,300	39,470
200	3000	900	1166	20	200	10	280	A	2,700	42,048
200	3000	1100	1145	20	190	8	230	A	3,300	42,252
200	3000	1300	1124	25	260	8	280	A	3,900	46,727
200	3250	1000	1251	25	300	10	280	A	3,250	47,345
200	3250	1200	1229	25	280	8	220	A	3,900	48,719
200	3250	1400	1206	25	240	8	250	A	4,550	55,063
200	3500	1000	1348	25	270	10	240	A	3,500	57,201
200	3500	1300	1311	25	260	8	210	A	4,550	56,505
200	3500	1500	1286	25	220	8	240	A	5,250	64,770
200	3750	1100	1431	25	250	10	220	A	4,125	66,124
200	3750	1400	1391	25	240	8	190	A	5,250	65,853
200	3750	1600	1365	25	210	8	220	A	6,000	72,949
200	4000	1200	1512	25	240	10	220	A	4,800	73,073
200	4000	1500	1470	25	220	10	290	A	6,000	76,240
200	4000	1700	1442	25	190	8	210	A	6,800	85,781
200	4250	1300	1592	25	230	10	210	A	5,525	81,189
200	4250	1600	1547	25	210	10	270	A	6,800	85,280
200	4250	1900	1502	25	170	8	210	A	8,075	101,052
200	4500	1400	1670	25	220	10	200	A	6,300	89,930
200	4500	1700	1622	25	190	10	250	A	7,650	99,522
200	4500	2000	1575	25	160	8	200	A	9,000	113,685
200	4750	1400	1762	25	200	12	270	A	6,650	104,801
200	4750	1800	1696	25	180	10	250	A	8,550	110,403
200	4750	2100	1646	25	150	8	190	A	9,975	128,291
200	5000	1500	1838	25	200	12	270	A	7,500	110,505
200	5000	1900	1768	25	170	10	240	A	9,500	123,108
200	5000	2200	1715	25	150	10	280	A	11,000	135,947

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .
La distancia 'l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN EHE)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma_{t1} = 0,40 \text{ N/mm}^2$$



a_1 , mín (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kNm)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³ /ml)	Peso acero (kg/ml)
				ø (mm)	separación (mm)	ø (mm)	separación (mm)			
200	750	300	412	12	290	8	200	50	0,225	3,256
200	1000	300	550	10	120	6	280	A	0,300	5,306
200	1000	400	546	12	200	6	280	40	0,400	5,343
200	1250	400	683	12	150	6	220	A	0,500	7,902
200	1250	500	678	12	160	6	270	A	0,625	7,269
200	1250	600	674	16	240	6	270	40	0,750	9,493
200	1500	500	814	16	220	6	170	A	0,750	11,755
200	1500	600	809	16	230	6	220	A	0,900	10,886
200	1500	700	803	16	200	6	270	40	1,050	13,365
200	1750	600	943	16	190	8	260	A	1,050	16,136
200	1750	700	937	16	200	6	170	A	1,225	14,925
200	1750	800	931	20	270	6	200	50	1,400	18,585
200	2000	700	1071	20	270	8	230	A	1,400	20,540
200	2000	800	1064	20	270	8	310	A	1,600	19,751
200	2000	900	1057	20	240	6	260	B	1,800	24,238
200	2250	700	1205	20	230	8	190	A	1,575	27,359
200	2250	900	1189	20	240	8	260	A	2,025	25,233
200	2250	1100	1173	20	190	6	170	B	2,475	34,504
200	2500	800	1330	20	210	10	290	A	2,000	33,264
200	2500	1000	1313	20	220	8	230	A	2,500	30,795
200	2500	1200	1295	25	280	8	290	B	3,000	41,638
200	2750	900	1453	20	190	10	260	A	2,475	40,659
200	2750	1100	1434	20	190	8	200	A	3,025	39,401
200	2750	1300	1415	25	260	8	260	B	3,575	49,062
200	3000	1000	1575	25	270	10	230	A	3,000	48,832
200	3000	1200	1554	25	280	10	280	A	3,600	46,141
200	3000	1400	1533	25	240	8	220	B	4,200	57,986
200	3250	1100	1695	25	250	10	220	A	3,575	57,184
200	3250	1300	1672	25	260	10	280	A	4,225	53,491
200	3250	1600	1636	25	210	8	220	B	5,200	70,463
200	3500	1200	1813	25	240	10	210	A	4,200	64,428
200	3500	1400	1789	25	240	10	250	A	4,900	62,579
200	3500	1700	1752	25	190	8	190	B	5,950	83,511
200	3750	1200	1943	25	220	12	270	A	4,500	75,660
200	3750	1500	1903	25	220	10	240	A	5,625	73,095
200	3750	1800	1864	25	180	10	300	B	6,750	94,020
200	4000	1300	2058	25	200	12	250	A	5,200	88,575
200	4000	1600	2016	25	210	10	220	A	6,400	81,926
200	4000	1900	1974	25	170	10	270	B	7,600	105,979
200	4250	1400	2172	25	190	12	240	A	5,950	99,335
200	4250	1700	2127	25	190	10	210	A	7,225	95,685
200	4250	2100	2068	25	150	10	270	B	8,925	125,915
200	4500	1500	2284	25	180	12	240	A	6,750	110,205
200	4500	1900	2221	25	170	10	210	A	8,550	111,775
200	4500	2200	2174	25	150	10	250	B	9,900	133,570
200	4750	1600	2394	25	170	12	230	A	7,600	123,138
200	4750	2000	2328	25	160	12	280	A	9,500	126,118
200	4750	2300	2278	25	140	10	240	B	10,925	150,432
200	5000	1700	2503	25	170	12	220	A	8,500	130,580
200	5000	2100	2433	25	150	12	280	A	10,500	140,830
200	5000	2500	2363	25	130	10	240	B	12,500	169,082

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ø y prolongación de 5ø.

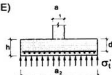
La distancia l se mide desde el final de la prolongación de la patilla

Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN EHE)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,50 \text{ N/mm}^2$$



a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m³/m)	Peso acero (kg/m)
				ϕ (mm)	separación (mm)	ϕ (mm)	separación (mm)			
200	750	300	517	12	250	6	200	50	0,225	3,635
200	1000	300	690	10	100	6	170	A	0,300	6,634
200	1000	400	686	12	180	6	280	40	0,400	5,838
200	1000	500	683	12	160	6	280	30	0,500	6,346
200	1250	400	858	12	120	8	270	A	0,500	10,185
200	1250	500	853	12	140	6	220	A	0,625	8,371
200	1250	600	849	16	240	6	270	50	0,750	9,625
200	1500	500	1024	12	100	8	270	A	0,750	14,442
200	1500	600	1019	16	210	6	170	A	0,900	12,219
200	1500	700	1013	16	200	6	190	40	1,050	13,809
200	1750	600	1188	16	170	8	230	A	1,050	18,104
200	1750	700	1182	16	170	8	260	A	1,225	17,710
200	1750	900	1170	20	240	6	200	50	1,575	20,658
200	2000	700	1351	16	150	8	180	A	1,400	23,912
200	2000	800	1344	20	240	8	230	A	1,600	22,664
200	2000	1000	1330	20	220	8	310	B	2,000	27,267
200	2250	800	1512	20	200	10	260	A	1,800	31,567
200	2250	1000	1496	20	220	8	230	A	2,250	27,598
200	2250	1100	1488	20	190	8	260	B	2,475	35,170
200	2500	900	1671	20	180	10	260	A	2,250	38,499
200	2500	1100	1654	20	190	8	190	A	2,750	35,762
200	2500	1300	1636	25	260	8	230	B	3,250	45,356
200	2750	1000	1829	20	170	10	230	A	2,750	45,261
200	2750	1200	1810	25	280	10	290	A	3,300	42,084
200	2750	1400	1790	25	240	8	210	B	3,850	53,578
200	3000	1100	1985	25	240	10	200	A	3,300	55,167
200	3000	1300	1964	25	260	10	260	A	3,900	49,785
200	3000	1500	1943	25	220	8	190	B	4,500	63,544
200	3250	1100	2150	25	210	12	250	A	3,575	68,608
200	3250	1400	2116	25	240	10	230	A	4,550	58,565
200	3250	1700	2082	25	190	10	280	B	5,525	78,736
200	3500	1200	2303	25	200	12	240	A	4,200	78,054
200	3500	1500	2266	25	220	10	210	A	5,250	69,332
200	3500	1800	2230	25	180	10	250	B	6,300	89,284
200	3750	1300	2454	25	190	12	220	A	4,875	88,307
200	3750	1600	2415	25	210	12	300	A	6,000	77,783
200	3750	1900	2376	25	170	10	240	B	7,125	100,929
200	4000	1400	2604	25	180	12	210	A	5,600	99,502
200	4000	1700	2562	25	190	12	270	A	6,800	91,601
200	4000	2100	2506	25	150	10	240	B	8,400	120,109
200	4250	1500	2752	25	170	12	200	A	6,375	111,805
200	4250	1900	2692	25	170	12	270	A	8,075	107,366
200	4250	2200	2648	25	150	10	220	B	9,350	127,765
200	4500	1600	2898	25	160	12	190	A	7,200	125,424
200	4500	2000	2835	25	160	12	250	A	9,000	120,985
200	4500	2400	2772	25	130	10	210	B	10,800	154,262
200	4750	1700	3042	25	150	12	190	A	8,075	140,622
200	4750	2100	2976	25	150	12	240	A	9,975	136,183
200	4750	2500	2909	25	130	12	280	B	11,875	163,818
200	5000	1800	3185	25	140	12	180	A	9,000	158,625
200	5000	2200	3115	25	150	12	230	A	11,000	144,381
200	5000	2600	3045	25	120	12	280	B	13,000	185,127

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .

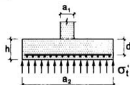
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN EHE)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,10 \text{ N/mm}^2$$



a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³ /ml)	Peso acero (kg/ml)
				ϕ (mm)	separación (mm)	ϕ (mm)	separación (mm)			
200	750	300	97	10	200	6	200	B	0,225	3,271
200	1000	300	130	10	200	6	280	A	0,300	3,539
200	1250	300	162	10	200	6	270	A	0,375	4,532
200	1500	300	194	10	200	6	270	A	0,450	5,524
200	1750	300	227	12	260	6	280	A	0,525	7,051
200	2000	300	259	12	210	6	260	A	0,600	9,639
200	2250	300	291	16	290	6	210	A	0,675	13,925
200	2500	400	315	12	180	6	260	A	1,000	13,860
200	2750	400	347	16	270	6	200	A	1,100	18,365
200	3000	400	378	16	220	6	180	A	1,200	24,514
200	3250	500	398	16	250	6	180	A	1,625	23,630
200	3500	500	429	16	220	8	280	A	1,750	29,235
200	3750	600	446	16	230	6	170	A	2,250	29,656
200	4000	600	476	16	210	8	270	A	2,400	34,930
200	4250	600	506	20	280	8	240	A	2,550	43,302
200	4250	700	491	16	200	8	290	A	2,975	38,354
200	4500	700	520	16	190	8	250	A	3,150	43,321
200	4750	700	549	20	280	8	230	A	3,325	48,890
200	5000	700	578	20	250	8	210	A	3,500	57,412
200	5000	800	560	20	270	8	250	A	4,000	52,282

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ϕ y prolongación de 5ϕ .

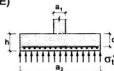
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN EHE)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma_{ti} = 0,20 \text{ N/mm}^2$$



a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m³/m)	Peso acero (kg/m)
				Ø (mm)	separación (mm)	Ø (mm)	separación (mm)			
200	750	300	202	10	200	6	200	B	0,225	3,049
200	1000	300	270	10	200	6	280	A	0,300	3,539
200	1250	300	337	10	180	6	270	A	0,375	4,912
200	1250	400	333	12	210	6	270	A	0,500	5,802
200	1500	300	404	10	130	6	270	A	0,450	7,782
200	1500	400	399	12	210	6	270	A	0,600	7,081
200	1500	500	394	16	290	6	270	A	0,750	8,734
200	1750	400	468	12	180	6	280	A	0,700	9,495
200	1750	500	459	16	290	6	280	A	0,875	10,316
200	1750	600	453	16	240	6	280	A	1,050	12,142
200	2000	500	525	16	290	6	230	A	1,000	12,121
200	2000	600	518	16	240	6	280	A	1,200	14,008
200	2000	700	511	16	200	6	260	A	1,400	16,454
200	2250	500	591	16	260	6	190	A	1,125	15,472
200	2250	600	583	16	240	6	230	A	1,350	16,096
200	2250	700	575	16	200	6	260	A	1,575	18,649
200	2500	600	648	16	240	6	180	A	1,500	18,628
200	2500	700	639	16	200	6	230	A	1,750	21,066
200	2500	800	630	20	270	6	260	A	2,000	23,776
200	2750	700	703	16	200	6	180	A	1,925	23,927
200	2750	800	693	20	270	6	210	A	2,200	26,725
200	2750	900	683	20	240	6	230	A	2,475	29,483
200	3000	700	767	16	200	8	280	A	2,100	26,911
200	3000	900	746	20	240	6	200	A	2,700	32,718
200	3000	1000	735	20	220	6	230	A	3,000	34,945
200	3250	800	819	20	270	8	280	A	2,600	33,141
200	3250	900	808	20	240	6	170	A	2,925	36,174
200	3250	1100	785	20	190	6	220	A	3,575	43,696
200	3500	800	882	20	260	8	220	A	2,800	38,184
200	3500	1000	858	20	220	6	160	A	3,500	42,326
200	3500	1200	833	20	180	6	210	A	4,200	49,808
200	3750	900	932	20	240	8	220	A	3,375	43,803
200	3750	1100	906	20	190	8	300	A	4,125	51,986
200	3750	1300	879	20	160	6	200	A	4,875	58,860
200	4000	1000	980	20	220	8	220	A	4,000	50,372
200	4000	1200	952	20	180	8	270	A	4,800	58,804
200	4000	1400	924	20	150	6	190	A	5,600	68,123
200	4250	1000	1041	20	220	8	190	A	4,250	54,753
200	4250	1300	997	20	160	8	270	A	5,525	69,663
200	4250	1500	967	20	140	6	180	A	6,375	77,504
200	4500	1100	1087	20	190	8	190	A	4,950	65,667
200	4500	1300	1055	20	160	8	240	A	5,850	74,700
200	4500	1600	1008	25	210	6	170	A	7,200	85,774
200	4750	1200	1131	20	180	8	200	A	5,700	72,631
200	4750	1400	1097	20	150	8	240	A	6,650	83,685
200	4750	1700	1047	25	190	6	170	A	8,075	99,709
200	5000	1200	1190	20	180	10	280	A	6,000	77,684
200	5000	1500	1138	20	140	8	230	A	7,500	94,291
200	5000	1800	1085	25	180	8	300	A	9,000	110,749

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .

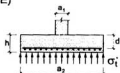
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN EHE)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma_t = 0,30 \text{ N/mm}^2$$



a_1 , mh (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kNm)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m³/mi)	Peso acero (kg/m)
				ϕ (mm)	separación (mm)	ϕ (mm)	separación (mm)			
200	750	300	307	10	200	6	200	30	0,225	3,117
200	1000	300	410	10	190	6	280	A	0,300	3,678
200	1000	400	406	12	210	6	280	30	0,400	5,046
200	1250	400	508	12	210	6	270	A	0,500	5,802
200	1250	500	503	16	290	6	270	A	0,625	7,151
200	1500	400	609	12	170	6	220	A	0,600	8,656
200	1500	500	604	16	290	6	270	A	0,750	8,734
200	1500	600	599	16	240	6	270	A	0,900	10,276
200	1750	500	704	12	150	6	200	A	0,875	11,527
200	1750	600	698	16	240	6	260	A	1,050	12,142
200	1750	700	692	16	200	6	260	A	1,225	14,259
200	2000	600	798	16	240	6	260	A	1,200	14,008
200	2000	700	791	16	200	6	230	A	1,400	16,676
200	2000	800	784	20	270	6	260	A	1,600	18,765
200	2250	700	890	16	200	6	170	A	1,575	19,537
200	2250	800	882	20	270	6	210	A	1,800	21,714
200	2250	900	874	20	240	6	230	A	2,025	23,901
200	2500	700	989	16	190	8	260	A	1,750	23,550
200	2500	900	971	20	240	6	190	A	2,250	27,136
200	2500	1100	954	20	190	6	230	A	2,750	33,074
200	2750	800	1078	20	270	8	230	A	2,200	28,574
200	2750	1000	1059	20	220	6	170	A	2,750	32,809
200	2750	1200	1040	20	180	6	210	A	3,300	38,645
200	3000	900	1166	20	240	8	230	A	2,700	34,518
200	3000	1100	1145	20	190	8	280	A	3,300	41,462
200	3000	1300	1124	20	160	6	200	A	3,900	47,412
200	3250	1000	1251	20	220	8	220	A	3,250	40,781
200	3250	1200	1229	20	180	8	280	A	3,900	47,345
200	3250	1400	1206	20	150	6	180	A	4,550	55,127
200	3500	1000	1348	20	220	8	180	A	3,500	45,162
200	3500	1300	1311	20	160	8	250	A	4,550	57,313
200	3500	1500	1286	20	140	6	160	A	5,250	63,849
200	3750	1100	1431	20	190	10	300	A	4,125	54,872
200	3750	1400	1391	20	150	8	240	A	5,250	65,665
200	3750	1600	1365	25	210	8	270	A	6,000	71,765
200	4000	1200	1512	20	180	10	270	A	4,800	62,133
200	4000	1500	1470	20	140	8	220	A	6,000	75,098
200	4000	1700	1442	25	190	8	270	A	6,800	84,203
200	4250	1300	1592	20	160	10	270	A	5,525	73,214
200	4250	1600	1547	25	210	8	210	A	6,800	83,307
200	4250	1900	1502	25	170	8	270	A	8,075	99,474
200	4500	1400	1670	20	150	10	250	A	6,300	82,780
200	4500	1700	1622	25	190	8	200	A	7,650	97,105
200	4500	2000	1575	25	160	8	250	A	9,000	112,107
200	4750	1400	1762	20	150	10	230	A	6,850	88,740
200	4750	1800	1696	25	180	8	200	A	8,550	108,159
200	4750	2100	1646	25	150	8	240	A	9,975	126,318
200	5000	1500	1838	20	140	10	230	A	7,500	99,174
200	5000	1900	1768	25	170	8	190	A	9,500	120,420
200	5000	2200	1715	25	150	8	230	A	11,000	133,530

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .

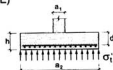
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN EHE)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma_{t1} = 0,40 \text{ N/mm}^2$$



$a_{1, \min}$ (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³ /ml)	Peso acero (kg/ml)
				ϕ (mm)	separación (mm)	ϕ (mm)	separación (mm)			
200	750	300	412	10	200	6	200	40	0,225	3,178
200	1000	300	550	12	220	6	280	B	0,300	5,148
200	1000	400	546	12	210	6	280	40	0,400	5,131
200	1250	400	683	12	180	6	270	A	0,500	6,585
200	1250	500	678	12	160	6	270	A	0,625	7,269
200	1250	600	674	16	240	6	270	40	0,750	9,493
200	1500	500	814	12	150	6	220	A	0,750	9,603
200	1500	600	809	16	240	6	270	A	0,900	10,276
200	1500	700	803	16	200	6	270	40	1,050	13,365
200	1750	600	943	16	240	6	200	A	1,050	12,586
200	1750	700	937	16	200	6	230	A	1,225	14,481
200	1750	800	931	20	270	6	260	50	1,400	18,141
200	2000	700	1071	16	200	6	160	A	1,400	17,342
200	2000	800	1064	20	270	6	200	A	1,600	19,209
200	2000	900	1057	20	240	6	260	B	1,800	24,238
200	2250	700	1205	16	180	8	230	A	1,575	22,447
200	2250	900	1189	20	240	6	170	A	2,025	24,567
200	2250	1100	1173	20	190	6	210	B	2,475	34,060
200	2500	800	1330	16	160	8	210	A	2,000	28,015
200	2500	1000	1313	20	220	8	290	A	2,500	30,006
200	2500	1200	1295	20	180	6	190	B	3,000	39,686
200	2750	900	1453	20	240	8	200	A	2,475	32,344
200	2750	1100	1434	20	190	8	260	A	3,025	38,218
200	2750	1300	1415	20	160	6	170	B	3,575	48,805
200	3000	1000	1575	20	220	8	190	A	3,000	38,373
200	3000	1200	1554	20	180	8	230	A	3,600	44,314
200	3000	1400	1533	20	150	8	280	B	4,200	56,721
200	3250	1100	1696	20	190	10	280	A	3,575	47,765
200	3250	1300	1672	20	160	8	220	A	4,225	53,855
200	3250	1600	1638	25	210	8	280	B	5,200	69,279
200	3500	1200	1813	20	180	10	280	A	4,200	54,050
200	3500	1400	1789	20	150	8	190	A	4,900	62,344
200	3500	1700	1752	25	190	8	250	B	5,950	81,932
200	3750	1200	1943	20	170	10	220	A	4,500	62,851
200	3750	1500	1903	20	140	8	190	A	5,625	71,483
200	3750	1800	1864	25	180	8	240	B	6,750	92,318
200	4000	1300	2058	20	160	10	220	A	5,200	70,594
200	4000	1600	2016	25	210	10	270	A	6,400	80,076
200	4000	1900	1974	25	170	8	210	B	7,600	104,228
200	4250	1400	2172	20	150	10	210	A	5,950	79,903
200	4250	1700	2127	25	190	10	270	A	7,225	93,219
200	4250	2100	2068	25	150	8	210	B	8,925	123,942
200	4500	1500	2284	20	140	12	290	A	6,750	91,008
200	4500	1900	2221	25	170	10	270	A	8,550	109,308
200	4500	2200	2174	25	150	8	200	B	9,900	131,153
200	4750	1600	2394	25	210	12	280	A	7,600	99,683
200	4750	2000	2328	25	160	10	250	A	9,500	122,739
200	4750	2300	2278	25	140	8	190	B	10,925	147,966
200	5000	1700	2503	25	190	12	270	A	8,500	115,433
200	5000	2100	2433	25	150	10	240	A	10,500	137,796
200	5000	2500	2363	25	130	8	190	B	12,500	166,394

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .

La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

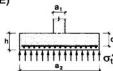
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante

las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN EHE)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,50 \text{ N/mm}^2$$



a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³ /ml)	Peso acero (kg/ml)
				ϕ (mm)	separación (mm)	ϕ (mm)	separación (mm)			
200	750	300	517	10	200	6	200	40	0,225	3,178
200	1000	300	690	12	180	6	210	B	0,300	6,316
200	1000	400	686	12	210	6	280	50	0,400	5,215
200	1000	500	683	12	160	6	280	30	0,500	6,346
200	1250	400	858	12	150	6	180	A	0,500	8,123
200	1250	500	853	12	160	6	270	A	0,625	7,269
200	1250	600	849	16	240	6	270	50	0,750	9,625
200	1500	500	1024	12	130	6	170	A	0,750	11,285
200	1500	600	1019	16	240	6	220	A	0,900	10,498
200	1500	700	1013	16	200	6	270	40	1,050	13,365
200	1750	600	1188	12	110	8	260	A	1,050	15,756
200	1750	700	1182	16	200	6	170	A	1,225	14,925
200	1750	900	1170	20	240	6	230	50	1,575	20,436
200	2000	700	1351	16	180	8	230	A	1,400	19,861
200	2000	800	1344	20	270	8	260	A	1,600	20,146
200	2000	1000	1330	20	220	6	200	B	2,000	26,724
200	2250	800	1512	16	160	8	210	A	1,800	25,155
200	2250	1000	1496	20	220	8	300	A	2,250	26,809
200	2250	1100	1488	20	190	6	170	B	2,475	34,504
200	2500	900	1671	20	230	8	190	A	2,250	30,434
200	2500	1100	1654	20	190	8	260	A	2,750	34,578
200	2500	1300	1636	20	160	6	160	B	3,250	44,730
200	2750	1000	1829	20	210	10	290	A	2,750	36,816
200	2750	1200	1810	20	180	8	210	A	3,300	40,889
200	2750	1400	1790	20	150	8	260	B	3,650	52,611
200	3000	1100	1985	20	190	10	260	A	3,300	44,521
200	3000	1300	1964	20	160	8	200	A	3,900	50,001
200	3000	1500	1943	20	140	8	230	B	4,500	61,252
200	3250	1100	2150	20	170	10	220	A	3,575	54,364
200	3250	1400	2116	20	150	10	280	A	4,550	58,530
200	3250	1700	2082	25	190	8	230	B	5,525	76,662
200	3500	1200	2303	20	160	10	210	A	4,200	62,270
200	3500	1500	2266	20	140	10	280	A	5,250	67,203
200	3500	1800	2230	25	180	8	210	B	6,300	87,361
200	3750	1300	2454	20	150	12	300	A	4,875	70,894
200	3750	1600	2415	25	210	10	250	A	6,000	75,489
200	3750	1900	2376	25	170	8	190	B	7,125	98,956
200	4000	1400	2604	20	140	12	270	A	5,600	81,312
200	4000	1700	2562	25	190	10	240	A	6,800	88,765
200	4000	2100	2506	25	150	8	190	B	8,400	117,914
200	4250	1500	2752	25	210	12	250	A	6,375	90,508
200	4250	1900	2692	25	170	10	240	A	8,075	104,258
200	4250	2200	2648	25	150	10	270	B	9,350	125,915
200	4500	1600	2898	25	200	12	240	A	7,200	100,872
200	4500	2000	2835	25	160	10	210	A	9,000	117,951
200	4500	2400	2772	25	130	10	270	B	10,800	151,796
200	4750	1700	3042	25	190	12	240	A	8,075	111,251
200	4750	2100	2976	25	150	10	200	A	9,975	132,607
200	4750	2500	2909	25	130	10	250	B	11,875	160,439
200	5000	1800	3185	25	180	12	230	A	9,000	123,573
200	5000	2200	3115	25	150	12	280	A	11,000	140,830
200	5000	2600	3045	25	120	10	240	B	13,000	182,094

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .

La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

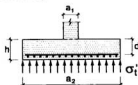
Si la relación vuelco/caído es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

CÁLCULO SEGÚN EUROCÓDIGO

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN EUROCÓDIGO)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,10 \text{ N/mm}^2$$



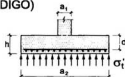
a_1 , mín (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³ /ml)	Peso acero (kg/ml)
				ø (mm)	separación (mm)	ø (mm)	separación (mm)			
200	750	300	97	10	200	6	200	B	0,225	3,271
200	1000	300	130	10	200	6	210	A	0,300	3,761
200	1250	300	162	10	200	6	270	B	0,375	5,034
200	1500	300	194	12	270	6	270	B	0,450	6,447
200	1750	300	227	12	210	6	260	A	0,525	8,360
200	2000	300	259	12	160	6	230	A	0,600	12,318
200	2250	300	291	16	230	6	170	A	0,675	17,365
200	2500	400	315	16	260	6	190	A	1,000	17,212
200	2750	400	347	16	220	8	290	A	1,100	22,671
200	3000	400	378	20	280	8	230	A	1,200	30,320
200	3250	500	398	16	200	8	250	A	1,625	29,673
200	3500	500	429	20	270	8	220	A	1,750	37,003
200	3750	600	446	20	280	8	250	A	2,250	37,714
200	4000	600	476	20	260	8	210	A	2,400	44,110
200	4250	600	506	20	230	8	190	A	2,550	52,750
200	4500	700	520	20	240	8	200	A	3,150	53,483
200	4750	700	549	20	220	10	280	A	3,325	62,158
200	5000	700	578	20	200	10	250	A	3,500	72,258

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ϕ y prolongación de 5ϕ .
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla.
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39.

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN EUROCÓDIGO)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma_t = 0,20 \text{ N/mm}^2$$



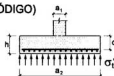
a ₁ , mín (mm)	a ₂ (mm)	h (mm)	N _d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³ /m)	Peso acero (kg/m)
				Ø (mm)	separación (mm)	Ø (mm)	separación (mm)			
200	750	300	202	10	200	6	200	B	0,225	3,271
200	1000	300	270	10	200	6	280	B	0,300	4,041
200	1250	300	337	12	210	6	270	B	0,375	6,629
200	1500	300	404	12	150	6	190	B	0,450	10,983
200	1500	400	399	12	180	6	270	B	0,600	9,004
200	1750	400	466	16	260	6	200	B	0,700	13,354
200	1750	500	459	12	160	6	260	A	0,675	10,487
200	2000	400	532	12	110	8	260	A	0,800	18,169
200	2000	500	525	12	130	6	180	A	1,000	15,144
200	2000	600	518	16	240	6	230	A	1,200	14,230
200	2250	500	591	12	110	8	260	A	1,125	20,581
200	2250	600	583	16	220	6	190	A	1,350	17,801
200	2500	500	656	16	160	8	210	A	1,250	28,015
200	2500	600	648	16	190	8	260	A	1,500	23,550
200	2500	700	639	16	200	6	180	A	1,750	21,732
200	2750	600	712	16	160	8	210	A	1,650	30,676
200	2750	700	703	20	280	8	260	A	1,925	27,328
200	2750	800	693	20	270	6	170	A	2,200	27,391
200	3000	600	777	20	210	10	280	A	1,800	40,369
200	3000	800	756	20	260	8	260	A	2,400	31,863
200	3000	900	746	20	240	8	280	A	2,700	33,729
200	3250	700	830	20	220	10	280	A	2,275	42,261
200	3250	900	808	20	240	8	230	A	2,925	37,481
200	3250	1000	796	20	220	8	280	A	3,250	39,597
200	3500	800	882	20	210	10	280	A	2,800	47,473
200	3500	900	870	20	220	8	210	A	3,150	44,373
200	3500	1100	845	20	190	8	280	A	3,850	48,742
200	3750	800	945	20	190	10	250	A	3,000	56,105
200	3750	1000	919	20	210	8	210	A	3,750	49,497
200	3750	1100	906	20	190	8	240	A	4,125	53,170
200	4000	800	1008	25	260	10	210	A	3,200	68,922
200	4000	1000	980	20	190	10	290	A	4,000	58,733
200	4000	1200	952	25	280	8	220	A	4,800	60,224
200	4250	900	1056	25	260	10	210	A	3,825	73,243
200	4250	1100	1026	25	290	10	270	A	4,675	64,476
200	4250	1300	997	25	260	8	210	A	5,525	68,804
200	4500	900	1118	25	230	12	290	A	4,050	87,251
200	4500	1100	1087	25	270	10	250	A	4,950	73,322
200	4500	1400	1040	25	240	8	210	A	6,300	78,289
200	4750	1000	1164	25	240	12	280	A	4,750	89,109
200	4750	1200	1131	25	260	10	240	A	5,700	80,654
200	4750	1400	1097	25	240	8	190	A	6,650	83,881
200	5000	1000	1225	25	210	12	250	A	5,000	106,934
200	5000	1300	1173	25	250	10	240	A	6,500	87,857
200	5000	1500	1138	25	220	10	300	A	7,500	95,605

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla.
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN EUROCÓDIGO)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma_t^* = 0,30 \text{ N/mm}^2$$



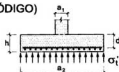
a ₁ , min (mm)	a ₂ (mm)	h (mm)	N _d (kNm)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m³/m)	Peso acero (kg/m)
				s (mm)	separación (mm)	s (mm)	separación (mm)			
200	750	300	307	10	200	6	200	61	0,225	3,311
200	1000	300	410	12	220	6	280	90	0,300	5,341
200	1250	300	512	16	260	6	180	130	0,375	10,385
200	1250	400	508	12	180	6	270	B	0,500	7,549
200	1500	400	609	16	250	6	190	B	0,600	12,008
200	1500	500	604	10	100	6	220	A	0,750	9,939
200	1750	400	711	20	270	8	230	B	0,700	20,840
200	1750	500	704	16	220	6	160	B	0,875	15,863
200	1750	600	698	16	240	6	200	B	1,050	14,301
200	2000	500	805	20	270	8	230	B	1,000	23,518
200	2000	600	798	12	110	8	260	A	1,200	18,169
200	2000	700	791	16	200	6	180	A	1,400	17,120
200	2250	600	898	20	260	8	210	B	1,350	27,446
200	2250	700	890	16	170	8	260	A	1,575	23,141
200	2250	800	882	20	270	6	160	A	1,800	22,380
200	2500	700	989	16	150	8	210	A	1,750	29,567
200	2500	800	980	20	250	8	230	A	2,000	27,621
200	2500	1000	963	20	220	6	160	A	2,500	29,784
200	2750	700	1088	16	130	10	260	A	1,925	38,470
200	2750	900	1068	20	230	8	210	A	2,475	33,115
200	2750	1100	1049	20	190	8	290	A	3,025	37,823
200	3000	800	1176	20	190	10	260	A	2,400	44,521
200	3000	1000	1155	20	210	8	200	A	3,000	39,505
200	3000	1200	1134	25	280	8	260	A	3,600	44,094
200	3250	900	1263	20	180	10	230	A	2,925	51,241
200	3250	1100	1240	20	190	8	190	A	3,575	47,075
200	3250	1300	1217	25	260	8	230	A	4,225	51,616
200	3500	900	1360	25	250	10	210	A	3,150	62,270
200	3500	1100	1335	25	280	10	250	A	3,850	54,872
200	3500	1300	1311	25	260	8	210	A	4,550	56,505
200	3750	1000	1444	25	250	12	300	A	3,750	67,184
200	3750	1200	1418	25	270	10	250	A	4,500	60,769
200	3750	1400	1391	25	240	8	190	A	5,250	65,853
200	4000	1100	1526	25	230	12	290	A	4,400	77,099
200	4000	1300	1498	25	250	10	240	A	5,200	69,977
200	4000	1500	1470	25	220	10	290	A	6,000	76,240
200	4250	1100	1621	25	210	12	250	A	4,675	90,509
200	4250	1400	1577	25	240	10	240	A	5,950	77,086
200	4250	1600	1547	25	210	10	270	A	6,800	85,280
200	4500	1200	1701	25	210	12	250	A	5,400	95,984
200	4500	1400	1670	25	220	10	200	A	6,300	89,930
200	4500	1700	1622	25	190	10	250	A	7,650	90,522
200	4750	1200	1796	25	190	12	210	A	5,700	113,027
200	4750	1500	1746	25	210	12	280	A	7,125	99,883
200	4750	1800	1696	25	180	10	250	A	8,550	110,403
200	5000	1300	1873	25	180	12	220	A	6,500	124,460
200	5000	1600	1820	25	200	12	280	A	8,000	109,617
200	5000	1900	1768	25	170	10	240	A	9,500	123,108

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5s y prolongación de 5s.
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla.
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN EUROCÓDIGO)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,40 \text{ N/mm}^2$$



a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³ /ml)	Peso acero (kg/ml)
				ϕ (mm)	separación (mm)	ϕ (mm)	separación (mm)			
200	750	300	412	10	200	6	200	83	0,225	3,442
200	1000	300	550	12	180	6	280	120	0,300	6,627
200	1000	400	546	12	210	6	280	79	0,400	5,457
200	1250	400	683	16	270	6	220	120	0,500	9,719
200	1250	500	678	10	110	6	270	A	0,625	7,331
200	1500	400	819	20	290	8	220	150	0,600	17,780
200	1500	500	814	16	220	6	170	B	0,750	13,626
200	1500	600	809	12	130	6	220	A	0,900	10,842
200	1750	500	949	20	270	8	230	B	0,875	20,840
200	1750	600	943	12	110	8	260	A	1,050	15,756
200	1750	700	937	16	200	6	170	A	1,225	14,925
200	2000	600	1078	20	250	8	200	B	1,200	25,510
200	2000	700	1071	20	270	8	230	B	1,400	23,518
200	2000	900	1057	20	240	6	180	B	1,800	24,904
200	2250	700	1205	16	140	8	190	A	1,575	28,523
200	2250	800	1197	16	150	8	210	A	1,800	26,542
200	2250	1000	1181	20	220	8	300	A	2,250	26,809
200	2500	800	1330	16	130	10	290	A	2,000	34,202
200	2500	900	1321	20	210	8	190	A	2,250	32,844
200	2500	1100	1304	20	190	8	260	A	2,750	34,578
200	2750	800	1463	20	170	10	210	A	2,200	45,878
200	2750	1000	1444	20	190	10	290	A	2,750	40,042
200	2750	1200	1425	25	280	8	230	A	3,300	40,654
200	3000	900	1586	20	160	10	220	A	2,700	52,714
200	3000	1100	1565	25	280	10	260	A	3,300	46,758
200	3000	1300	1544	25	260	8	200	A	3,900	48,306
200	3250	1000	1706	25	240	12	310	A	3,250	59,699
200	3250	1200	1684	25	260	10	250	A	3,900	54,107
200	3250	1400	1661	25	240	10	310	A	4,550	56,715
200	3500	1100	1825	25	230	12	280	A	3,850	67,834
200	3500	1300	1801	25	240	10	240	A	4,550	63,195
200	3500	1500	1776	25	220	10	280	A	5,250	66,866
200	3750	1100	1956	25	200	12	240	A	4,125	83,758
200	3750	1400	1916	25	230	10	220	A	5,250	70,962
200	3750	1600	1890	25	210	10	250	A	6,000	75,489
200	4000	1200	2072	25	190	12	240	A	4,800	93,377
200	4000	1500	2030	25	220	10	200	A	6,000	79,940
200	4000	1700	2002	25	190	10	240	A	6,800	88,765
200	4250	1300	2187	25	190	12	220	A	5,525	100,223
200	4250	1600	2142	25	200	12	290	A	6,800	92,504
200	4250	1800	2112	25	180	10	220	A	7,650	99,699
200	4500	1300	2315	25	160	12	190	A	5,850	125,424
200	4500	1600	2268	25	190	12	250	A	7,200	104,405
200	4500	2000	2205	25	160	10	220	A	9,000	117,335
200	4750	1400	2427	25	160	12	190	A	6,650	133,220
200	4750	1700	2377	25	180	12	240	A	8,075	116,445
200	4750	2100	2311	25	150	10	210	A	9,975	131,990
200	5000	1500	2538	25	160	12	180	A	7,500	141,017
200	5000	1800	2485	25	170	12	230	A	9,000	129,693
200	5000	2200	2415	25	150	12	300	A	11,000	139,942

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .

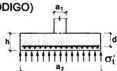
La distancia l se mide desde el final de la prolongación de la patilla

Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN EUROCÓDIGO)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma_t = 0,50 \text{ N/mm}^2$$



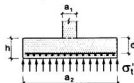
a ₁ , mm (mm)	a ₂ , mm (mm)	h, mm (mm)	N _d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m³/ml)	Peso acero (kg/ml)
				Ø (mm)	separación (mm)	Ø (mm)	separación (mm)			
200	750	300	517	12	250	6	200	110	0,225	4,061
200	1000	300	690	16	260	6	170	200	0,300	9,495
200	1000	400	686	12	180	6	280	90	0,400	6,331
200	1250	400	858	16	220	8	270	130	0,500	12,410
200	1250	500	853	16	250	6	220	70	0,625	9,759
200	1500	500	1024	16	190	8	270	60	0,750	15,366
200	1500	600	1019	12	110	6	170	A	0,900	12,974
200	1500	700	1013	16	200	6	190	70	1,050	14,282
200	1750	600	1188	20	260	8	230	70	1,050	20,761
200	1750	700	1182	12	100	8	260	A	1,225	17,056
200	1750	800	1176	20	270	6	160	80	1,400	19,577
200	2000	700	1351	20	230	8	180	B	1,400	27,780
200	2000	800	1344	16	150	8	230	A	1,600	23,123
200	2000	900	1337	20	240	8	260	70	1,800	24,797
200	2250	800	1512	16	130	10	260	A	1,800	31,166
200	2250	900	1504	20	210	8	190	A	2,025	29,514
200	2250	1100	1488	20	190	8	260	50	2,475	33,612
200	2500	800	1680	16	100	10	210	A	2,000	44,647
200	2500	1000	1663	20	190	10	290	A	2,500	36,181
200	2500	1200	1645	25	280	8	210	60	3,000	40,688
200	2750	900	1838	20	150	12	290	A	2,475	51,789
200	2750	1100	1819	25	270	10	260	A	3,025	44,031
200	2750	1300	1800	25	260	8	200	60	3,575	47,948
200	3000	1000	1995	20	140	12	280	A	3,000	60,146
200	3000	1200	1974	25	250	10	230	A	3,600	52,097
200	3000	1400	1963	25	240	10	280	60	4,200	56,755
200	3250	1100	2150	25	210	12	250	A	3,575	68,608
200	3250	1300	2127	25	230	10	220	A	4,225	61,352
200	3250	1500	2104	25	220	10	250	A	4,875	62,487
200	3500	1100	2315	25	180	12	220	A	3,850	86,134
200	3500	1400	2279	25	210	12	280	A	4,900	73,195
200	3500	1700	2242	25	190	10	250	B	5,950	85,040
200	3750	1200	2468	25	170	12	210	A	4,500	97,808
200	3750	1500	2428	25	200	12	270	A	5,625	81,983
200	3750	1800	2389	25	180	10	220	B	6,750	96,486
200	4000	1300	2618	25	170	12	200	A	5,200	105,250
200	4000	1600	2576	25	190	12	250	A	6,400	92,489
200	4000	1900	2534	25	170	10	210	B	7,600	108,445
200	4250	1400	2767	25	160	12	190	A	5,950	118,515
200	4250	1700	2722	25	180	12	240	A	7,225	103,966
200	4250	2000	2678	25	160	12	290	A	8,500	112,300
200	4500	1500	2914	25	150	12	180	A	6,750	134,200
200	4500	1800	2867	25	170	12	220	A	8,100	116,584
200	4500	2100	2819	25	150	12	270	A	9,450	127,097
200	4750	1500	3076	25	130	16	280	A	7,125	163,478
200	4750	1900	3009	25	160	12	210	A	9,025	130,557
200	4750	2200	2959	25	150	12	250	A	10,450	135,295
200	5000	1600	3220	25	130	16	280	A	8,000	172,466
200	5000	2000	3150	25	150	12	200	A	10,000	147,044
200	5000	2400	3080	25	130	12	250	B	12,000	173,891

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .
La distancia / se mide desde el final de la prolongación de la patilla
Si la relación vuelc/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN EUROCÓDIGO)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,10 \text{ N/mm}^2$$



a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³ /ml)	Peso acero (kg/ml)
				φ (mm)	separación (mm)	φ (mm)	separación (mm)			
200	750	300	97	10	200	6	200	B	0,225	3,271
200	1000	300	130	10	200	6	210	B	0,300	4,263
200	1250	300	162	10	200	6	270	B	0,375	5,034
200	1500	300	194	10	200	6	270	B	0,450	6,027
200	1750	300	227	12	260	6	260	B	0,525	7,719
200	2000	300	259	12	210	6	260	A	0,600	9,639
200	2250	300	291	16	290	6	210	B	0,675	15,345
200	2500	400	315	12	180	6	260	A	1,000	13,860
200	2750	400	347	16	270	6	200	A	1,100	18,365
200	3000	400	378	16	220	6	160	A	1,200	24,514
200	3250	500	398	16	250	6	180	A	1,625	23,630
200	3500	500	429	16	220	8	280	A	1,750	29,235
200	3750	600	446	16	230	6	170	A	2,250	29,656
200	4000	600	476	16	210	8	270	A	2,400	34,930
200	4250	600	506	20	280	8	240	A	2,550	43,302
200	4500	700	520	16	190	8	250	A	3,150	43,321
200	4750	700	549	20	280	8	230	A	3,325	48,890
200	5000	700	578	20	250	8	210	A	3,500	57,412

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ϕ y prolongación de 5ϕ .

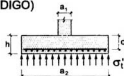
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN EUROCÓDIGO)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,20 \text{ N/mm}^2$$



$a_{1, \min}$ (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m³/m)	Peso acero (kg/m)
				Ø (mm)	separación (mm)	Ø (mm)	separación (mm)			
200	750	300	202	10	200	6	200	B	0,225	3,271
200	1000	300	270	10	200	6	280	B	0,300	4,198
200	1250	300	337	12	260	6	270	110	0,375	5,868
200	1500	300	404	12	190	6	270	80	0,450	8,731
200	1500	400	399	12	210	6	270	80	0,600	8,027
200	1750	400	466	12	180	6	260	B	0,700	10,459
200	1750	500	459	16	290	6	260	B	0,875	11,736
200	2000	400	532	16	250	6	180	B	0,800	15,831
200	2000	500	525	16	290	6	230	B	1,000	13,540
200	2000	600	518	16	240	6	260	B	1,200	15,723
200	2250	500	591	16	260	6	190	B	1,125	17,055
200	2250	600	583	16	240	6	230	B	1,350	17,811
200	2500	500	656	16	200	8	260	B	1,250	24,628
200	2500	600	648	16	240	6	180	B	1,500	20,343
200	2500	700	639	16	200	6	230	B	1,750	23,124
200	2750	600	712	16	210	8	290	B	1,650	25,522
200	2750	700	703	16	200	6	180	B	1,925	25,985
200	2750	800	693	20	270	6	210	B	2,200	29,702
200	3000	600	777	20	270	8	220	B	1,800	34,625
200	3000	800	756	20	270	6	170	B	2,400	32,874
200	3000	900	746	20	240	6	200	B	2,700	36,067
200	3250	700	830	20	270	8	230	B	2,275	36,908
200	3250	900	808	20	240	6	170	B	2,925	39,524
200	3250	1000	796	20	220	6	190	B	3,250	42,290
200	3500	800	882	20	260	8	220	A	2,800	38,184
200	3500	900	870	20	240	8	250	B	3,150	43,400
200	3500	1100	845	20	190	6	180	B	3,850	52,060
200	3750	800	945	20	240	8	200	A	3,000	44,592
200	3750	1000	919	20	220	8	250	B	3,750	50,040
200	3750	1100	906	20	190	8	300	B	4,125	56,218
200	4000	800	1008	20	210	10	270	A	3,200	54,578
200	4000	1000	980	20	220	8	220	A	4,000	50,372
200	4000	1200	952	20	180	8	270	B	4,800	63,270
200	4250	900	1056	20	210	10	270	A	3,825	58,131
200	4250	1100	1026	20	190	8	220	A	4,675	60,844
200	4250	1300	997	20	160	8	270	B	5,525	74,687
200	4500	900	1118	20	190	10	240	A	4,050	68,306
200	4500	1100	1087	20	190	8	190	A	4,950	65,667
200	4500	1400	1040	20	150	8	270	B	6,300	83,750
200	4750	1000	1164	20	190	10	250	A	4,750	71,551
200	4750	1200	1131	20	180	8	200	A	5,700	72,631
200	4750	1400	1097	20	150	8	240	B	6,650	89,044
200	5000	1000	1225	20	170	10	220	A	5,000	84,683
200	5000	1300	1173	20	160	8	190	A	6,500	85,168
200	5000	1500	1138	20	140	8	230	B	7,500	100,034

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .

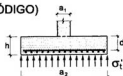
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN EUROCÓDIGO)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma_t = 0,30 \text{ N/mm}^2$$



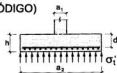
a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m³/ml)	Peso acero (kg/ml)
				ϕ (mm)	separación (mm)	ϕ (mm)	separación (mm)			
200	750	300	307	10	200	6	200	B1	0,225	3,311
200	1000	300	410	12	280	6	280	140	0,300	4,704
200	1250	300	512	12	180	6	270	120	0,375	8,082
200	1250	400	508	12	210	6	270	100	0,500	6,917
200	1500	400	609	12	170	6	220	100	0,600	10,033
200	1500	500	604	16	290	6	270	90	0,750	10,175
200	1750	400	711	16	220	8	260	110	0,700	16,499
200	1750	500	704	16	270	6	200	100	0,875	13,074
200	1750	600	698	16	240	6	260	B	1,050	13,857
200	2000	500	805	16	210	8	260	90	1,000	19,126
200	2000	600	798	16	240	6	180	90	1,200	16,415
200	2000	700	791	16	200	6	230	B	1,400	18,734
200	2250	600	898	16	210	8	260	90	1,350	21,400
200	2250	700	890	16	200	6	170	B	1,575	21,595
200	2250	800	882	20	270	6	210	B	1,800	24,692
200	2500	700	989	16	190	8	260	B	1,750	25,717
200	2500	800	980	20	270	6	160	B	2,000	27,863
200	2500	1000	963	20	220	6	210	B	2,500	32,773
200	2750	700	1068	20	250	8	210	B	1,925	34,092
200	2750	900	1068	20	240	8	290	B	2,475	34,115
200	2750	1100	1049	20	190	6	200	B	3,025	41,216
200	3000	800	1176	20	240	8	200	B	2,400	38,657
200	3000	1000	1155	20	220	8	260	B	3,000	40,449
200	3000	1200	1134	20	180	6	170	B	3,600	47,424
200	3250	900	1263	20	230	8	190	B	2,925	43,550
200	3250	1100	1240	20	190	8	250	B	3,575	49,728
200	3250	1300	1217	20	160	6	160	B	4,225	57,400
200	3500	900	1360	20	200	10	250	B	3,150	54,083
200	3500	1100	1335	20	190	8	210	B	3,850	54,551
200	3500	1300	1311	20	160	8	250	B	4,550	62,338
200	3750	1000	1444	20	200	10	250	B	3,750	57,782
200	3750	1200	1418	20	180	8	200	B	4,500	61,424
200	3750	1400	1391	20	150	8	240	B	5,250	71,025
200	4000	1100	1526	20	190	10	250	B	4,400	64,198
200	4000	1300	1498	20	160	8	190	B	5,200	72,807
200	4000	1500	1470	20	140	8	220	B	6,000	80,840
200	4250	1100	1621	20	170	10	210	B	4,675	76,683
200	4250	1400	1577	20	150	10	290	B	5,950	82,180
200	4250	1600	1547	25	210	8	210	B	6,800	90,785
200	4500	1200	1701	20	170	10	210	B	5,400	80,926
200	4500	1400	1670	20	150	10	250	B	6,300	88,140
200	4500	1700	1622	25	190	8	200	B	7,650	105,370
200	4750	1200	1796	20	150	12	280	A	5,700	90,886
200	4750	1500	1746	20	140	10	250	B	7,125	98,664
200	4750	1800	1696	25	180	8	200	B	8,550	116,882
200	5000	1300	1873	20	150	12	280	A	6,500	95,884
200	5000	1600	1820	25	210	10	240	B	8,000	109,602
200	5000	1900	1768	25	170	8	190	B	9,500	129,657

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ϕ y prolongación de 5ϕ .
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN EUROCÓDIGO)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma_t' = 0,40 \text{ N/mm}^2$$



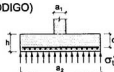
a_1 , mín (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m³/m)	Peso acero (kg/m)
				Ø (mm)	separación (mm)	Ø (mm)	separación (mm)			
200	750	300	412	10	200	6	200	83	0,225	3,442
200	1000	300	550	12	230	6	280	150	0,300	5,611
200	1000	400	546	12	210	6	280	79	0,400	5,457
200	1250	400	683	12	190	6	270	120	0,500	7,715
200	1250	500	678	16	290	6	270	100	0,625	8,701
200	1500	400	819	16	230	6	170	130	0,600	13,696
200	1500	500	814	16	280	6	220	120	0,750	11,051
200	1500	600	809	16	240	6	270	90	0,900	12,017
200	1750	500	949	16	210	8	260	110	0,875	17,154
200	1750	600	943	16	240	6	200	100	1,050	14,459
200	1750	700	937	16	200	6	230	8	1,225	16,539
200	2000	600	1078	16	200	8	260	100	1,200	20,083
200	2000	700	1071	16	200	6	160	8	1,400	19,400
200	2000	900	1057	20	240	6	230	8	1,800	24,460
200	2250	700	1205	20	290	8	230	110	1,575	24,662
200	2250	800	1197	20	270	8	260	8	1,800	25,801
200	2250	1000	1181	20	220	6	190	8	2,250	29,970
200	2500	800	1330	20	260	8	210	8	2,000	30,212
200	2500	900	1321	20	240	8	260	8	2,250	31,546
200	2500	1100	1304	20	190	6	180	8	2,750	37,971
200	2750	800	1463	20	210	10	290	8	2,200	40,645
200	2750	1000	1444	20	220	8	230	8	2,750	37,647
200	2750	1200	1425	20	180	8	290	8	3,300	44,171
200	3000	900	1586	20	200	10	260	8	2,700	46,684
200	3000	1100	1565	20	190	8	220	8	3,300	46,878
200	3000	1300	1544	20	160	8	260	8	3,900	53,842
200	3250	1000	1706	20	190	10	250	8	3,250	52,613
200	3250	1200	1684	20	180	8	190	8	3,900	53,784
200	3250	1400	1661	20	150	8	230	8	4,550	62,015
200	3500	1100	1825	20	180	10	240	8	3,850	59,749
200	3500	1300	1801	20	160	10	300	8	4,550	64,212
200	3500	1500	1776	20	140	8	220	8	5,250	71,244
200	3750	1100	1956	20	160	10	210	8	4,125	71,765
200	3750	1400	1916	20	150	10	270	8	5,250	73,343
200	3750	1600	1890	25	210	8	200	8	6,000	81,216
200	4000	1200	2072	20	150	12	290	8	4,800	81,251
200	4000	1500	2030	20	140	10	250	8	6,000	83,602
200	4000	1700	2002	25	190	8	190	8	6,800	94,835
200	4250	1300	2187	20	150	12	290	8	5,525	86,249
200	4250	1600	2142	20	130	10	240	8	6,800	95,250
200	4250	1800	2112	25	180	10	290	8	7,650	105,957
200	4500	1300	2315	25	210	12	250	8	5,850	103,461
200	4500	1600	2268	25	210	10	210	8	7,200	100,428
200	4500	2000	2205	25	160	10	290	8	9,000	124,683
200	4750	1400	2427	25	200	12	240	8	6,650	114,427
200	4750	1700	2377	25	190	10	200	8	8,075	115,939
200	4750	2100	2311	25	150	10	270	8	9,975	139,993
200	5000	1500	2538	25	200	12	240	8	7,500	120,132
200	5000	1800	2485	25	180	12	280	8	9,000	128,745
200	5000	2200	2415	25	150	10	250	8	11,000	147,648

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla.
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39.

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN EUROCÓDIGO)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma_t^* = 0,50 \text{ N/mm}^2$$



a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m³/ml)	Peso acero (kg/ml)
				ϕ (mm)	separación (mm)	ϕ (mm)	separación (mm)			
200	750	300	517	10	200	6	200	104	0,225	3,575
200	1000	300	690	12	180	6	210	150	0,300	7,145
200	1000	400	686	12	210	6	280	99	0,400	5,631
200	1250	400	858	16	280	6	180	160	0,500	10,092
200	1250	500	853	16	290	6	270	130	0,625	9,028
200	1500	500	1024	16	240	6	170	130	0,750	13,209
200	1500	600	1019	16	240	6	220	110	0,900	12,502
200	1500	700	1013	16	200	6	270	B	1,050	14,123
200	1750	600	1188	16	210	8	260	110	1,050	17,154
200	1750	700	1182	16	200	6	170	90	1,225	17,015
200	1750	800	1176	20	270	6	200	B	1,400	19,681
200	2000	700	1351	20	290	8	230	120	1,400	22,311
200	2000	800	1344	20	270	8	260	B	1,800	23,123
200	2000	900	1337	20	240	6	180	B	1,800	24,904
200	2250	800	1512	20	260	8	210	B	1,800	27,446
200	2250	900	1504	20	240	8	260	B	2,025	28,583
200	2250	1100	1488	20	190	6	170	B	2,475	34,504
200	2500	800	1680	20	210	10	260	B	2,000	37,709
200	2500	1000	1663	20	220	8	210	B	2,500	34,844
200	2500	1200	1645	20	180	8	260	B	3,000	40,746
200	2750	900	1838	20	190	10	260	B	2,475	44,890
200	2750	1100	1819	20	190	8	200	B	3,025	43,633
200	2750	1300	1800	20	160	8	230	B	3,575	49,989
200	3000	1000	1995	20	180	10	230	B	3,000	51,666
200	3000	1200	1974	20	180	10	280	B	3,600	50,433
200	3000	1400	1953	20	150	8	220	B	4,200	57,905
200	3250	1100	2150	20	170	10	220	B	3,575	59,093
200	3250	1300	2127	20	160	10	280	B	4,225	60,359
200	3250	1500	2104	20	140	8	200	B	4,875	66,840
200	3500	1100	2315	25	230	12	280	B	3,850	74,661
200	3500	1400	2279	25	240	10	250	B	4,900	69,121
200	3500	1700	2242	25	190	8	190	B	5,950	83,511
200	3750	1200	2468	25	220	12	250	B	4,500	83,685
200	3750	1500	2428	25	220	10	240	B	5,625	80,232
200	3750	1800	2389	25	180	10	300	B	6,750	94,020
200	4000	1300	2618	25	210	12	250	B	5,200	92,511
200	4000	1600	2576	25	210	10	210	B	6,400	90,020
200	4000	1900	2534	25	170	10	270	B	7,600	105,979
200	4250	1400	2767	25	200	12	240	B	5,950	103,018
200	4250	1700	2722	25	190	10	200	B	7,225	104,566
200	4250	2000	2676	25	160	10	250	B	8,500	119,278
200	4500	1500	2914	25	190	12	220	B	6,750	114,445
200	4500	1800	2867	25	180	12	290	B	8,100	116,286
200	4500	2100	2819	25	150	10	220	B	9,450	134,803
200	4750	1500	3076	25	170	12	200	B	7,125	134,151
200	4750	1900	3009	25	170	12	270	B	9,025	129,711
200	4750	2200	2959	25	150	10	210	B	10,450	142,459
200	5000	1600	3220	25	160	12	200	B	8,000	149,055
200	5000	2000	3150	25	160	12	250	B	10,000	144,616
200	5000	2400	3080	25	130	10	220	B	12,000	170,316

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ϕ y prolongación de 5ϕ .

La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

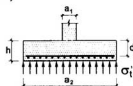
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

CÁLCULO SEGÚN ACI

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN ACI)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5; \gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,10 \text{ N/mm}^2$$



a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³ /ml)	Peso acero (kg/ml)
				ϕ (mm)	separación (mm)	ϕ (mm)	separación (mm)			
200	750	300	97	10	200	6	200	B	0,225	3,271
200	1000	300	130	10	200	6	280	B	0,300	4,041
200	1250	300	162	10	200	6	270	A	0,375	4,532
200	1500	300	194	12	270	6	270	A	0,450	5,804
200	1750	300	227	12	210	6	260	A	0,525	8,360
200	2000	300	259	12	160	6	230	A	0,600	12,318
200	2250	300	291	16	230	6	170	A	0,675	17,365
200	2500	400	315	16	260	6	190	A	1,000	17,212
200	2750	400	347	16	220	8	290	A	1,100	22,671
200	3000	400	378	20	280	8	230	A	1,200	30,320
200	3250	500	398	16	200	8	250	A	1,625	29,673
200	3500	500	429	20	270	8	220	A	1,750	37,003
200	3750	600	446	20	280	8	250	A	2,250	37,714
200	4000	600	476	20	260	8	210	A	2,400	44,110
200	4250	600	506	20	230	8	190	A	2,550	52,750
200	4500	700	520	20	240	8	200	A	3,150	53,483
200	4750	700	549	20	220	10	280	A	3,325	62,158
200	5000	700	578	20	200	10	250	A	3,500	72,258

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ϕ y prolongación de 5ϕ .

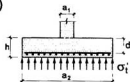
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN ACI)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,20 \text{ N/mm}^2$$



a ₁ , min (mm)	a ₂ (mm)	h (mm)	N _d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³ /m)	Peso acero (kg/m)
				Ø (mm)	separación (mm)	Ø (mm)	separación (mm)			
200	750	300	202	10	200	6	200	30	0,225	3,117
200	1000	300	270	10	200	6	280	40	0,300	3,949
200	1250	300	337	10	140	6	270	A	0,375	5,998
200	1500	300	404	12	150	6	190	A	0,450	9,825
200	1500	400	399	12	180	6	270	A	0,600	8,040
200	1750	300	472	20	290	8	260	A	0,525	16,453
200	1750	400	466	16	260	6	200	A	0,700	11,771
200	2000	400	532	16	200	8	260	A	0,800	17,835
200	2000	500	525	16	240	6	180	A	1,000	14,674
200	2250	400	599	20	240	8	210	A	0,900	26,022
200	2250	500	591	16	200	8	260	A	1,125	20,203
200	2500	400	665	20	190	10	260	A	1,000	36,798
200	2500	500	656	20	260	8	210	A	1,250	27,120
200	2500	600	648	16	190	8	260	A	1,500	23,550
200	2750	500	722	20	210	10	290	A	1,375	36,816
200	2750	600	712	20	260	8	210	A	1,650	29,886
200	3000	500	788	25	270	10	230	A	1,500	48,832
200	3000	600	777	20	210	10	280	A	1,800	40,369
200	3000	700	767	20	250	8	220	A	2,100	33,737
200	3250	500	853	25	220	12	280	A	1,625	65,126
200	3250	600	842	25	280	10	230	A	1,950	51,431
200	3250	700	830	20	220	10	280	A	2,275	42,261
200	3500	600	907	25	240	12	300	A	2,100	64,601
200	3500	700	894	25	290	10	240	A	2,450	53,894
200	3500	800	882	20	210	10	280	A	2,800	47,473
200	3750	600	971	25	210	12	250	A	2,250	79,558
200	3750	700	958	25	250	10	210	A	2,625	66,740
200	3750	800	945	20	190	10	250	A	3,000	56,105
200	4000	600	1036	25	180	12	220	A	2,400	98,614
200	4000	800	1008	25	260	10	210	A	3,200	68,922
200	4000	900	994	25	290	10	250	A	3,600	61,154
200	4250	700	1086	25	190	12	240	A	2,975	99,335
200	4250	800	1071	25	230	12	270	A	3,400	83,063
200	4250	900	1056	25	260	10	210	A	3,825	73,243
200	4500	700	1150	25	170	12	200	A	3,150	118,359
200	4500	800	1134	25	200	12	240	A	3,600	100,872
200	4500	1000	1103	25	260	10	210	A	4,500	77,565
200	4750	700	1214	25	150	12	180	A	3,325	141,510
200	4750	900	1180	25	210	12	250	A	4,275	101,459
200	4750	1000	1164	25	240	12	280	A	4,750	89,109
200	5000	800	1260	25	160	12	190	A	4,000	140,129
200	5000	900	1243	25	190	12	230	A	4,500	118,097
200	5000	1100	1208	25	230	12	280	A	5,500	97,404

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .

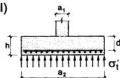
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN ACI)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma_t' = 0,30 \text{ N/mm}^2$$



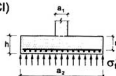
a ₁ , min (mm)	a ₂ (mm)	h (mm)	N _d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³ /ml)	Peso acero (kg/ml)
				Ø (mm)	separación (mm)	Ø (mm)	separación (mm)			
200	750	300	307	10	200	6	200	50	0,225	3,240
200	1000	300	410	12	220	6	280	70	0,300	5,180
200	1250	300	512	16	260	8	180	B	0,375	9,875
200	1250	400	508	12	180	6	270	B	0,500	7,549
200	1500	400	609	12	140	6	190	A	0,600	10,400
200	1500	500	604	10	100	6	220	A	0,750	9,939
200	1750	400	711	16	170	8	230	A	0,700	18,104
200	1750	500	704	18	220	6	160	A	0,875	13,982
200	2000	400	812	20	200	10	260	A	0,800	27,867
200	2000	500	805	20	270	8	230	A	1,000	20,540
200	2000	600	798	16	190	8	260	A	1,200	18,608
200	2250	500	906	20	210	10	260	A	1,125	30,328
200	2250	600	898	20	260	8	210	A	1,350	24,354
200	2250	700	890	20	280	8	260	A	1,575	22,135
200	2500	500	1006	20	160	10	210	A	1,250	43,774
200	2500	600	998	20	200	10	260	A	1,500	35,266
200	2500	800	980	20	250	8	230	A	2,000	27,621
200	2750	600	1097	20	160	10	210	A	1,650	48,244
200	2750	700	1088	20	200	10	260	A	1,925	38,965
200	2750	800	1078	20	220	8	200	A	2,200	34,782
200	3000	600	1197	25	210	12	260	A	1,800	63,133
200	3000	800	1176	20	190	10	260	A	2,400	44,521
200	3000	900	1166	20	200	10	280	A	2,700	42,048
200	3250	700	1285	25	220	12	250	A	2,275	66,014
200	3250	800	1274	25	260	10	220	A	2,600	55,340
200	3250	1000	1251	20	190	10	280	A	3,250	47,765
200	3500	700	1384	25	160	12	220	A	2,450	86,134
200	3500	900	1360	25	250	10	210	A	3,150	62,270
200	3500	1000	1348	25	270	10	240	A	3,500	57,201
200	3750	800	1470	25	190	12	220	A	3,000	88,307
200	3750	900	1457	25	220	12	250	A	3,375	76,547
200	3750	1100	1431	25	250	10	220	A	4,125	66,124
200	4000	800	1568	25	160	12	200	A	3,200	110,719
200	4000	1000	1540	25	210	12	250	A	4,000	85,033
200	4000	1200	1512	25	240	10	220	A	4,800	73,073
200	4250	900	1651	25	160	12	200	A	3,825	117,627
200	4250	1000	1636	25	190	12	220	A	4,250	100,223
200	4250	1200	1607	25	220	12	290	A	5,100	85,305
200	4500	900	1748	25	140	12	180	A	4,050	142,200
200	4500	1100	1717	25	190	12	220	A	4,950	105,181
200	4500	1300	1685	25	210	12	270	A	5,850	95,096
200	4750	900	1845	25	130	16	280	A	4,275	163,478
200	4750	1200	1796	25	190	12	210	A	5,700	113,027
200	4750	1400	1762	25	200	12	270	A	6,650	104,801
200	5000	1000	1925	25	130	16	280	A	5,000	172,466
200	5000	1200	1890	25	170	12	200	A	6,000	132,356
200	5000	1400	1855	25	190	12	240	A	7,000	117,209

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla.
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39.

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN ACI)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,40 \text{ N/mm}^2$$



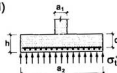
a ₁ , min (mm)	a ₂ (mm)	h (mm)	N _d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³ /ml)	Peso acero (kg/ml)
				Ø (mm)	separación (mm)	Ø (mm)	separación (mm)			
200	750	300	412	10	200	6	200	B	0,225	3,302
200	1000	300	550	12	180	6	280	B	0,300	6,232
200	1000	400	546	12	210	6	280	B	0,400	5,300
200	1250	300	687	16	190	8	270	B	0,375	13,360
200	1250	400	683	16	270	6	220	70	0,500	9,135
200	1250	500	678	16	290	6	270	80	0,625	8,483
200	1500	400	819	16	180	8	220	B	0,600	16,974
200	1500	500	814	16	220	6	170	B	0,750	13,626
200	1750	500	949	16	170	8	230	B	0,875	20,526
200	1750	600	943	12	110	8	260	A	1,050	15,756
200	2000	500	1085	16	120	10	260	A	1,000	29,397
200	2000	600	1078	16	160	8	200	A	1,200	22,294
200	2000	700	1071	16	170	8	230	A	1,400	20,820
200	2250	600	1213	20	190	10	260	A	1,350	32,936
200	2250	700	1205	20	230	8	190	A	1,575	27,359
200	2250	800	1197	16	150	8	210	A	1,800	26,542
200	2500	600	1348	20	150	12	290	A	1,500	46,791
200	2500	800	1330	20	210	10	290	A	2,000	33,264
200	2500	900	1321	20	210	8	190	A	2,250	32,844
200	2750	700	1473	20	140	12	290	A	1,925	54,854
200	2750	800	1463	20	170	10	210	A	2,200	45,878
200	2750	1000	1444	20	190	10	290	A	2,750	40,042
200	3000	700	1607	20	120	12	230	A	2,100	70,318
200	3000	900	1586	20	160	10	220	A	2,700	52,714
200	3000	1100	1565	20	180	10	260	A	3,300	46,583
200	3250	800	1729	25	190	12	220	A	2,600	76,391
200	3250	1000	1706	20	150	12	310	A	3,250	60,897
200	3250	1100	1695	20	160	10	220	A	3,575	57,184
200	3500	800	1862	25	160	12	190	A	2,800	96,901
200	3500	1000	1838	25	210	12	250	A	3,500	74,083
200	3500	1200	1813	20	150	10	210	A	4,200	65,723
200	3750	900	1982	25	160	12	190	A	3,375	104,698
200	3750	1100	1956	25	200	12	240	A	4,125	83,758
200	3750	1300	1929	25	220	12	300	A	4,875	74,772
200	4000	1000	2100	25	150	12	190	A	4,000	117,804
200	4000	1200	2072	25	190	12	240	A	4,800	93,377
200	4000	1400	2044	25	210	12	270	A	5,600	84,146
200	4250	1000	2231	25	130	12	160	A	4,250	144,909
200	4250	1200	2202	25	170	12	200	A	5,100	111,805
200	4250	1500	2157	25	200	12	270	A	6,375	93,392
200	4500	1100	2347	25	130	16	290	A	4,950	154,489
200	4500	1300	2315	25	160	12	190	A	5,850	125,424
200	4500	1500	2284	25	180	12	240	A	6,750	110,205
200	4750	1100	2477	25	120	16	270	A	5,225	176,443
200	4750	1400	2427	25	160	12	190	A	6,650	133,220
200	4750	1600	2394	25	170	12	230	A	7,600	123,138
200	5000	1200	2590	25	120	16	250	A	6,000	187,628
200	5000	1400	2555	25	140	12	170	A	7,000	159,513
200	5000	1700	2503	25	170	12	220	A	8,500	130,580

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla.
Si la relación vuelco/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN ACI)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,50 \text{ N/mm}^2$$



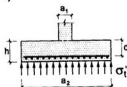
a_1 , mn (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³ /ml)	Peso acero (kg/ml)
				ϕ (mm)	separación (mm)	ϕ (mm)	separación (mm)			
200	750	300	517	12	250	6	200	80	0,225	3,848
200	1000	300	690	12	140	6	170	80	0,300	8,203
200	1000	400	686	12	180	6	280	70	0,400	6,134
200	1250	400	858	16	220	8	270	80	0,500	11,693
200	1250	500	853	16	250	6	220	80	0,625	9,885
200	1500	400	1029	16	140	8	190	B	0,600	21,429
200	1500	500	1024	16	190	8	270	40	0,750	15,034
200	1500	600	1019	16	210	6	170	70	0,900	13,909
200	1750	500	1194	16	130	10	260	A	0,875	23,863
200	1750	600	1188	16	170	8	230	B	1,050	20,526
200	1750	700	1182	16	170	8	260	50	1,225	19,426
200	2000	600	1358	16	120	10	260	A	1,200	29,397
200	2000	700	1351	20	230	8	180	B	1,400	27,780
200	2000	800	1344	20	240	8	230	B	1,600	26,014
200	2250	600	1528	20	150	12	300	A	1,350	41,793
200	2250	800	1512	16	130	10	260	A	1,800	31,166
200	2250	900	1504	20	210	8	190	B	2,025	33,342
200	2500	700	1689	20	140	12	260	A	1,750	50,450
200	2500	800	1680	20	160	10	210	A	2,000	43,774
200	2500	1000	1663	16	120	10	290	A	2,500	36,589
200	2750	800	1848	20	130	12	260	A	2,200	59,279
200	2750	900	1838	20	150	12	290	A	2,475	51,789
200	2750	1100	1819	20	170	10	260	A	3,025	44,645
200	3000	800	2016	20	110	12	220	A	2,400	76,549
200	3000	1000	1995	20	140	12	280	A	3,000	60,146
200	3000	1200	1974	20	160	10	230	A	3,600	52,097
200	3250	900	2173	20	110	12	200	A	2,925	83,930
200	3250	1100	2150	20	130	12	250	A	3,575	70,539
200	3250	1300	2127	20	150	10	220	A	4,225	60,380
200	3500	900	2340	25	140	12	170	A	3,150	110,237
200	3500	1200	2303	20	130	12	240	A	4,200	77,058
200	3500	1400	2279	20	130	12	280	A	4,900	75,282
200	3750	1000	2494	25	140	12	170	A	3,750	118,894
200	3750	1200	2488	20	110	12	210	A	4,500	96,915
200	3750	1500	2428	20	130	12	270	A	5,625	80,912
200	4000	1100	2646	25	130	16	290	A	4,400	136,512
200	4000	1300	2618	25	170	12	200	A	5,200	105,250
200	4000	1500	2590	25	180	12	240	A	6,000	97,726
200	4250	1100	2811	25	120	16	250	A	4,675	158,809
200	4250	1400	2767	25	160	12	190	A	5,950	118,515
200	4250	1600	2737	25	170	12	220	A	6,800	110,029
200	4500	1200	2961	25	120	16	250	A	5,400	168,415
200	4500	1500	2914	25	150	12	180	A	6,750	134,200
200	4500	1700	2882	25	160	12	200	A	7,650	124,536
200	4750	1300	3109	25	110	16	250	A	6,175	191,479
200	4750	1500	3076	25	130	16	280	A	7,125	163,478
200	4750	1800	3026	25	150	12	200	A	8,550	139,734
200	5000	1300	3273	25	100	16	220	A	6,500	223,575
200	5000	1600	3220	25	130	16	280	A	8,000	172,466
200	5000	1900	3168	25	150	12	190	A	9,500	147,932

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla.
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39.

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN ACI)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,10 \text{ N/mm}^2$$



a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³ /ml)	Peso acero (kg/ml)
				ϕ (mm)	separación (mm)	ϕ (mm)	separación (mm)			
200	750	300	97	10	200	6	200	B	0,225	3,271
200	1000	300	130	10	200	6	280	B	0,300	4,041
200	1250	300	162	10	200	6	270	A	0,375	4,532
200	1500	300	194	10	200	6	270	A	0,450	5,524
200	1750	300	227	12	260	6	260	A	0,525	7,051
200	2000	300	259	12	210	6	260	A	0,600	9,639
200	2250	300	291	12	160	6	210	A	0,675	14,150
200	2500	400	315	12	180	6	260	A	1,000	13,860
200	2750	400	347	16	270	6	200	A	1,100	18,365
200	3000	400	378	16	220	6	160	A	1,200	24,514
200	3250	500	398	16	250	6	180	A	1,625	23,630
200	3500	500	429	16	220	8	280	A	1,750	29,235
200	3750	600	446	16	230	6	170	A	2,250	29,656
200	4000	600	476	16	210	8	270	A	2,400	34,930
200	4250	600	506	16	180	8	240	A	2,550	43,141
200	4500	700	520	16	190	8	250	A	3,150	43,321
200	4750	700	549	20	280	8	230	A	3,325	48,890
200	5000	700	578	20	250	8	210	A	3,500	57,412

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ϕ y prolongación de 5ϕ .

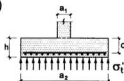
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN ACI)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,20 \text{ N/mm}^2$$



a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³ /ml)	Peso acero (kg/ml)
				ϕ (mm)	separación (mm)	ϕ (mm)	separación (mm)			
200	750	300	202	10	200	6	200	30	0,225	3,117
200	1000	300	270	10	200	6	280	40	0,300	3,949
200	1250	300	337	10	180	6	370	B	0,375	5,248
200	1500	300	404	12	190	6	270	A	0,450	7,687
200	1500	400	399	12	210	6	340	A	0,600	6,859
200	1750	300	472	12	130	6	170	A	0,525	13,215
200	1750	400	466	12	180	6	260	A	0,700	9,495
200	2000	400	532	16	250	6	180	A	0,800	14,184
200	2000	500	525	16	290	6	230	A	1,000	12,121
200	2250	400	599	16	190	8	260	A	0,900	21,079
200	2250	500	591	16	260	6	190	A	1,125	15,472
200	2500	400	665	16	150	8	210	A	1,000	29,567
200	2500	500	656	16	200	8	260	A	1,250	22,570
200	2500	600	648	16	240	6	180	A	1,500	18,628
200	2750	500	722	16	160	8	210	A	1,375	30,876
200	2750	600	712	16	210	8	290	A	1,650	23,562
200	3000	500	788	20	210	10	280	A	1,500	40,369
200	3000	600	777	20	270	8	220	A	1,800	31,647
200	3000	700	767	16	200	8	280	A	2,100	26,911
200	3250	500	853	20	180	10	230	A	1,625	51,241
200	3250	600	842	20	230	8	190	A	1,950	40,055
200	3250	700	830	20	270	8	230	A	2,275	33,931
200	3500	600	907	20	190	10	250	A	2,100	52,243
200	3500	700	894	20	230	8	190	A	2,450	43,130
200	3500	800	882	20	260	8	220	A	2,800	38,184
200	3750	600	971	20	160	10	220	A	2,250	66,124
200	3750	700	958	20	200	10	270	A	2,625	53,146
200	3750	800	945	20	240	8	200	A	3,000	44,592
200	4000	600	1036	20	140	12	270	A	2,400	81,312
200	4000	800	1008	20	210	10	270	A	3,200	54,578
200	4000	900	994	20	230	8	200	A	3,600	49,280
200	4250	700	1086	20	150	12	290	A	2,975	80,890
200	4250	800	1071	20	180	10	240	A	3,400	67,408
200	4250	900	1056	20	210	10	270	A	3,825	58,131
200	4500	700	1150	20	130	12	250	A	3,150	98,692
200	4500	800	1134	20	160	10	210	A	3,600	80,150
200	4500	1000	1103	20	210	10	270	A	4,500	61,683
200	4750	700	1214	20	120	12	230	A	3,325	113,385
200	4750	900	1180	20	170	10	210	A	4,275	80,440
200	4750	1000	1164	20	190	10	250	A	4,750	71,551
200	5000	800	1260	20	130	12	240	A	4,000	110,840
200	5000	900	1243	20	150	12	280	A	4,500	95,884
200	5000	1100	1208	20	190	10	250	A	5,500	75,412

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .

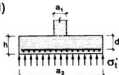
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN ACI)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,30 \text{ N/mm}^2$$



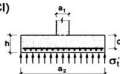
a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³ /m)	Peso acero (kg/m)
				ϕ (mm)	separación (mm)	ϕ (mm)	separación (mm)			
200	750	300	307	10	200	6	200	50	0,225	3,240
200	1000	300	410	10	190	6	280	70	0,300	4,305
200	1250	300	512	10	130	6	270	B	0,375	7,147
200	1250	400	508	10	140	6	370	B	0,500	6,494
200	1500	400	609	10	120	6	220	A	0,600	8,541
200	1500	500	604	10	110	6	340	A	0,750	8,732
200	1750	400	711	12	120	8	320	A	0,700	14,279
200	1750	500	704	12	150	6	200	A	0,875	11,527
200	2000	400	812	16	160	8	200	A	0,800	22,294
200	2000	500	805	16	210	8	310	A	1,000	16,742
200	2000	600	798	16	240	6	180	A	1,200	14,674
200	2250	500	906	16	160	8	210	A	1,125	25,155
200	2250	600	898	16	210	8	260	A	1,350	19,410
200	2250	700	890	16	200	6	170	A	1,575	19,537
200	2500	500	1006	20	200	10	280	A	1,250	35,266
200	2500	600	998	20	260	8	210	A	1,500	27,120
200	2500	800	980	20	270	6	160	A	2,000	24,885
200	2750	600	1097	20	210	10	290	A	1,650	36,816
200	2750	700	1088	20	250	8	210	A	1,925	30,876
200	2750	800	1078	20	270	8	230	A	2,200	28,574
200	3000	600	1197	20	170	10	230	A	1,800	49,504
200	3000	800	1176	20	240	8	200	A	2,400	35,307
200	3000	900	1166	20	240	8	230	A	2,700	34,518
200	3250	700	1285	20	170	10	230	A	2,275	53,748
200	3250	800	1274	20	200	10	280	A	2,600	45,747
200	3250	1000	1251	20	220	8	220	A	3,250	40,781
200	3500	700	1384	20	150	12	280	A	2,450	66,783
200	3500	900	1360	20	200	10	250	A	3,150	50,063
200	3500	1000	1348	20	220	8	180	A	3,500	45,162
200	3750	800	1470	20	150	12	300	A	3,000	70,894
200	3750	900	1457	20	170	10	220	A	3,375	62,851
200	3750	1100	1431	20	190	10	300	A	4,125	54,872
200	4000	800	1568	25	200	12	250	A	3,200	88,575
200	4000	1000	1540	20	170	10	220	A	4,000	67,094
200	4000	1200	1512	20	180	10	270	A	4,800	62,133
200	4250	900	1651	25	210	12	250	A	3,825	90,509
200	4250	1000	1636	20	150	12	290	A	4,250	80,890
200	4250	1200	1607	20	180	10	240	A	5,100	67,408
200	4500	900	1748	25	180	12	220	A	4,050	111,093
200	4500	1100	1717	20	150	12	290	A	4,950	85,888
200	4500	1300	1685	20	160	10	240	A	5,850	78,917
200	4750	900	1845	25	160	12	200	A	4,275	132,332
200	4750	1200	1796	20	150	12	280	A	5,700	90,886
200	4750	1400	1762	20	150	10	230	A	6,650	88,740
200	5000	1000	1925	25	170	12	200	A	5,000	132,356
200	5000	1200	1890	25	210	12	250	A	6,000	106,934
200	5000	1400	1855	20	150	10	210	A	7,000	94,700

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla.
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN ACI)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,40 \text{ N/mm}^2$$



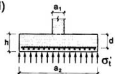
a ₁ , min (mm)	a ₂ (mm)	h (mm)	N _d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m³/m)	Peso acero (kg/ml)
				Ø (mm)	separación (mm)	Ø (mm)	separación (mm)			
200	750	300	412	10	200	6	200	60	0,225	3,302
200	1000	300	550	10	160	6	280	80	0,300	5,022
200	1000	400	546	12	210	6	280	60	0,400	5,300
200	1250	300	687	12	130	6	180	B	0,375	10,470
200	1250	400	683	12	190	6	270	60	0,500	7,154
200	1250	500	678	16	290	6	370	80	0,625	8,261
200	1500	400	819	16	230	6	170	B	0,600	13,120
200	1500	500	814	16	280	6	220	60	0,750	10,374
200	1750	500	949	16	210	8	260	B	0,875	16,823
200	1750	600	943	16	240	6	200	B	1,050	14,301
200	2000	500	1085	16	160	8	200	A	1,000	22,294
200	2000	600	1078	16	200	8	260	B	1,200	19,893
200	2000	700	1071	16	200	6	160	B	1,400	19,400
200	2250	600	1213	16	150	8	190	A	1,350	26,937
200	2250	700	1205	16	180	8	230	A	1,575	22,447
200	2250	800	1197	16	170	8	260	A	1,800	23,141
200	2500	600	1348	16	120	10	260	A	1,500	37,206
200	2500	800	1330	16	160	8	210	A	2,000	28,015
200	2500	900	1321	20	240	8	260	A	2,250	28,196
200	2750	700	1473	20	180	10	230	A	1,925	43,158
200	2750	800	1463	20	210	10	290	A	2,200	36,816
200	2750	1000	1444	20	220	8	230	A	2,750	33,993
200	3000	700	1607	20	150	12	280	A	2,100	56,787
200	3000	900	1586	20	200	10	260	A	2,700	42,664
200	3000	1100	1565	20	190	8	220	A	3,300	42,646
200	3250	800	1729	20	150	12	280	A	2,600	61,785
200	3250	1000	1706	20	190	10	250	A	3,250	48,382
200	3250	1100	1695	20	190	10	280	A	3,575	47,765
200	3500	800	1862	20	120	12	240	A	2,800	82,369
200	3500	1000	1838	20	160	10	220	A	3,500	61,654
200	3500	1200	1813	20	180	10	280	A	4,200	54,050
200	3750	900	1982	20	120	12	240	A	3,375	88,395
200	3750	1100	1956	20	160	10	210	A	4,125	66,740
200	3750	1300	1929	20	160	10	250	A	4,875	64,891
200	4000	1000	2100	20	120	12	240	A	4,000	94,421
200	4000	1200	2072	20	150	12	290	A	4,800	75,892
200	4000	1400	2044	20	150	10	240	A	5,600	73,943
200	4250	1000	2231	25	170	12	200	A	4,250	111,805
200	4250	1200	2202	25	210	12	250	A	5,100	90,509
200	4250	1500	2157	20	140	10	220	A	6,375	84,113
200	4500	1100	2347	25	170	12	200	A	4,950	118,359
200	4500	1300	2315	25	210	12	250	A	5,850	95,984
200	4500	1500	2284	20	140	12	290	A	6,750	91,008
200	4750	1100	2477	25	150	12	180	A	5,225	141,510
200	4750	1400	2427	25	200	12	240	A	6,850	106,576
200	4750	1600	2394	25	210	12	280	A	7,600	99,683
200	5000	1200	2590	25	150	12	180	A	6,000	149,708
200	5000	1400	2555	25	180	12	220	A	7,000	124,460
200	5000	1700	2503	25	190	12	270	A	8,500	115,433

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante
las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS CORRIDAS (CÁLCULO SEGÚN ACI)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,50 \text{ N/mm}^2$$



a ₁ , min (mm)	a ₂ (mm)	h (mm)	N _d (kN/m)	Armadura principal		Armadura secundaria		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³ /ml)	Peso acero (kg/ml)
				Ø (mm)	separación (mm)	Ø (mm)	separación (mm)			
200	750	300	517	10	200	6	200	B	0,225	3,425
200	1000	300	690	10	120	6	210	B	0,300	6,623
200	1000	400	686	12	210	6	430	B	0,400	5,247
200	1250	400	858	12	150	6	180	B	0,500	9,210
200	1250	500	853	16	290	6	270	B	0,625	8,592
200	1500	400	1029	16	180	8	220	B	0,600	16,974
200	1500	500	1024	16	240	6	170	B	0,750	12,551
200	1500	600	1019	16	240	6	220	B	0,900	12,107
200	1750	500	1194	16	170	8	230	B	0,875	20,526
200	1750	600	1188	16	210	8	260	B	1,050	16,101
200	1750	700	1182	16	200	6	170	B	1,225	16,541
200	2000	600	1358	16	150	8	200	B	1,200	26,261
200	2000	700	1351	16	180	8	230	B	1,400	22,148
200	2000	800	1344	16	170	8	260	B	1,600	22,847
200	2250	600	1528	16	120	8	150	A	1,350	33,671
200	2250	800	1512	16	160	8	210	B	1,800	27,727
200	2250	900	1504	20	240	8	260	B	2,025	28,583
200	2500	700	1589	20	180	10	230	A	1,750	39,116
200	2500	800	1680	16	130	10	260	A	2,000	34,818
200	2500	1000	1663	20	220	8	210	B	2,500	34,844
200	2750	800	1848	20	170	10	210	A	2,200	45,878
200	2750	900	1838	20	190	10	260	A	2,475	40,659
200	2750	1100	1819	20	190	8	200	B	3,025	43,633
200	3000	800	2016	20	140	12	260	A	2,400	61,034
200	3000	1000	1995	20	180	10	230	A	3,000	47,199
200	3000	1200	1974	20	180	10	280	A	3,600	45,966
200	3250	900	2173	20	130	12	250	A	2,925	70,539
200	3250	1100	2150	20	170	10	220	A	3,575	54,364
200	3250	1300	2127	20	160	10	280	A	4,225	55,334
200	3500	900	2340	20	110	12	220	A	3,150	89,535
200	3500	1200	2303	20	160	10	210	A	4,200	62,270
200	3500	1400	2279	20	150	10	250	A	4,900	63,873
200	3750	1000	2494	20	110	12	210	A	3,750	96,915
200	3750	1200	2468	20	140	12	250	A	4,500	76,909
200	3750	1500	2428	20	140	10	240	A	5,625	73,456
200	4000	1100	2646	20	110	12	200	A	4,400	104,296
200	4000	1300	2618	20	130	12	250	A	5,200	87,431
200	4000	1500	2590	20	140	12	280	A	6,000	80,425
200	4250	1100	2811	25	150	12	180	A	4,875	126,002
200	4250	1400	2767	20	130	12	240	A	5,950	93,949
200	4250	1600	2737	20	130	12	270	A	6,800	92,173
200	4500	1200	2961	25	150	12	180	A	5,400	134,200
200	4500	1500	2914	25	190	12	220	A	6,750	106,181
200	4500	1700	2882	25	190	12	270	A	7,650	103,517
200	4750	1300	3109	25	140	12	170	A	6,175	150,857
200	4750	1500	3076	25	170	12	200	A	7,125	124,914
200	4750	1800	3026	25	180	12	250	A	8,550	115,557
200	5000	1300	3273	25	130	16	280	A	6,500	172,468
200	5000	1600	3220	25	160	12	200	A	8,000	139,241
200	5000	1900	3168	25	170	12	240	A	9,500	128,805

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .

La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ANEJO N° 3

TABLAS PARA EL CÁLCULO DIRECTO DE ZAPATAS AISLADAS

A.3.1. ZAPATAS CUADRADAS

En las páginas que siguen se incluyen 30 tablas que permiten el dimensionamiento directo de zapatas cuadradas. De acuerdo con lo que se dice en A.3.2, son también de aplicación inmediata para zapatas rectangulares.

El dimensionamiento se ha realizado ajustándose a la Instrucción EHE, al EUROCÓDIGO EC-2 Partes 1 y 3 y al Código ACI 318-99, de acuerdo con lo expuesto en el Capítulo 3. Se ha considerado hormigón H-25, combinado con aceros B 400 y B 500. Las presiones admisibles van de 0,1 N/mm² a 0,5 N/mm².

El ancho mínimo de pilar se ha deducido de la situación pésima del pilar cuadrado con cuantía media, con un mínimo de 250 mm.

El esfuerzo axil de cálculo N_d es el transmitido por el pilar a la zapata, es decir, sin contar con el peso de ésta. El peso propio de la zapata elegida sumado a $\frac{N_d}{\gamma_{fp}}$ produce la presión admisible σ' , consignada en la cabecera de cada tabla. γ_{fp} es el valor ponderado de γ_{fg} y γ_{fq} .

$$\gamma_{fp} = \frac{\gamma_{fg} N_g + \gamma_{fq} N_q}{N_g + N_q}$$

Las tablas están calculadas para $\gamma_{fp} = 1,4$, que corresponde a $\gamma_{fg} = 1,35$ y $\gamma_{fq} = 1,50$ con relaciones $\frac{N_g}{N_q} \approx 0,45$. Las tablas pueden emplearse para cualquier otro valor de γ_{fp} ,

sin más que entrar en ellas con un valor corregido de N_d , $N'_d = N_d \frac{\gamma_{fg} N_g + \gamma_{fq} N_q}{1,4 (N_g + N_q)}$

Los cantos se han modulado en múltiplos de 100 mm y, en general, se indican tres cantos posibles. Uno de ellos es el de la zapata más flexible posible, otro un 50% superior y otro intermedio. Los condicionantes de modulación, separación mínima de armaduras, etc., hacen que a veces existan sólo dos e incluso a veces sólo un canto.

Se ha partido de mantener una separación mínima de armaduras de 100 mm, adoptando si es necesario la modalidad de parejas de barras.

En cada caso se indica el tipo de anclaje necesario, así como las mediciones de hormigón y acero, que de acuerdo con los precios vigentes en cada caso permitirán seleccionar el canto más económico^{1,2}.

Como en el caso de zapatas corridas, con los precios actuales del acero y del hormigón, resultan más baratas las zapatas aisladas cuanto más flexibles. Esto se acentúa al regir las cuantías mínimas previstas en EHE, que pueden conducir a que una zapata con más canto tenga, además, más armadura. Por todo ello, si por alguna característica de la obra es necesario un gran canto, la solución más económica es adoptar la zapata más barata de las indicadas en las tablas y disponer debajo hormigón pobre hasta llegar al plano de cimentación. Naturalmente, si a pesar de ello el espesor de hormigón pobre es importante, cabría pensar en la alternativa de cimentación por pozos de acuerdo con lo visto en el Capítulo 13.

Las tablas están redactadas para Clase de Exposición IIb, por tanto para $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$, bajo cargas cuasipermanentes. Se ha supuesto $\psi_2 = 0,3$ y $\frac{g + 0,3q}{g + q} \approx 0,75$ que cubre la mayor parte de los casos en la práctica.

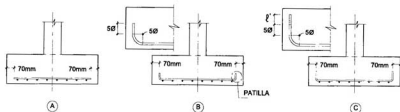
Como cuantía mínima mecánica se ha mantenido la que con carácter general especifica EHE.

Al no figurar cuantías mínimas geométricas para zapatas aisladas en EHE, se ha adoptado $\rho = 0,0015$, de acuerdo con lo que el EUROCÓDIGO EC-2 establece para losas en general.

NOTAS:

Recubrimiento de la armadura principal 30 mm.

Los tipos de anclaje son los siguientes:



¹ Para el caso de ACI 318-99 se han considerado también las longitudes de anclaje de dicha Norma y se ha tomado $\theta = 45^\circ$. La equiparación de niveles de seguridad se ha hecho de acuerdo con el ANEJO N° 4.

² En el caso del EUROCÓDIGO EC-2 se han utilizado sus propias longitudes de anclaje.

Para la disposición C la tabla indica la longitud ℓ' en mm. Se mide a partir de la prolongación de la patilla.

A.3.2 EMPLEO DE LAS TABLAS DE ZAPATAS CUADRADAS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS RECTANGULARES

El método de dimensionamiento que sigue queda del lado de la seguridad y permite el dimensionamiento de zapatas rectangulares a partir de las tablas de zapatas cuadradas sin merma apreciable de la economía de proyecto.

Supongamos una zapata rectangular de dimensiones $a_2 \cdot b_2$ (figura A-3-1). En la dirección de los lados mayores, a_2 , colocamos la misma armadura p.m.l. que la correspondiente en las tablas a la zapata cuadrada de lado a_2 .

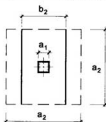


Figura A-3-1

En la dirección de los lados b_2 , llamando U_{sr} y U_{sc} a las capacidades mecánicas de las armaduras de la zapata rectangular y cuadrada, respectivamente, se tiene:

$$\frac{U_{sc}}{U_{sr}} = k \frac{M_{dc}}{M_{dr}}$$

siendo siempre k ligeramente mayor que la unidad, y como

$$M_{dc} = \frac{1}{2} \sigma_{sd} a_2 \left(\frac{a_2}{2} - 0,35 a_1 \right)^2$$

$$M_{dr} = \frac{1}{2} \sigma_{sd} a_2 \left(\frac{b_2}{2} - 0,35 a_1 \right)^2$$

$$\frac{U_{sc}}{U_{sr}} = k \left(\frac{a_2 - 0,7 a_1}{b_2 - 0,7 a_1} \right)^2$$

o lo que es lo mismo, llamando A_{sr} y A_{sc} a las áreas de armaduras

$$\frac{A_{sr}}{A_{sc}} = \frac{1}{k} \cdot \frac{b_2^2}{a_2^2} \left(\frac{1 - 0,7 \frac{a_1}{b_2}}{1 - 0,7 \frac{a_1}{a_2}} \right)^2$$

y como $k > 1$, y $\frac{1 - 0,7 \frac{a_1}{b_2}}{1 - 0,7 \frac{a_1}{a_2}} < 1$, sin error importante y del lado de la seguridad,

se obtiene:

$$A_{sr} \approx A_{sc} \left(\frac{b_2}{a_2} \right)^2$$

que permite el cálculo inmediato de la armadura paralela a los lados de longitud b_2 . Para que no resulten necesarias las comprobaciones de fisuración, no debe emplearse para A_{sr} un diámetro superior al de A_{sc} .

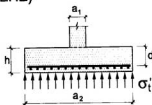
La distribución de la armadura A_{sr} en el ancho a_2 debe de hacerse en las proporciones indicadas en el Capítulo 3. La comprobación del tipo de anclaje debe en principio hacerse directamente, de acuerdo con la figura 2-19, pero en la mayoría de los casos basta buscar en las tablas (para cualquier presión σ'_1) una zapata corrida o aislada del mismo ancho y canto que emplee el mismo diámetro, y disponer el mismo tipo de anclaje.

CÁLCULO SEGÚN EHE

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN EHE)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,10 \text{ N/mm}^2$$



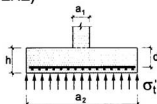
a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m³)	Peso acero (kg)
				Ø (mm)	separación (mm)			
250	750	300	73	10	200	30	0,169	3,566
250	1000	300	130	10	210	A	0,300	5,302
250	1250	300	202	10	220	A	0,469	8,212
250	1500	300	291	12	270	A	0,675	14,489
250	1750	300	397	12	200	A	0,919	25,729
250	1750	400	386	12	230	A	1,225	22,870
250	2000	300	518	12	160	A	1,200	39,632
250	2000	400	504	12	200	A	1,600	33,027
250	2250	400	638	12	160	A	2,025	52,452
250	2250	500	620	12	160	A	2,531	52,452
250	2500	400	788	16	260	A	2,500	74,497
250	2500	500	766	12	160	A	3,125	62,857
250	2750	400	953	16	210	A	3,025	107,106
250	2750	500	926	16	260	A	3,781	90,628
250	2750	600	900	16	230	A	4,538	98,867
250	3000	500	1103	16	220	A	4,500	126,393
250	3000	600	1071	16	230	A	5,400	117,365
250	3000	600	1071	16	230	A	5,400	117,365
300	3250	500	1294	16	200	A	5,281	157,076
300	3250	600	1257	16	220	A	6,338	147,259
300	3250	700	1220	16	200	A	7,394	157,076
300	3500	500	1501	20	280	A	6,125	215,443
300	3500	600	1458	16	190	A	7,350	190,916
300	3500	700	1415	16	210	A	8,575	180,309
300	3750	600	1673	16	180	A	8,438	239,307
300	3750	700	1624	16	200	A	9,844	216,516
300	3750	800	1575	20	270	A	11,250	249,278
350	4000	600	1904	20	270	A	9,600	285,580
350	4000	700	1848	16	180	A	11,200	268,065
350	4000	800	1792	20	270	A	12,800	285,580

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ϕ y prolongación de 5ϕ .
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN EHE)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,20 \text{ N/mm}^2$$



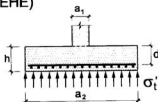
a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m³)	Peso acero (kg)
				Ø (mm)	separación (mm)			
250	750	300	152	10	200	30	0,169	3,566
250	1000	300	270	10	210	A	0,300	5,302
250	1250	300	421	12	220	A	0,469	11,826
250	1250	400	416	12	220	A	0,625	11,826
250	1500	300	606	12	150	A	0,675	24,149
250	1500	400	599	12	190	A	0,900	19,319
250	1500	500	591	12	170	A	1,125	21,734
250	1750	400	815	16	260	A	1,225	35,576
250	1750	500	804	12	160	A	1,531	31,446
250	2000	500	1050	16	230	A	2,000	52,843
250	2000	600	1036	16	230	A	2,400	52,843
300	2250	500	1329	16	210	A	2,531	73,266
300	2250	600	1311	16	230	A	3,038	66,606
300	2250	700	1293	16	210	A	3,544	73,266
350	2500	600	1619	16	190	A	3,750	96,847
350	2500	700	1597	16	210	A	4,375	89,397
350	2500	800	1575	20	290	A	5,000	104,762
350	2750	600	1959	20	290	A	4,538	128,733
350	2750	800	1906	20	290	A	6,050	128,733
350	2750	900	1879	20	230	A	6,806	154,480
400	3000	700	2300	20	260	A	6,300	169,277
400	3000	800	2268	20	280	A	7,200	155,170
400	3000	1000	2205	20	220	A	9,000	197,489
400	3250	700	2699	20	230	A	7,394	214,752
400	3250	900	2625	20	230	A	9,506	214,752
400	3250	1000	2588	20	220	A	10,563	230,092
450	3500	800	3087	20	220	A	9,800	265,160
450	3500	1000	3001	20	220	A	12,250	265,160
450	3500	1100	2958	20	190	A	13,475	298,306
450	3750	800	3544	20	210	A	11,250	320,501
450	3750	1000	3445	20	220	A	14,063	302,695
450	3750	1200	3347	20	180	A	16,875	373,918
500	4000	900	3976	20	200	A	14,400	380,774
500	4000	1100	3864	20	200	A	17,600	380,774
500	4000	1300	3752	25	250	A	20,800	475,967

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ϕ y prolongación de 5ϕ .
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla.
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN EHE)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,30 \text{ N/mm}^2$$



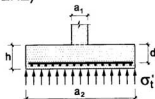
a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m³)	Peso acero (kg)
				Ø (mm)	separación (mm)			
250	750	300	230	10	200	30	0,169	3,566
250	1000	300	410	10	140	A	0,300	7,423
250	1000	400	406	12	210	50	0,400	9,088
250	1250	400	634	12	180	A	0,625	13,797
250	1250	500	629	12	150	50	0,781	18,092
250	1500	400	914	12	130	A	0,900	26,563
250	1500	500	906	12	150	A	1,125	24,149
250	1500	600	898	16	220	A	1,350	30,052
300	1750	500	1233	16	230	A	1,531	40,658
300	1750	600	1222	16	230	A	1,838	40,658
300	1750	700	1211	16	200	A	2,144	45,740
350	2000	500	1610	16	180	A	2,000	64,586
350	2000	700	1582	16	200	A	2,800	58,714
350	2000	800	1568	16	160	A	3,200	70,457
350	2250	600	2020	20	260	A	3,038	93,664
350	2250	700	2002	20	300	A	3,544	83,257
350	2250	900	1967	20	230	A	4,556	104,072
400	2500	700	2472	20	260	A	4,375	116,402
400	2500	800	2450	20	260	A	5,000	116,402
400	2500	1000	2406	20	210	A	6,250	139,683
450	2750	700	2991	20	230	A	5,294	154,480
450	2750	900	2938	20	230	A	6,806	154,480
450	2750	1100	2885	20	200	A	8,319	180,226
450	3000	800	3528	20	220	A	7,200	197,489
450	3000	1000	3465	20	220	A	9,000	197,489
450	3000	1200	3402	20	170	A	10,800	239,808
500	3250	900	4104	20	190	A	9,506	260,771
500	3250	1100	4030	20	190	A	11,619	260,771
500	3250	1300	3956	25	250	A	13,731	311,583
550	3500	900	4759	20	180	A	11,025	314,878
550	3500	1200	4631	25	280	A	14,700	336,630
550	3500	1400	4545	25	240	A	17,150	388,419
600	3750	1000	5414	25	270	A	14,063	389,498
600	3750	1200	5316	20	180	A	16,875	373,918
600	3750	1500	5168	25	220	A	21,094	472,961
600	4000	1100	6104	25	250	A	17,600	475,967
600	4000	1300	5992	25	250	A	20,800	475,967
600	4000	1600	5824	25	210	A	25,600	565,211

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ϕ y prolongación de 5ϕ .
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante
las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN EHE)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,40 \text{ N/mm}^2$$



a ₁ , min (mm)	a ₂ (mm)	h (mm)	N _d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				ø (mm)	separación (mm)			
250	750	300	309	10	200	30	0,169	3,566
250	1000	300	550	10	120	A	0,300	8,484
250	1000	400	546	12	210	50	0,400	9,088
250	1250	400	853	12	150	A	0,625	15,768
250	1250	500	848	12	150	50	0,781	18,092
300	1500	500	1221	16	220	A	1,125	30,052
300	1500	600	1213	16	220	80	1,350	35,461
350	1750	500	1661	16	200	A	1,531	45,740
350	1750	600	1651	16	200	A	1,838	45,740
350	1750	700	1640	16	200	80	2,144	52,695
350	2000	600	2156	16	160	A	2,400	70,457
350	2000	700	2142	16	180	A	2,800	64,586
350	2000	900	2114	20	230	120	3,600	97,926
400	2250	700	2711	20	230	A	3,544	104,072
400	2250	800	2693	20	260	A	4,050	93,664
400	2250	1000	2658	20	210	120	5,063	133,251
450	2500	700	3347	20	210	A	4,375	139,683
450	2500	900	3303	20	230	A	5,625	128,043
450	2500	1100	3259	20	190	120	6,875	173,508
500	2750	800	4023	20	200	A	6,050	180,226
500	2750	1000	3970	20	210	A	7,563	167,353
500	2750	1200	3917	20	180	120	9,075	218,698
550	3000	900	4757	20	190	A	8,100	225,702
550	3000	1100	4694	20	200	A	9,900	211,596
550	3000	1300	4631	25	260	190	11,700	311,891
600	3250	900	5582	25	250	B	9,506	352,409
600	3250	1200	5471	25	280	A	12,675	287,615
600	3250	1400	5397	25	230	190	14,788	390,846
650	3500	1000	6431	25	250	A	12,250	362,524
650	3500	1200	6346	25	280	A	14,700	336,630
650	3500	1500	6217	25	220	190	18,375	477,508
650	3750	1100	7334	25	240	A	15,469	445,140
650	3750	1300	7235	25	250	A	18,281	417,319
650	3750	1600	7088	25	210	190	22,500	571,877
700	4000	1200	8288	25	220	A	19,200	535,463
700	4000	1400	8176	25	240	A	22,400	505,715
700	4000	1700	8008	25	200	190	27,200	673,953

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ø y prolongación de 5ø.

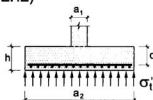
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN EHE)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,50 \text{ N/mm}^2$$



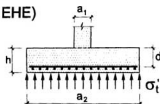
a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				ϕ (mm)	separación (mm)			
250	750	300	388	10	200	30	0,169	3,568
250	1000	300	690	12	140	B	0,300	13,120
250	1000	400	686	12	170	50	0,400	10,905
250	1250	400	1072	12	120	A	0,625	19,709
250	1250	500	1066	16	270	80	0,781	21,383
250	1250	600	1061	16	220	80	0,938	25,660
300	1500	500	1536	16	190	A	1,125	34,345
300	1500	600	1528	16	220	80	1,350	35,461
300	1500	700	1520	16	190	80	1,575	40,527
350	1750	600	2079	16	170	A	1,838	50,822
350	1750	700	2069	16	200	80	2,144	52,695
350	1750	800	2058	16	170	80	2,450	58,550
400	2000	600	2716	16	140	A	2,400	82,200
400	2000	800	2688	20	260	120	3,200	87,045
400	2000	900	2674	20	230	120	3,600	97,926
450	2250	700	3420	16	130	A	3,544	113,230
450	2250	900	3384	20	230	120	4,556	121,137
450	2250	1000	3367	20	210	120	5,063	133,251
500	2500	800	4200	20	190	A	5,000	151,323
500	2500	900	4178	20	210	A	5,625	139,683
500	2500	1100	4134	20	190	120	6,875	173,508
550	2750	800	5082	20	160	A	6,050	218,846
550	2750	1000	5029	20	180	A	7,563	193,100
550	2750	1200	4976	20	180	120	9,075	218,698
600	3000	900	6017	20	150	A	8,100	268,021
600	3000	1100	5954	25	280	A	9,900	242,453
600	3000	1300	5891	25	260	190	11,700	311,891
650	3250	1000	7024	20	140	A	10,563	337,468
650	3250	1200	6950	25	250	A	12,675	311,583
650	3250	1400	6876	25	230	190	14,788	390,846
700	3500	1100	8103	25	220	A	13,475	414,313
700	3500	1300	8018	25	240	A	15,925	388,419
700	3500	1500	7932	25	220	190	18,375	477,508
750	3750	1100	9302	25	200	A	15,469	528,604
750	3750	1400	9155	25	220	A	19,688	472,961
750	3750	1700	9007	25	200	190	23,906	603,648
800	4000	1200	10528	25	190	A	19,200	624,707
800	4000	1500	10360	25	210	A	24,000	565,211
800	4000	1800	10192	25	180	190	28,800	741,348

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ϕ y prolongación de 5ϕ .
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla.
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39.

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN EHE)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,10 \text{ N/mm}^2$$



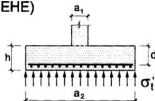
a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				Ø (mm)	separación (mm)			
250	750	300	73	10	200	40	0,169	3,665
250	1000	300	130	10	210	A	0,300	5,302
250	1250	300	202	10	220	A	0,469	8,212
250	1500	300	291	10	220	A	0,675	11,739
250	1750	300	397	12	260	A	0,919	20,011
250	1750	400	386	12	230	A	1,225	22,670
250	2000	300	518	12	200	A	1,200	33,027
250	2000	400	504	12	200	A	1,600	33,027
250	2250	400	638	12	210	A	2,025	41,212
250	2250	500	620	12	160	A	2,531	52,452
250	2500	400	788	12	180	A	2,500	58,667
250	2500	500	766	12	160	A	3,125	62,857
250	2750	400	953	16	290	A	3,025	82,389
250	2750	500	926	12	160	A	3,781	78,785
250	2750	600	900	16	230	A	4,538	96,867
250	3000	500	1103	16	280	A	4,500	99,309
250	3000	600	1071	16	230	A	5,400	117,365
250	3000	600	1071	16	230	A	5,400	117,365
300	3250	500	1294	16	250	A	5,281	127,624
300	3250	600	1257	16	230	A	6,338	137,442
300	3250	700	1220	16	200	A	7,394	157,076
300	3500	500	1501	16	220	A	6,125	169,703
300	3500	600	1458	16	240	A	7,350	159,096
300	3500	700	1415	16	210	A	8,575	180,309
300	3750	600	1673	16	220	A	8,438	193,725
300	3750	700	1624	16	210	A	9,844	205,121
300	3750	800	1575	20	270	A	11,250	249,278
350	4000	600	1904	16	210	A	9,600	231,510
350	4000	700	1848	16	200	A	11,200	243,695
350	4000	800	1792	20	270	A	12,800	285,580

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla.
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN EHE)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,20 \text{ N/mm}^2$$



a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				$\varnothing$ (mm)	separación (mm)			
250	750	300	152	10	200	40	0,169	3,665
250	1000	300	270	10	210	A	0,300	5,302
250	1250	300	421	10	180	A	0,469	9,581
250	1250	400	416	12	220	A	0,625	11,826
250	1500	300	606	12	190	B	0,675	22,097
250	1500	400	599	12	220	A	0,900	16,904
250	1500	500	591	12	170	A	1,125	21,734
250	1750	400	815	12	170	A	1,225	28,588
250	1750	500	804	12	160	A	1,531	31,446
250	2000	500	1050	12	160	A	2,000	39,632
250	2000	600	1036	16	230	A	2,400	52,843
300	2250	500	1329	16	260	A	2,531	59,945
300	2250	600	1311	16	230	A	3,038	66,606
300	2250	700	1293	16	210	A	3,544	73,266
350	2500	600	1619	16	230	A	3,750	81,947
350	2500	700	1597	16	210	A	4,375	89,397
350	2500	800	1575	20	290	A	5,000	104,762
350	2750	600	1959	16	210	A	4,538	107,106
350	2750	800	1906	20	290	A	6,050	128,733
350	2750	900	1879	20	230	A	6,806	154,480
400	3000	700	2300	16	200	A	6,300	135,421
400	3000	800	2268	20	280	A	7,200	155,170
400	3000	1000	2205	20	220	A	9,000	197,489
400	3250	700	2699	16	180	A	7,394	176,711
400	3250	900	2625	20	230	A	9,506	214,752
400	3250	1000	2588	20	220	A	10,563	230,092
450	3500	800	3087	20	280	A	9,800	215,443
450	3500	1000	3001	20	220	A	12,250	265,160
450	3500	1100	2958	20	190	A	13,475	298,306
450	3750	800	3544	20	250	A	11,250	267,084
450	3750	1000	3445	20	220	A	14,063	302,695
450	3750	1200	3347	20	180	A	16,875	373,918
500	4000	900	3976	20	240	A	14,400	323,658
500	4000	1100	3864	20	200	A	17,600	380,774
500	4000	1300	3752	20	160	A	20,800	456,928

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .

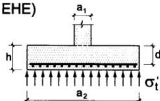
La distancia l se mide desde el final de la prolongación de la patilla

Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN EHE)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma_t' = 0,30 \text{ N/mm}^2$$



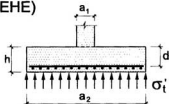
a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m³)	Peso acero (kg)
				$\varnothing$ (mm)	separación (mm)			
250	750	300	230	10	200	40	0,169	3,665
250	1000	300	410	10	210	B	0,300	6,307
250	1000	400	406	12	210	60	0,400	9,265
250	1250	400	634	12	220	A	0,625	11,826
250	1250	500	629	12	150	60	0,781	18,376
250	1500	400	914	12	170	A	0,900	21,734
250	1500	500	906	12	170	A	1,125	21,734
250	1500	600	898	16	220	A	1,350	30,052
300	1750	500	1233	12	160	A	1,531	31,446
300	1750	600	1222	16	230	A	1,838	40,658
300	1750	700	1211	16	200	A	2,144	45,740
350	2000	500	1610	12	130	A	2,000	49,540
350	2000	700	1582	16	200	A	2,800	58,714
350	2000	800	1568	16	160	A	3,200	70,457
350	2250	600	2020	16	210	A	3,038	73,266
350	2250	700	2002	20	350	A	3,544	72,850
350	2250	900	1967	20	230	A	4,556	104,072
400	2500	700	2472	16	190	A	4,375	96,847
400	2500	800	2450	20	290	A	5,000	104,762
400	2500	1000	2406	20	210	A	6,250	139,683
450	2750	700	2991	16	180	A	5,294	123,584
450	2750	900	2938	20	230	A	6,806	154,480
450	2750	1100	2885	20	200	A	8,319	180,226
450	3000	800	3528	20	260	A	7,200	169,277
450	3000	1000	3465	20	220	A	9,000	197,489
450	3000	1200	3402	20	170	A	10,800	239,808
500	3250	900	4104	20	230	A	9,506	214,752
500	3250	1100	4030	20	190	A	11,619	260,771
500	3250	1300	3956	20	160	A	13,731	306,789
550	3500	900	4759	20	220	A	11,025	265,160
550	3500	1200	4631	20	170	A	14,700	331,451
550	3500	1400	4545	20	150	A	17,150	381,168
600	3750	1000	5414	20	220	A	14,063	302,695
600	3750	1200	5316	20	180	A	16,875	373,918
600	3750	1500	5168	20	140	A	21,094	462,946
600	4000	1100	6104	20	200	A	17,600	380,774
600	4000	1300	5992	20	160	A	20,800	456,928
600	4000	1600	5824	25	210	A	25,600	565,211

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 $\varnothing$ y prolongación de 5 $\varnothing$.
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla.
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN EHE)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,40 \text{ N/mm}^2$$



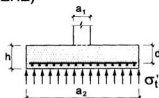
a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				Ø (mm)	separación (mm)			
250	750	300	309	10	200	40	0,169	3,665
250	1000	300	550	10	170	B	0,300	7,569
250	1000	400	546	12	210	60	0,400	9,265
250	1250	400	853	12	180	A	0,625	13,797
250	1250	500	848	12	150	60	0,781	18,376
300	1500	500	1221	12	170	A	1,125	21,734
300	1500	600	1213	12	130	60	1,350	30,149
350	1750	500	1661	12	130	A	1,531	37,164
350	1750	600	1651	16	230	A	1,838	40,658
350	1750	700	1640	16	200	100	2,144	53,831
350	2000	600	2156	16	200	A	2,400	58,714
350	2000	700	2142	16	200	A	2,800	58,714
350	2000	900	2114	16	150	100	3,600	88,016
400	2250	700	2711	16	190	A	3,544	79,927
400	2250	800	2693	16	170	A	4,050	86,588
400	2250	1000	2658	16	140	100	5,063	120,954
450	2500	700	3347	16	160	A	4,375	111,746
450	2500	900	3303	16	150	A	5,625	119,196
450	2500	1100	3259	16	120	100	6,875	166,975
500	2750	800	4023	16	160	A	6,050	140,062
500	2750	1000	3970	20	210	A	7,563	167,353
500	2750	1200	3917	20	180	150	9,075	223,137
550	3000	900	4757	20	230	A	8,100	183,383
550	3000	1100	4694	20	200	A	9,900	211,596
550	3000	1300	4631	20	160	150	11,700	289,960
600	3250	900	5582	20	200	A	9,506	245,431
600	3250	1200	5471	20	180	A	12,675	276,110
600	3250	1400	5397	20	150	150	14,788	364,181
650	3500	1000	6431	20	190	A	12,250	298,306
650	3500	1200	6346	20	170	A	14,700	331,451
650	3500	1500	6217	20	140	150	18,375	464,376
650	3750	1100	7334	20	190	A	15,469	356,112
650	3750	1300	7235	20	160	A	18,281	409,529
650	3750	1600	7088	20	130	150	22,500	554,627
700	4000	1200	8288	20	170	A	19,200	437,890
700	4000	1400	8176	20	150	A	22,400	495,006
700	4000	1700	8008	20	120	150	27,200	673,318

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ϕ y prolongación de 5ϕ .
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN EHE)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,50 \text{ N/mm}^2$$



a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				Ø (mm)	separación (mm)			
250	750	300	388	10	200	40	0,169	3,665
250	1000	300	690	12	170	70	0,300	11,331
250	1000	400	686	12	210	60	0,400	9,265
250	1250	400	1072	10	100	A	0,625	18,425
250	1250	500	1066	12	150	60	0,781	18,376
250	1250	600	1061	12	130	60	0,938	20,673
300	1500	500	1536	12	130	A	1,125	26,563
300	1500	600	1528	16	220	100	1,350	36,345
300	1500	700	1520	16	190	100	1,575	41,537
350	1750	600	2079	12	120	A	1,838	40,023
350	1750	700	2069	16	200	100	2,144	53,831
350	1750	800	2058	16	170	100	2,450	59,813
400	2000	600	2716	16	180	B	2,400	73,641
400	2000	800	2688	16	160	100	3,200	81,245
400	2000	900	2674	16	150	100	3,600	88,016
450	2250	700	3420	16	160	A	3,544	93,248
450	2250	900	3384	16	150	100	4,556	113,394
450	2250	1000	3367	16	140	100	5,063	120,954
500	2500	800	4200	16	150	A	5,000	119,196
500	2500	900	4178	20	230	A	5,625	128,043
500	2500	1100	4134	20	190	150	6,875	177,356
550	2750	800	5082	16	130	A	6,050	173,017
550	2750	1000	5029	20	210	A	7,563	167,353
550	2750	1200	4976	20	180	150	9,075	223,137
600	3000	900	6017	20	200	A	8,100	211,596
600	3000	1100	5954	20	200	A	9,900	211,596
600	3000	1300	5891	20	160	150	11,700	289,960
650	3250	1000	7024	20	190	A	10,563	260,771
650	3250	1200	6950	20	180	A	12,675	276,110
650	3250	1400	6876	20	150	150	14,788	364,181
700	3500	1100	8103	20	180	A	13,475	314,878
700	3500	1300	8018	20	160	A	15,925	348,023
700	3500	1500	7932	20	140	150	18,375	464,376
750	3750	1100	9302	20	150	A	15,469	427,335
750	3750	1400	9155	20	150	A	19,688	427,335
750	3750	1700	9007	20	120	150	23,906	594,244
800	4000	1200	10528	20	150	A	19,200	495,006
800	4000	1500	10360	20	140	A	24,000	533,083
800	4000	1800	10192	20	110	150	28,800	715,401

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .

La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

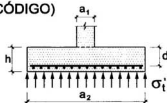
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

CÁLCULO SEGÚN EUROCÓDIGO

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN EUROCÓDIGO)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,10 \text{ N/mm}^2$$



a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				$\varnothing$ (mm)	separación (mm)			
250	750	300	73	10	200	90	0,169	4,158
250	1000	300	130	10	210	A	0,300	5,302
250	1250	300	202	10	220	B	0,469	9,418
250	1500	300	291	12	270	70	0,675	16,658
250	1750	300	397	12	200	A	0,919	25,729
250	1750	400	386	12	230	A	1,225	22,870
250	2000	300	518	12	160	A	1,200	39,632
250	2000	500	490	12	160	A	2,000	39,632
250	2250	400	638	12	160	A	2,025	52,452
250	2250	500	620	12	160	A	2,531	52,452
250	2500	400	788	16	260	A	2,500	74,497
250	2500	600	744	16	230	A	3,750	81,947
250	2750	500	926	16	260	A	3,781	90,628
250	2750	500	926	16	260	A	3,781	90,628
250	2750	600	900	16	230	A	4,538	98,867
250	3000	500	1103	16	220	A	4,500	126,393
250	3000	600	1071	16	230	A	5,400	117,365
250	3000	700	1040	16	200	A	6,300	135,421
300	3250	500	1294	16	200	A	5,281	157,076
300	3250	600	1257	16	220	A	6,338	147,259
300	3250	700	1220	16	200	A	7,394	157,076
300	3500	600	1458	16	190	A	7,350	190,916
300	3500	700	1415	16	210	A	8,575	180,309
300	3500	800	1372	20	280	A	9,800	215,443
300	3750	600	1673	16	180	A	8,438	239,307
300	3750	700	1624	16	200	A	9,844	216,516
300	3750	900	1526	20	240	A	12,656	284,890
350	4000	600	1904	20	270	A	9,600	285,580
350	4000	800	1792	20	270	A	12,800	285,580
350	4000	900	1736	20	240	A	14,400	323,658

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 $\varnothing$ y prolongación de 5 $\varnothing$.

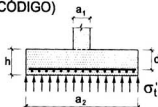
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN EUROCÓDIGO)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,20 \text{ N/mm}^2$$



a ₁ , min (mm)	a ₂ (mm)	h (mm)	N _d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				Ø (mm)	separación (mm)			
250	750	300	152	10	200	90	0,169	4,158
250	1000	300	270	10	210	90	0,300	6,739
250	1250	300	421	12	220	120	0,469	15,060
250	1250	400	416	12	220	B	0,625	13,910
250	1500	300	606	12	150	110	0,675	29,184
250	1500	400	599	12	190	B	0,900	22,097
250	1500	500	591	12	170	A	1,125	21,734
250	1750	400	815	12	140	B	1,225	38,473
250	1750	500	804	12	160	A	1,531	31,446
250	2000	400	1064	12	100	B	1,600	65,700
250	2000	500	1050	16	230	B	2,000	60,252
250	2000	600	1036	16	230	A	2,400	52,843
300	2250	500	1329	12	110	A	2,531	71,185
300	2250	600	1311	16	230	A	3,038	66,606
300	2250	700	1293	16	210	A	3,544	73,266
350	2500	500	1641	16	180	B	3,125	115,822
350	2500	600	1619	16	190	A	3,750	96,847
350	2500	700	1597	16	210	A	4,375	89,397
350	2750	600	1959	16	170	A	4,538	131,823
350	2750	700	1932	16	180	A	5,294	123,584
350	2750	800	1906	16	170	A	6,050	131,823
400	3000	600	2331	16	150	A	5,400	180,562
400	3000	800	2268	20	280	A	7,200	155,170
400	3000	900	2237	20	230	A	8,100	183,383
400	3250	700	2699	20	230	A	7,394	214,752
400	3250	900	2625	20	230	A	9,506	214,752
400	3250	1000	2588	20	220	A	10,563	230,092
450	3500	700	3130	20	210	A	8,575	281,733
450	3500	900	3044	20	240	A	11,025	248,588
450	3500	1100	2958	20	190	A	13,475	298,306
450	3750	800	3544	20	210	A	11,250	320,501
450	3750	1000	3445	20	220	A	14,063	302,695
450	3750	1100	3396	20	200	A	15,469	338,306
500	4000	800	4032	20	180	A	12,800	418,851
500	4000	1000	3920	20	210	A	16,000	361,735
500	4000	1200	3808	25	290	A	19,200	416,471

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5φ y prolongación de 5φ.

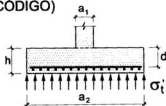
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN EUROCÓDIGO)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,30 \text{ N/mm}^2$$



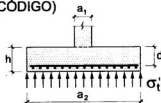
a ₁ , min (mm)	a ₂ (mm)	h (mm)	N _d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				Ø (mm)	separación (mm)			
250	750	300	230	10	200	90	0,169	4,158
250	1000	300	410	10	140	100	0,300	9,607
250	1250	300	640	12	130	130	0,469	22,910
250	1250	400	634	12	180	80	0,625	16,576
250	1500	400	914	12	130	70	0,900	30,540
250	1500	500	906	12	150	B	1,125	27,622
300	1750	400	1243	12	100	B	1,225	54,503
300	1750	500	1233	12	120	B	1,531	44,885
300	1750	600	1222	12	130	A	1,838	37,164
350	2000	500	1610	16	180	B	2,000	97,290
350	2000	600	1596	12	110	A	2,400	56,145
350	2000	700	1582	16	200	A	2,800	58,714
350	2250	600	2020	16	170	B	3,038	97,290
350	2250	700	2002	16	190	A	3,544	79,927
350	2250	800	1985	16	170	A	4,050	86,588
400	2500	600	2494	16	140	B	3,750	140,641
400	2500	700	2472	16	150	A	4,375	119,196
400	2500	900	2428	16	150	A	5,625	119,196
450	2750	700	2991	16	140	A	5,294	156,539
450	2750	800	2965	20	230	A	6,050	154,480
450	2750	1000	2912	20	210	A	7,563	167,353
450	3000	800	3528	20	220	A	7,200	197,489
450	3000	900	3497	20	220	A	8,100	197,489
450	3000	1100	3434	20	200	A	9,900	211,596
500	3250	800	4141	20	180	A	8,450	276,110
500	3250	1000	4067	20	200	A	10,563	245,431
500	3250	1200	3993	25	280	A	12,675	287,615
550	3500	900	4759	25	280	A	11,025	336,630
550	3500	1000	4716	25	300	A	12,250	310,735
550	3500	1200	4631	25	280	A	14,700	336,630
600	3750	900	5463	25	250	A	12,656	417,319
600	3750	1100	5365	25	270	A	15,469	389,498
600	3750	1300	5266	25	250	A	18,281	417,319
600	4000	1000	6160	25	250	A	16,000	475,967
600	4000	1200	6048	25	270	A	19,200	446,219
600	4000	1400	5936	25	240	A	22,400	505,715

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .
La distancia l se mide desde el final de la prolongación de la patilla.
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39.

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN EUROCÓDIGO)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,40 \text{ N/mm}^2$$



a ₁ , min (mm)	a ₂ (mm)	h (mm)	N _d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				Ø (mm)	separación (mm)			
250	750	300	309	10	200	90	0,169	4,158
250	1000	300	550	10	120	130	0,300	11,571
250	1000	400	546	12	210	100	0,400	9,975
250	1250	400	853	12	150	110	0,625	19,796
250	1250	500	848	12	150	100	0,781	19,512
300	1500	400	1229	16	190	160	0,900	44,567
300	1500	500	1221	16	220	100	1,125	36,345
300	1500	600	1213	16	220	130	1,350	37,670
350	1750	500	1661	16	200	130	1,531	55,536
350	1750	600	1651	16	200	B	1,838	53,150
350	1750	700	1640	16	200	130	2,144	55,536
350	2000	600	2156	16	160	B	2,400	80,336
350	2000	700	2142	16	180	B	2,800	73,641
350	2000	800	2128	16	160	A	3,200	70,457
400	2250	600	2729	16	130	B	3,038	127,225
400	2250	800	2893	16	160	A	4,050	93,248
400	2250	900	2876	20	230	A	4,556	104,072
450	2500	700	3347	20	210	B	4,375	158,978
450	2500	900	3303	20	230	A	5,625	128,043
450	2500	1000	3281	20	210	A	6,250	139,683
500	2750	800	4023	16	130	A	6,050	173,017
500	2750	900	3997	20	210	A	6,806	167,353
500	2750	1100	3944	20	200	A	8,319	180,226
550	3000	800	4788	20	160	B	7,200	282,858
550	3000	1000	4725	20	190	A	9,000	225,702
550	3000	1200	4662	20	170	A	10,800	239,608
600	3250	900	5582	20	160	A	9,506	306,789
600	3250	1100	5508	20	180	A	11,619	276,110
600	3250	1300	5434	25	250	A	13,731	311,583
650	3500	900	6474	20	140	A	11,025	414,313
650	3500	1100	6388	25	250	A	13,475	362,524
650	3500	1300	6303	25	250	A	15,925	362,524
650	3750	1000	7383	25	210	A	14,063	500,783
650	3750	1200	7284	25	240	A	16,875	445,140
650	3750	1500	7137	25	220	A	21,094	472,961
700	4000	1100	8344	25	210	A	17,600	565,211
700	4000	1300	8232	25	220	A	20,800	535,463
700	4000	1500	8120	25	220	A	24,000	535,463

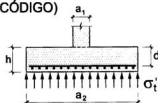
NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante
las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS

(CÁLCULO SEGÚN EUROCÓDIGO)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,50 \text{ N/mm}^2$$



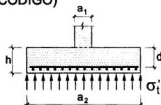
a ₁ , min (mm)	a ₂ (mm)	h (mm)	N _d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				Ø (mm)	separación (mm)			
250	750	300	388	10	200	90	0,169	4,158
250	1000	300	690	10	90	130	0,300	14,464
250	1000	400	688	12	170	100	0,400	11,971
250	1250	400	1072	12	120	110	0,625	24,745
250	1250	500	1066	12	130	100	0,781	21,951
300	1500	500	1536	16	190	130	1,125	43,052
300	1500	600	1528	16	220	130	1,350	37,670
350	1750	500	2090	16	140	110	1,531	72,533
350	1750	600	2079	16	170	B	1,838	59,055
350	1750	700	2069	16	200	130	2,144	55,536
400	2000	600	2716	16	140	B	2,400	93,725
400	2000	700	2702	16	150	B	2,800	87,031
400	2000	800	2688	20	260	170	3,200	90,991
450	2250	700	3420	20	210	B	3,544	132,166
450	2250	800	3402	20	230	B	4,050	120,151
450	2250	1000	3367	20	210	170	5,063	138,677
500	2500	700	4222	20	160	B	4,375	198,722
500	2500	900	4178	20	210	B	5,625	158,978
500	2500	1100	4134	20	190	170	6,875	179,920
550	2750	800	5082	20	160	B	6,050	246,181
550	2750	1000	5029	20	180	A	7,563	193,100
550	2750	1200	4976	20	180	170	9,075	226,097
600	3000	900	6017	20	150	B	8,100	298,572
600	3000	1100	5954	20	170	A	9,900	239,808
600	3000	1300	5891	20	160	170	11,700	293,511
650	3250	900	7061	20	130	A	9,506	368,147
650	3250	1100	6987	20	150	A	11,619	322,129
650	3250	1300	6913	20	160	170	13,731	350,785
700	3500	1000	8146	20	120	A	12,250	447,458
700	3500	1200	8061	25	240	A	14,700	388,419
700	3500	1400	7975	25	240	210	17,150	452,288
750	3750	1100	9302	25	200	A	15,469	528,604
750	3750	1300	9204	25	220	A	18,281	472,961
750	3750	1500	9105	25	220	210	21,094	545,347
800	4000	1100	10584	25	170	A	17,600	684,203
800	4000	1400	10416	25	200	A	22,400	594,959
800	4000	1600	10304	25	210	210	25,600	646,112

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5φ y prolongación de 5φ.
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN EUROCÓDIGO)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,10 \text{ N/mm}^2$$



$a_{t, \min}$ (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				$\emptyset$ (mm)	separación (mm)			
250	750	300	73	10	200	110	0,169	4,355
250	1000	300	130	10	210	A	0,300	5,302
250	1250	300	202	10	220	B	0,469	9,418
250	1500	300	291	10	220	70	0,675	13,405
250	1750	300	397	12	260	B	0,919	22,443
250	1750	400	386	12	230	A	1,225	22,870
250	2000	300	518	12	200	A	1,200	33,027
250	2000	500	490	12	160	A	2,000	39,632
250	2250	400	638	12	210	A	2,025	41,212
250	2250	500	620	12	160	A	2,531	52,452
250	2500	400	788	12	180	A	2,500	58,667
250	2500	600	744	16	230	A	3,750	81,947
250	2750	500	926	12	160	A	3,781	78,785
250	2750	500	926	12	160	A	3,781	78,785
250	2750	600	900	16	230	A	4,538	98,867
250	3000	500	1103	16	280	A	4,500	99,309
250	3000	600	1071	16	230	A	5,400	117,365
250	3000	700	1040	16	200	A	6,300	135,421
300	3250	500	1294	16	250	A	5,281	127,624
300	3250	600	1257	16	230	A	6,338	137,442
300	3250	700	1220	16	200	A	7,394	157,076
300	3500	600	1458	16	240	A	7,350	159,096
300	3500	700	1415	16	210	A	8,575	180,309
300	3500	800	1372	20	280	A	9,800	215,443
300	3750	600	1673	16	220	A	8,438	193,725
300	3750	700	1624	16	210	A	9,844	205,121
300	3750	900	1526	20	240	A	12,656	284,890
350	4000	600	1904	16	210	A	9,600	231,510
350	4000	800	1792	20	270	A	12,800	285,580
350	4000	900	1736	20	240	A	14,400	323,658

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ϕ y prolongación de 5ϕ .

La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

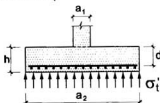
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS

(CÁLCULO SEGÚN EUROCÓDIGO)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,20 \text{ N/mm}^2$$



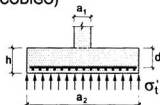
$a_{1, \min}$ (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				$\varnothing$ (mm)	separación (mm)			
250	750	300	152	10	200	110	0,169	4,355
250	1000	300	270	10	210	90	0,300	6,739
250	1250	300	421	10	180	120	0,469	12,110
250	1250	400	416	10	130	A	0,625	12,318
250	1500	300	606	10	120	100	0,675	23,867
250	1500	400	599	12	220	80	0,900	19,683
250	1500	500	591	12	170	A	1,125	21,734
250	1750	400	815	12	170	80	1,225	32,558
250	1750	500	804	12	160	A	1,531	31,446
250	2000	400	1064	12	140	B	1,600	51,100
250	2000	500	1050	12	160	B	2,000	43,800
250	2000	600	1036	16	230	A	2,400	52,843
300	2250	500	1329	12	150	B	2,531	61,408
300	2250	600	1311	16	230	A	3,038	66,606
300	2250	700	1293	16	210	A	3,544	73,266
350	2500	500	1641	12	120	B	3,125	90,756
350	2500	600	1619	12	130	A	3,750	75,429
350	2500	700	1597	16	210	A	4,375	89,397
350	2750	600	1959	12	120	A	4,538	101,957
350	2750	700	1932	16	200	A	5,294	115,345
350	2750	800	1906	16	170	A	6,050	131,823
400	3000	600	2331	12	100	A	5,400	142,192
400	3000	800	2268	20	280	A	7,200	155,170
400	3000	900	2237	20	230	A	8,100	183,383
400	3250	700	2699	16	180	A	7,394	176,711
400	3250	900	2625	20	230	A	9,506	214,752
400	3250	1000	2588	20	220	A	10,563	230,092
450	3500	700	3130	16	160	A	8,575	222,735
450	3500	900	3044	20	240	A	11,025	248,588
450	3500	1100	2958	20	190	A	13,475	298,306
450	3750	800	3544	20	250	A	11,250	267,084
450	3750	1000	3445	20	220	A	14,063	302,695
450	3750	1100	3396	20	200	A	15,469	338,306
500	4000	800	4032	20	220	A	12,800	342,696
500	4000	1000	3920	20	220	A	16,000	342,696
500	4000	1200	3808	20	180	A	19,200	418,851

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ϕ y prolongación de 5ϕ .
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla.
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39.

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN EUROCÓDIGO)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,30 \text{ N/mm}^2$$



a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				ø (mm)	separación (mm)			
250	750	300	230	10	200	110	0,169	4,355
250	1000	300	410	10	210	160	0,300	7,602
250	1250	300	640	10	120	130	0,469	17,547
250	1250	400	634	12	220	110	0,625	14,847
250	1500	400	914	12	170	120	0,900	26,585
250	1500	500	906	12	170	B	1,125	24,860
300	1750	400	1243	12	120	90	1,225	46,078
300	1750	500	1233	12	160	B	1,531	35,267
300	1750	600	1222	12	130	A	1,838	37,164
350	2000	500	1610	12	130	B	2,000	54,750
350	2000	600	1596	12	130	A	2,400	49,540
350	2000	700	1582	16	200	A	2,800	58,714
350	2250	600	2020	16	210	B	3,038	82,322
350	2250	700	2002	12	110	A	3,544	74,932
350	2250	800	1985	16	170	A	4,050	86,588
400	2500	600	2494	16	180	B	3,750	115,822
400	2500	700	2472	12	110	A	4,375	92,191
400	2500	900	2428	16	150	A	5,625	119,196
450	2750	700	2991	12	100	A	5,294	125,129
450	2750	800	2965	16	170	A	6,050	131,823
450	2750	1000	2912	16	130	A	7,563	164,778
450	3000	800	3528	16	160	A	7,200	162,505
450	3000	900	3497	20	230	A	8,100	183,383
450	3000	1100	3434	20	200	A	9,900	211,596
500	3250	800	4141	16	140	A	8,450	215,980
500	3250	1000	4067	20	220	A	10,563	230,092
500	3250	1200	3993	20	180	A	12,675	276,110
550	3500	900	4759	16	140	A	11,025	254,554
550	3500	1000	4716	20	220	A	12,250	265,160
550	3500	1200	4631	20	170	A	14,700	331,451
600	3750	900	5463	20	200	A	12,656	338,306
600	3750	1100	5365	20	200	A	15,469	338,306
600	3750	1300	5266	20	160	A	18,281	409,529
600	4000	1000	6160	20	200	A	16,000	380,774
600	4000	1200	6048	20	180	A	19,200	418,851
600	4000	1400	5936	20	150	A	22,400	495,006

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ø y prolongación de 5ø.

La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

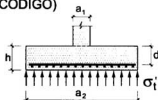
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS

(CÁLCULO SEGÚN EUROCÓDIGO)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,40 \text{ N/mm}^2$$



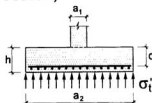
a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				$\varnothing$ (mm)	separación (mm)			
250	750	300	309	10	200	110	0,169	4,355
250	1000	300	550	10	170	190	0,300	9,566
250	1000	400	546	12	210	130	0,400	10,508
250	1250	400	853	12	180	150	0,625	18,316
250	1250	500	848	12	150	130	0,781	20,364
300	1500	400	1229	12	130	140	0,900	33,275
300	1500	500	1221	12	170	90	1,125	25,627
300	1500	600	1213	12	130	130	1,350	32,884
350	1750	500	1661	12	130	90	1,531	42,787
350	1750	600	1651	12	130	B	1,838	41,679
350	1750	700	1640	12	110	130	2,144	51,500
350	2000	600	2156	12	110	B	2,400	62,050
350	2000	700	2142	12	110	A	2,800	56,145
350	2000	800	2128	16	160	A	3,200	70,457
400	2250	600	2729	16	170	100	3,038	98,275
400	2250	800	2693	16	170	A	4,050	86,586
400	2250	900	2676	20	230	A	4,556	104,072
450	2500	700	3347	16	160	B	4,375	124,095
450	2500	900	3303	20	230	A	5,625	128,043
450	2500	1000	3281	20	210	A	6,250	139,683
500	2750	800	4023	16	160	B	6,050	154,057
500	2750	900	3997	16	150	A	6,806	148,300
500	2750	1100	3944	20	200	A	8,319	180,226
550	3000	800	4788	16	130	B	7,200	216,730
550	3000	1000	4725	20	220	A	9,000	197,489
550	3000	1200	4662	20	170	A	10,800	239,808
600	3250	900	5582	16	120	A	9,506	245,431
600	3250	1100	5508	20	190	A	11,619	260,771
600	3250	1300	5434	20	160	A	13,731	306,789
650	3500	900	6474	16	110	A	11,025	328,799
650	3500	1100	6388	20	190	A	13,475	298,306
650	3500	1300	6303	20	160	A	15,925	348,023
650	3750	1000	7383	20	170	A	14,063	391,723
650	3750	1200	7284	20	180	A	16,875	373,918
650	3750	1500	7137	20	140	A	21,094	462,946
700	4000	1100	8344	20	160	A	17,600	456,928
700	4000	1300	8232	20	160	A	20,800	456,928
700	4000	1500	8120	20	140	A	24,000	533,083

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ϕ y prolongación de 5ϕ .
La distancia l se mide desde el final de la prolongación de la patilla.
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39.

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN EUROCÓDIGO)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,50 \text{ N/mm}^2$$



a ₁ , min (mm)	a ₂ (mm)	h (mm)	N _d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				Ø (mm)	separación (mm)			
250	750	300	388	10	200	110	0,169	4,355
250	1000	300	690	10	120	180	0,300	12,558
250	1000	400	686	12	210	130	0,400	10,508
250	1250	400	1072	12	150	170	0,625	21,501
250	1250	500	1066	12	150	130	0,781	20,364
300	1500	500	1536	12	130	100	1,125	31,712
300	1500	600	1528	12	130	130	1,350	32,884
350	1750	500	2090	16	170	170	1,531	64,232
350	1750	600	2079	16	230	150	1,838	50,375
350	1750	700	2069	16	200	170	2,144	57,809
400	2000	600	2716	16	180	150	2,400	77,947
400	2000	700	2702	16	200	90	2,800	67,073
400	2000	800	2688	16	160	170	3,200	86,548
450	2250	700	3420	16	160	B	3,544	104,774
450	2250	800	3402	16	170	B	4,050	97,290
450	2250	1000	3367	16	140	170	5,063	128,025
500	2500	700	4222	16	130	B	4,375	157,187
500	2500	900	4178	16	150	A	5,625	119,196
500	2500	1100	4134	16	120	170	6,875	175,814
550	2750	800	5082	16	130	B	6,050	190,306
550	2750	1000	5029	16	130	A	7,563	164,778
550	2750	1200	4976	20	180	210	9,075	232,015
600	3000	900	6017	16	120	B	8,100	236,432
600	3000	1100	5954	20	200	A	9,900	211,596
600	3000	1300	5891	20	160	210	11,700	300,614
650	3250	900	7061	16	100	A	9,506	294,518
650	3250	1100	6987	20	190	A	11,619	260,771
650	3250	1300	6913	20	160	210	13,731	358,677
700	3500	1000	8146	16	100	A	12,250	360,618
700	3500	1200	8061	20	170	A	14,700	331,451
700	3500	1400	7975	20	150	210	17,150	440,839
750	3750	1100	9302	20	150	A	15,469	427,335
750	3750	1300	9204	20	160	A	18,281	409,529
750	3750	1500	9105	20	140	210	21,094	530,400
800	4000	1100	10584	20	130	A	17,600	552,122
800	4000	1400	10416	20	150	A	22,400	495,006
800	4000	1600	10304	20	130	210	25,600	648,992

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5φ y prolongación de 5φ.
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

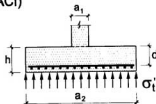
CÁLCULO SEGÚN ACI

www.freelibros.org

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN ACI)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,10 \text{ N/mm}^2$$



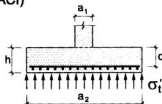
a ₁ , min (mm)	a ₂ (mm)	h (mm)	N _d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				Ø (mm)	separación (mm)			
250	750	300	73	10	200	60	0,169	3,862
250	1000	300	130	10	210	B	0,300	6,307
250	1250	300	202	10	220	A	0,469	8,212
250	1250	400	197	12	220	A	0,625	11,826
250	1500	300	291	12	270	A	0,675	14,489
250	1500	400	284	12	220	A	0,900	16,904
250	1750	400	386	12	230	A	1,225	22,870
250	1750	500	375	12	160	A	1,531	31,446
250	2000	400	504	12	200	A	1,600	33,027
250	2000	500	490	12	160	A	2,000	39,632
250	2000	600	476	12	130	A	2,400	49,540
250	2250	500	620	12	160	A	2,531	52,452
250	2250	600	602	16	230	A	3,038	66,606
250	2250	700	585	16	210	A	3,544	73,266
250	2500	500	766	16	290	A	3,125	67,048
250	2500	600	744	16	230	A	3,750	81,947
250	2500	700	722	16	210	A	4,375	89,397
250	2750	600	900	16	230	A	4,538	98,867
250	2750	700	873	16	200	A	5,294	115,345
250	2750	800	847	16	170	A	6,050	131,823
250	3000	600	1071	16	230	A	5,400	117,365
250	3000	700	1040	16	200	A	6,300	135,421
250	3000	900	977	16	150	A	8,100	171,534
300	3250	600	1257	16	220	A	6,338	147,259
300	3250	800	1183	20	280	A	8,450	184,073
300	3250	900	1146	20	230	A	9,506	214,752
300	3500	700	1415	16	210	A	8,575	180,309
300	3500	800	1372	20	280	A	9,800	215,443
300	3500	1000	1286	20	220	A	12,250	265,160
300	3750	700	1624	16	200	A	9,844	216,516
300	3750	900	1526	20	240	A	12,656	284,890
300	3750	1000	1477	20	220	A	14,063	302,695
350	4000	800	1792	20	270	A	12,800	285,580
350	4000	900	1736	20	240	A	14,400	323,658
350	4000	1100	1624	20	200	A	17,600	380,774

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5φ y prolongación de 5φ.
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante
las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN ACI)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,20 \text{ N/mm}^2$$



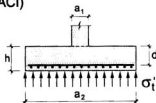
a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				Ø (mm)	separación (mm)			
250	750	300	152	10	200	60	0,169	3,862
250	1000	300	270	10	210	60	0,300	6,369
250	1250	400	416	12	220	B	0,625	13,910
250	1250	500	410	12	150	70	0,781	18,660
250	1500	400	599	12	190	A	0,900	19,319
250	1500	500	591	12	170	B	1,125	24,860
250	1500	600	583	12	130	B	1,350	30,384
250	1750	500	804	12	160	A	1,531	31,446
250	1750	700	782	16	200	B	2,144	53,150
250	2000	800	1036	16	230	A	2,400	52,843
250	2000	800	1008	16	160	B	3,200	80,336
300	2250	600	1311	16	230	A	3,038	66,006
300	2250	800	1276	16	170	A	4,050	86,588
300	2250	900	1258	20	230	B	4,556	120,151
350	2500	700	1597	16	210	A	4,375	89,397
350	2500	800	1575	20	290	A	5,000	104,762
350	2500	1000	1531	20	210	B	6,250	158,978
350	2750	800	1906	20	290	A	6,050	128,733
350	2750	900	1879	20	230	A	6,806	154,480
350	2750	1100	1826	20	200	A	8,319	180,226
400	3000	800	2268	20	280	A	7,200	155,170
400	3000	1000	2205	20	220	A	9,000	197,489
400	3000	1200	2142	20	170	A	10,800	239,808
400	3250	900	2625	20	230	A	9,506	214,752
400	3250	1100	2551	20	190	A	11,619	260,771
400	3250	1300	2477	25	250	A	13,731	311,583
450	3500	900	3044	20	240	A	11,025	248,588
450	3500	1100	2958	20	190	A	13,475	298,306
450	3500	1300	2873	25	250	A	15,925	362,524
450	3750	1000	3445	20	220	A	14,063	302,695
450	3750	1200	3347	25	270	A	16,875	389,498
450	3750	1400	3248	25	240	A	19,688	445,140
500	4000	1000	3920	20	210	A	16,000	361,735
500	4000	1300	3752	25	250	A	20,800	475,967
500	4000	1500	3640	25	220	A	24,000	535,463

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ϕ y prolongación de 5ϕ .
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN ACI)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,30 \text{ N/mm}^2$$



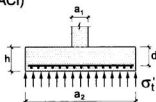
a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				$\varnothing$ (mm)	separación (mm)			
250	750	300	230	10	200	60	0,169	3,862
250	1000	400	406	10	140	60	0,400	8,916
250	1000	500	403	12	170	70	0,500	11,331
250	1250	400	634	12	180	40	0,625	15,581
250	1250	600	623	12	130	70	0,938	20,992
250	1500	500	906	12	150	B	1,125	27,622
250	1500	600	898	16	220	40	1,350	33,693
250	1500	700	890	16	190	100	1,575	41,537
300	1750	600	1222	16	230	B	1,838	47,244
300	1750	700	1211	16	200	40	2,144	50,422
300	1750	800	1201	16	170	100	2,450	59,813
350	2000	700	1582	16	200	B	2,800	66,947
350	2000	800	1568	16	160	B	3,200	80,336
350	2000	900	1554	20	230	120	3,600	97,926
350	2250	800	1985	16	170	A	4,050	86,588
350	2250	900	1967	20	230	B	4,556	120,151
350	2250	1100	1931	20	190	120	5,569	145,365
400	2500	800	2450	20	260	A	5,000	116,402
400	2500	1000	2406	20	210	B	6,250	158,978
400	2500	1200	2363	20	180	120	7,500	186,855
450	2750	900	2938	20	230	A	6,806	154,480
450	2750	1100	2885	20	200	B	8,319	202,737
450	2750	1300	2832	20	160	120	9,831	247,858
450	3000	1000	3465	20	220	A	9,000	197,489
450	3000	1200	3402	20	170	B	10,800	267,143
450	3000	1400	3339	20	150	120	12,600	316,259
500	3250	1000	4067	20	200	A	10,563	245,431
500	3250	1300	3956	20	160	B	13,731	338,948
500	3250	1500	3882	20	140	120	15,844	392,059
550	3500	1100	4673	20	190	A	13,475	298,306
550	3500	1300	4588	20	160	A	15,925	348,023
550	3500	1600	4459	20	130	120	19,600	475,257
600	3750	1200	5316	25	270	A	16,875	389,498
600	3750	1400	5217	25	240	A	19,686	445,140
600	3750	1700	5070	25	200	230	23,906	615,362
600	4000	1200	6048	25	270	A	19,200	446,219
600	4000	1500	5880	25	220	A	24,000	535,463
600	4000	1800	5712	25	180	230	28,800	754,912

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de $5\varnothing$ y prolongación de $5\varnothing$.
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN ACI)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,40 \text{ N/mm}^2$$



a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				Ø (mm)	separación (mm)			
250	750	300	309	10	200	60	0,169	3,862
250	1000	400	546	10	140	60	0,400	8,916
250	1000	500	543	12	170	70	0,500	11,331
250	1250	500	848	12	150	70	0,781	18,660
250	1250	700	837	16	220	100	1,094	26,418
300	1500	600	1213	16	220	100	1,350	36,345
300	1500	800	1197	16	170	100	1,800	46,729
350	1750	600	1651	16	200	40	1,838	50,422
350	1750	800	1629	16	170	100	2,450	59,813
350	1750	900	1619	20	230	120	2,756	77,181
350	2000	800	2128	16	160	40	3,200	76,700
350	2000	900	2114	20	230	120	3,600	97,926
350	2000	1100	2086	20	200	120	4,400	108,807
400	2250	800	2693	20	260	B	4,050	108,136
400	2250	1000	2658	20	210	120	5,063	133,251
400	2250	1200	2622	20	170	120	6,075	157,478
450	2500	900	3303	20	230	B	5,625	145,730
450	2500	1100	3259	20	190	120	6,875	173,508
450	2500	1300	3216	20	160	120	8,125	200,202
500	2750	1000	3970	20	210	B	7,563	188,256
500	2750	1200	3917	20	180	120	9,075	218,698
500	2750	1400	3864	20	150	120	10,588	262,438
550	3000	1100	4694	20	200	B	9,900	235,715
550	3000	1300	4631	25	260	230	11,700	319,289
550	3000	1500	4568	25	220	230	13,500	372,504
600	3250	1100	5508	20	180	A	11,619	276,110
600	3250	1400	5397	25	230	230	14,788	399,478
600	3250	1600	5324	25	200	230	16,900	456,546
650	3500	1200	6346	20	170	A	14,700	331,451
650	3500	1500	6217	25	220	230	18,375	487,373
650	3500	1700	6131	25	190	230	20,825	548,295
650	3750	1300	7235	20	160	A	18,281	409,529
650	3750	1600	7088	25	210	230	22,500	582,975
650	3750	1900	6940	25	170	230	26,719	712,525
700	4000	1400	8176	20	150	A	22,400	495,006
700	4000	1700	8008	25	190	230	27,200	720,598
700	4000	2000	7840	25	160	230	32,000	823,540

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .

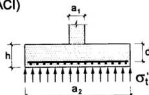
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN ACI)

ACERO B 400 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,50 \text{ N/mm}^2$$



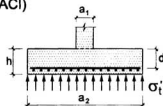
a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				ϕ (mm)	separación (mm)			
250	750	300	388	10	200	60	0,169	3,862
250	1000	400	686	12	170	70	0,400	11,331
250	1000	600	679	12	120	70	0,600	15,108
250	1250	500	1066	12	130	70	0,781	20,992
250	1250	600	1061	16	220	100	0,938	26,418
250	1250	800	1050	16	180	100	1,250	30,820
300	1500	600	1528	16	220	100	1,350	36,345
300	1500	800	1512	16	170	100	1,800	46,729
300	1500	900	1504	20	220	120	2,025	58,902
350	1750	700	2069	16	200	100	2,144	53,631
350	1750	900	2047	20	230	120	2,756	77,181
350	1750	1000	2037	20	230	120	3,063	77,181
400	2000	800	2688	16	180	100	3,200	81,245
400	2000	1000	2660	20	230	120	4,000	97,926
400	2000	1100	2646	20	200	120	4,400	108,807
450	2250	900	3384	16	150	100	4,556	113,394
450	2250	1100	3349	20	190	120	5,569	145,365
450	2250	1300	3313	20	160	120	6,581	169,592
500	2500	1000	4156	16	130	100	6,250	150,278
500	2500	1200	4113	20	180	120	7,500	186,855
500	2500	1400	4069	20	150	120	8,750	213,549
550	2750	1000	5029	20	180	B	7,563	217,219
550	2750	1300	4950	20	160	120	9,831	247,858
550	2750	1500	4897	25	210	230	11,344	320,850
600	3000	1100	5954	20	170	B	9,900	267,143
600	3000	1400	5859	25	230	230	12,600	345,897
600	3000	1600	5796	25	200	230	14,400	399,112
650	3250	1200	6950	20	160	B	12,675	338,948
650	3250	1500	6839	25	220	230	15,844	428,012
650	3250	1800	6728	25	180	230	19,013	513,614
700	3500	1300	8018	25	240	60	15,925	417,608
700	3500	1600	7889	25	210	230	19,600	517,834
700	3500	1900	7760	25	170	230	23,275	609,216
750	3750	1400	9155	25	220	B	19,688	526,350
750	3750	1700	9007	25	200	230	23,906	615,362
750	3750	2000	8859	25	160	230	28,125	744,912
800	4000	1500	10360	25	210	B	24,000	624,880
800	4000	1800	10192	25	180	230	28,800	754,912
800	4000	2100	10024	25	160	230	33,600	857,854

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN ACI)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,10 \text{ N/mm}^2$$



a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				$\varnothing$ (mm)	separación (mm)			
250	750	300	73	10	200	80	0,169	4,059
250	1000	300	130	10	210	B	0,300	6,307
250	1250	300	202	10	220	A	0,469	8,212
250	1250	400	197	12	220	A	0,625	11,826
250	1500	300	291	10	220	A	0,675	11,739
250	1500	400	284	12	220	A	0,900	16,904
250	1750	400	386	12	230	A	1,225	22,870
250	1750	500	375	12	160	A	1,531	31,446
250	2000	400	504	12	200	A	1,600	33,027
250	2000	500	490	12	160	A	2,000	39,632
250	2000	600	476	12	130	A	2,400	49,540
250	2250	500	620	12	160	A	2,531	52,452
250	2250	600	602	16	230	A	3,038	66,606
250	2250	700	585	16	210	A	3,544	73,266
250	2500	500	766	16	290	A	3,125	67,048
250	2500	600	744	16	230	A	3,750	81,947
250	2500	700	722	16	210	A	4,375	89,397
250	2750	600	900	16	230	A	4,538	98,867
250	2750	700	873	16	200	A	5,294	115,345
250	2750	800	847	16	170	A	6,050	131,623
250	3000	600	1071	16	230	A	5,400	117,365
250	3000	700	1040	16	200	A	6,300	135,421
250	3000	900	977	20	230	A	8,100	183,383
300	3250	600	1257	16	230	A	6,338	137,442
300	3250	800	1183	20	280	A	8,450	184,073
300	3250	900	1146	20	230	A	9,506	214,752
300	3500	700	1415	16	210	A	8,575	180,309
300	3500	800	1372	20	280	A	9,800	215,443
300	3500	1000	1286	20	220	A	12,250	265,160
300	3750	700	1624	16	210	A	9,844	205,121
300	3750	900	1526	20	240	A	12,656	284,890
300	3750	1000	1477	20	220	A	14,063	302,695
350	4000	800	1792	20	270	A	12,800	285,580
350	4000	900	1736	20	240	A	14,400	323,658
350	4000	1100	1624	20	200	A	17,600	380,774

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ϕ y prolongación de 5ϕ .

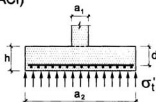
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN ACI)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,20 \text{ N/mm}^2$$



a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				Ø (mm)	separación (mm)			
250	750	300	152	10	200	80	0,169	4,059
250	1000	300	270	10	210	60	0,300	6,369
250	1250	400	416	12	220	B	0,625	13,910
250	1250	500	410	12	150	90	0,781	19,228
250	1500	400	599	12	220	A	0,900	16,904
250	1500	500	591	10	110	A	1,125	21,801
250	1500	600	583	12	130	B	1,350	30,384
250	1750	500	804	12	160	A	1,531	31,446
250	1750	700	782	12	110	B	2,144	48,091
250	2000	600	1036	16	230	A	2,400	52,843
250	2000	800	1008	16	160	B	3,200	80,336
300	2250	600	1311	16	230	A	3,038	66,606
300	2250	800	1276	16	170	A	4,050	86,588
300	2250	900	1258	20	230	B	4,556	120,151
350	2500	700	1597	16	210	A	4,375	89,397
350	2500	800	1575	20	290	A	5,000	104,762
350	2500	1000	1531	20	210	B	6,250	158,978
350	2750	800	1906	20	290	A	6,050	126,733
350	2750	900	1879	20	230	A	6,806	154,480
350	2750	1100	1826	20	200	A	8,319	180,226
400	3000	800	2268	20	280	A	7,200	155,170
400	3000	1000	2205	20	220	A	9,000	197,489
400	3000	1200	2142	20	170	A	10,800	239,806
400	3250	900	2625	20	230	A	9,506	214,752
400	3250	1100	2551	20	190	A	11,619	260,771
400	3250	1300	2477	20	160	A	13,731	306,789
450	3500	900	3044	20	240	A	11,025	248,588
450	3500	1100	2958	20	190	A	13,475	298,306
450	3500	1300	2873	20	160	A	15,925	348,023
450	3750	1000	3445	20	220	A	14,063	302,695
450	3750	1200	3347	20	180	A	16,875	373,918
450	3750	1400	3248	20	150	A	19,688	427,335
500	4000	1000	3920	20	220	A	16,000	342,696
500	4000	1300	3752	20	160	A	20,800	456,928
500	4000	1500	3640	20	140	A	24,000	533,083

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ϕ y prolongación de 5ϕ .

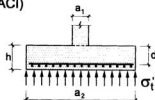
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN ACI)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,30 \text{ N/mm}^2$$



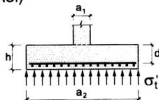
a ₁ , min (mm)	a ₂ (mm)	h (mm)	N _d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				Ø (mm)	separación (mm)			
250	750	300	230	10	200	80	0,169	4,059
250	1000	400	406	10	140	80	0,400	9,262
250	1000	500	403	12	170	90	0,500	11,757
250	1250	400	634	12	220	50	0,625	13,569
250	1250	600	623	12	130	90	0,938	21,631
250	1500	500	906	12	170	B	1,125	24,880
250	1500	600	898	16	220	40	1,350	33,693
250	1500	700	890	16	190	120	1,575	42,547
300	1750	600	1222	16	230	B	1,838	47,244
300	1750	700	1211	16	200	40	2,144	50,422
300	1750	800	1201	16	170	120	2,450	61,075
350	2000	700	1582	16	200	B	2,800	66,947
350	2000	800	1568	16	160	B	3,200	80,336
350	2000	900	1554	20	230	150	3,600	100,589
350	2250	800	1985	16	170	A	4,050	86,588
350	2250	900	1967	20	230	B	4,556	120,151
350	2250	1100	1931	20	190	150	5,569	148,916
400	2500	800	2450	20	290	A	5,000	104,762
400	2500	1000	2406	20	210	B	6,250	158,978
400	2500	1200	2363	20	180	150	7,500	190,998
450	2750	900	2938	20	230	A	6,806	154,480
450	2750	1100	2885	20	200	B	8,319	202,737
450	2750	1300	2832	20	160	150	9,831	252,889
450	3000	1000	3465	20	220	A	9,000	197,489
450	3000	1200	3402	20	170	B	10,800	267,143
450	3000	1400	3339	20	150	150	12,600	322,178
500	3250	1000	4067	20	220	A	10,563	230,092
500	3250	1300	3956	20	160	B	13,731	338,948
500	3250	1500	3882	20	140	150	15,844	398,865
550	3500	1100	4673	20	190	A	13,475	298,306
550	3500	1300	4588	20	160	A	15,925	348,023
550	3500	1600	4459	25	210	290	19,600	533,555
600	3750	1200	5316	20	180	A	16,875	373,918
600	3750	1400	5217	20	150	A	19,688	427,335
600	3750	1700	5070	25	200	290	23,906	632,934
600	4000	1200	6048	20	180	A	19,200	418,851
600	4000	1500	5880	20	140	A	24,000	533,083
600	4000	1800	5712	25	180	290	28,800	775,257

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5Ø y prolongación de 5Ø.
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla.
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN ACI)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,40 \text{ N/mm}^2$$



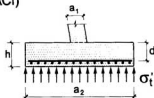
a_1 , min (mm)	a_2 (mm)	h (mm)	N_d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				$\varnothing$ (mm)	separación (mm)			
250	750	300	309	10	200	80	0,169	4,059
250	1000	400	546	10	140	80	0,400	9,262
250	1000	500	543	12	170	90	0,500	11,757
250	1250	500	848	12	150	90	0,781	19,228
250	1250	700	837	12	110	90	1,094	26,438
300	1500	600	1213	16	220	120	1,350	37,229
300	1500	800	1197	16	170	120	1,800	47,865
350	1750	600	1651	16	230	50	1,838	45,325
350	1750	800	1629	16	170	120	2,450	61,075
350	1750	900	1619	20	230	150	2,756	79,548
350	2000	800	2128	16	160	40	3,200	76,700
350	2000	900	2114	20	230	150	3,600	100,589
350	2000	1100	2086	20	200	150	4,400	111,766
400	2250	800	2693	16	170	B	4,050	97,290
400	2250	1000	2658	20	210	150	5,063	136,506
400	2250	1200	2622	20	170	150	6,075	161,326
450	2500	900	3303	20	230	B	5,625	145,730
450	2500	1100	3259	20	190	150	6,875	177,356
450	2500	1300	3216	20	160	150	8,125	204,641
500	2750	1000	3970	20	210	B	7,563	188,256
500	2750	1200	3917	20	180	150	9,075	223,137
500	2750	1400	3864	20	150	150	10,588	267,765
550	3000	1100	4694	20	200	B	9,900	235,715
550	3000	1300	4631	20	160	150	11,700	289,960
550	3000	1500	4568	20	140	150	13,500	338,287
600	3250	1100	5508	20	190	A	11,619	260,771
600	3250	1400	5397	20	150	150	14,788	364,181
600	3250	1600	5324	25	200	290	16,900	471,343
650	3500	1200	6346	20	170	A	14,700	331,451
650	3500	1500	6217	20	140	150	18,375	464,376
650	3500	1700	6131	25	190	290	20,825	564,941
650	3750	1300	7235	20	160	A	18,281	409,529
650	3750	1600	7088	20	130	150	22,500	554,627
650	3750	1900	6940	25	170	290	26,719	732,870
700	4000	1400	8176	20	150	A	22,400	495,006
700	4000	1700	8008	25	190	290	27,200	740,018
700	4000	2000	7840	25	160	290	32,000	845,735

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5ϕ y prolongación de 5ϕ .
La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla
Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ZAPATAS AISLADAS (CÁLCULO SEGÚN ACI)

ACERO B 500 S
HORMIGÓN H-25
 $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma'_t = 0,50 \text{ N/mm}^2$$



a ₁ , min (mm)	a ₂ (mm)	h (mm)	N _d (kN)	Armadura		Tipo de anclaje	Hormigón (m ³)	Peso acero (kg)
				Ø (mm)	separación (mm)			
250	750	300	388	10	200	80	0,169	4,059
250	1000	400	686	12	210	90	0,400	9,798
250	1000	600	679	12	120	90	0,600	15,677
250	1250	500	1066	12	150	90	0,781	19,228
250	1250	600	1061	16	220	120	0,938	27,175
250	1250	800	1050	16	180	120	1,250	31,704
300	1500	600	1528	16	220	120	1,350	37,229
300	1500	800	1512	16	170	120	1,800	47,865
300	1500	900	1504	16	150	120	2,025	53,184
350	1750	700	2069	16	200	120	2,144	54,968
350	1750	900	2047	20	230	150	2,756	79,548
350	1750	1000	2037	20	230	150	3,063	79,548
400	2000	800	2688	16	160	120	3,200	82,760
400	2000	1000	2660	20	230	150	4,000	100,589
400	2000	1100	2646	20	200	150	4,400	111,766
450	2250	900	3384	16	150	120	4,556	115,288
450	2250	1100	3349	20	190	150	5,569	148,916
450	2250	1300	3313	20	160	150	6,581	173,735
500	2500	1000	4156	20	210	150	6,250	163,713
500	2500	1200	4113	20	180	150	7,500	190,998
500	2500	1400	4069	20	150	150	8,750	218,284
550	2750	1000	5029	20	210	B	7,563	188,256
550	2750	1300	4950	20	160	150	9,831	252,889
550	2750	1500	4897	25	210	290	11,344	332,872
600	3000	1100	5954	20	200	B	9,900	235,715
600	3000	1400	5859	20	150	150	12,600	322,178
600	3000	1600	5796	25	200	290	14,400	412,984
650	3250	1200	6950	20	180	B	12,675	305,053
650	3250	1500	6839	20	140	150	15,844	398,865
650	3250	1800	6728	25	180	290	19,013	530,261
700	3500	1300	8018	20	160	B	15,925	381,790
700	3500	1600	7889	25	210	290	19,600	533,555
700	3500	1900	7760	25	170	290	23,275	627,712
750	3750	1400	9155	20	150	B	19,688	465,925
750	3750	1700	9007	25	200	290	23,906	632,934
750	3750	2000	8859	25	160	290	28,125	766,183
800	4000	1500	10360	20	140	B	24,000	578,105
800	4000	1800	10192	25	180	290	28,800	775,257
800	4000	2100	10024	25	160	290	33,600	880,974

NOTAS : La condición de anclaje por patilla supone un radio de doblado de 5 ϕ y prolongación de 5 ϕ .

La distancia l' se mide desde el final de la prolongación de la patilla

Si la relación vuelo/canto es superior a 2,5, debe verificarse su validez mediante las figuras 2-38 y 2-39

ANEJO N° 4

ADAPTACIÓN DE LOS NIVELES DE SEGURIDAD DE EHE Y ACI 318-99

NORMA NORTEAMERICANA ACI 318-99

Es una norma de gran calidad y prestigio, que viene publicándose desde 1912 con revisiones cada siete u ocho años. La última es la de 1999 "Building Code Requirements for Structural Concrete" (ACI 318-99).

Esta norma es fundamentalmente coincidente con la de Canadá, gran parte de Centro y Sudamérica y de Asia.

Su tratamiento formal es distinto al del Código Modelo y al de la EHE, pues parte de mayorar las solicitaciones, en general con 1,4 las permanentes y 1,7 las variables, lo cual conduce a la solicitación actuante S_u .

En cambio la capacidad resistente R , no se obtiene a partir de los valores de cálculo de las resistencias del hormigón y del acero, sino de sus valores característicos, es decir:

$$R = \phi \cdot f(D, f_{ck}, f_{yk})$$

donde D es la representación simbólica de las dimensiones de hormigón y armaduras y f_{ck} y f_{yk} los valores característicos de la resistencia del hormigón y del límite elástico del acero, respectivamente.

El coeficiente reductor ϕ es el de comportamiento de la sección frente a cada solicitación (flexión simple, torsión, etc.).

Para el diagrama del hormigón adopta uno rectangular. Debe señalarse que fue la primera Norma en el mundo en iniciar este camino.

La equiparación aproximada de las fórmulas del ACI 318-99 a los sistemas semiprobabilistas debe realizarse con cuidado, pues no son directamente comparables¹.

Dada una fórmula del ACI de tipo general

$$S_u \leq \phi R \quad [A-4.1]$$

la equiparación aproximada puede realizarse mediante la fórmula

$$S_d \leq \frac{\phi R}{K} \quad [A-4.2]$$

donde

ϕ = Coeficiente dependiente del tipo de sollicitación, que toma los valores siguientes:

$\phi = 0,90$ para flexión y tracción simple y compuesta.

$\phi = 0,70$ para compresión y flexión compuesta ($\phi = 0,75$ para piezas zunchadas).

$\phi = 0,85$ para esfuerzo cortante, punzonamiento, torsión y esfuerzo rasante.

TABLA T-A-4-1
VALORES DEL COEFICIENTE K

Relación g/q	NIVEL DE CONTROL DE CALIDAD DE LA EJECUCION		
	INTENSO	NORMAL	REDUCIDO
0	1,13	1,06	0,94
0,5	1,10	1,02	0,92
1,0	1,09	1,00	0,91
2,0	1,07	0,98	0,90
5,0	1,05	0,96	0,89

Los valores de K se indican en la Tabla T-A-4-1 para los casos usuales en función de la relación g/q de carga permanente a sobrecarga de uso y del nivel de control de calidad de la ejecución.

¹ "COMPARACIÓN ENTRE LOS NIVELES DE SEGURIDAD DE LOS MÉTODOS SEMIPROBABILISTAS (MC-90, EC-2, EH) Y EL MÉTODO NORTEAMERICANO ACI 318-95". J. Calavera Ruiz; R. Rodríguez Escribano. Congreso IABSE. Madrid, 1999

GRÁFICOS Y TABLAS GT

GT - 1

SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A FLEXIÓN SIMPLE

DIAGRAMA PARÁBOLA RECTÁNGULO

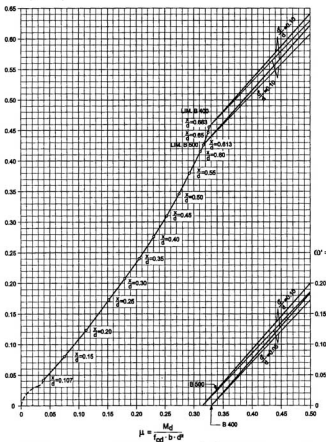
ACERO DE DUREZA NATURAL

$$400 \leq f_{yk} \leq 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$



$$\omega = \frac{U_b}{f_{cd} \cdot b \cdot d}$$



LA ZONA DE TRAZOS ES LA CORRESPONDIENTE A LA CUANTÍA MÍNIMA DE ACUERDO CON LA EHE

GT - 2

SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A FLEXIÓN SIMPLE

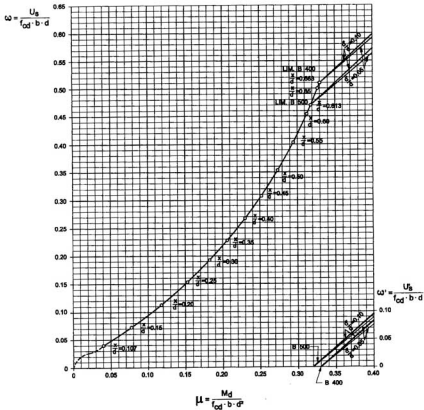
DIAGRAMA PARÁBOLA RECTÁNGULO

ACERO DEFORMADO EN FRÍO



$$400 \leq f_{yk} \leq 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$



GT - 3

Ø	CAPACIDAD MECÁNICA EN KN SEGÚN EL N° DE BARRAS $f_y = 400/1.15 = 347.83 \text{ N/mm}^2$									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	9,8	19,7	29,5	39,3	49,2	59,0	68,8	78,7	88,5	98,3
8	17,5	35,0	52,5	69,9	87,4	104,9	122,4	139,9	157,4	174,8
10	27,3	54,6	82,0	109,3	136,6	163,9	191,2	218,5	245,9	273,2
12	39,3	78,7	118,0	157,4	196,7	236,0	275,4	314,7	354,0	393,4
14	53,5	107,1	160,6	214,2	267,7	321,3	374,8	428,3	481,9	535,4
16	69,9	139,9	209,8	279,7	349,7	419,6	489,5	559,5	629,4	699,3
18	88,5	177,0	265,5	354,0	442,6	531,1	619,6	708,1	796,6	885,1
20	109,3	218,5	327,8	437,1	546,4	655,6	764,9	874,2	983,5	1092,7
22	132,2	264,4	396,7	528,9	661,1	793,3	925,5	1057,8	1190,0	1322,2
25	170,7	341,5	512,2	683,0	853,7	1024,4	1195,2	1365,9	1536,6	1707,4
28	214,2	428,3	642,5	856,7	1070,9	1285,0	1499,2	1713,4	1927,6	2141,7
30	245,9	491,7	737,6	983,5	1229,3	1475,2	1721,0	1966,9	2212,8	2458,6
32	279,7	559,5	839,2	1119,0	1398,7	1678,4	1958,2	2237,9	2517,6	2797,4
40	437,1	874,2	1311,3	1748,4	2185,5	2622,5	3059,6	3496,7	3933,8	4370,9
50	683,0	1365,9	2048,9	2731,8	3414,8	4097,7	4780,7	5463,6	6146,6	6829,5

GT - 4

Ø	CAPACIDAD MECÁNICA EN KN SEGÚN EL N° DE BARRAS $f_y = 500/1.15 = 434.78 \text{ N/mm}^2$									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
18	110,6	221,3	331,9	442,6	553,2	663,8	774,5	885,1	995,7	1106,4
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
22	165,3	330,6	495,8	661,1	826,4	991,7	1156,9	1322,2	1487,5	1652,8
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
28	267,7	535,4	803,2	1070,9	1338,6	1606,3	1874,0	2141,7	2409,5	2677,2
30	307,3	614,7	922,0	1229,3	1536,6	1844,0	2151,3	2458,6	2766,0	3073,3
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6
50	853,7	1707,4	2561,1	3414,8	4268,5	5122,2	5975,9	6829,5	7683,2	8536,9

GT - 5

SEPARACIÓN MÁXIMA DE BARRAS PARA BARRAS DE ALTA ADHERENCIA

QUE HACEN INNECESARIA LA COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

($w \leq 0,3$ mm según EC-2)

Tensión del acero σ_s (N / mm ²)	Diámetro máximo de la barra (mm)
	Sección Armada
160	32
200	25
240	20
280	16
320	12
360	10
400	8
450	6

Nota: El valor de σ_s puede ser estimado mediante la fórmula $\sigma_s = \frac{M}{0,88d A_s}$ donde

M es el valor característico del momento flector en la combinación de acciones bajo la que se comprueba la fisuración.

GT - 6

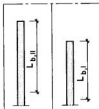
SEPARACIÓN MÁXIMA ENTRE BARRAS DE ALTA ADHERENCIA
QUE HACEN INNECESARIA LA COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

($w \leq 0,3$ mm según EC-2)

Tensión del acero σ_s (N / mm ²)	SEPARACIÓN MÁXIMA ENTRE BARRAS (mm)	
	Flexión pura	Tensión pura
160	300	200
200	250	150
240	200	125
280	150	75
320	100	-
360	50	-

Nota: El valor de σ_s puede ser estimado mediante la fórmula $\sigma_s = \frac{M}{0,88d A_s}$ donde M es el valor característico del momento flector en la combinación de acciones bajo la que se comprueba la fisuración.

EN POSICIÓN II



EN POSICIÓN I

LONGITUDES DE ANCLAJE POR PROLONGACIÓN RECTA
DE BARRAS Y ALAMBRES CORRUGADOS, EN TRACCIÓN Y
COMPRESIÓN, EN mm

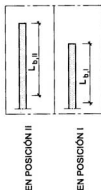
ACERO B 400

HORMIGÓN						HORMIGÓN					
150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
150	150	150	150	150	150	171	171	171	171	171	171
150	150	150	150	150	150	200	200	200	200	200	200
160	160	160	160	160	160	229	229	229	229	229	229
180	180	180	180	180	180	257	257	257	257	257	257
200	200	200	200	200	200	286	286	286	286	286	286
220	220	220	220	220	220	314	314	314	314	314	314
240	240	240	240	240	240	343	343	343	343	343	343
280	280	280	280	280	280	400	400	400	400	400	400
320	320	320	320	320	320	457	457	457	457	457	457
480	400	400	400	400	400	672	571	571	571	571	571
750	625	563	500	500	500	1050	875	789	714	714	714
1229	1024	922	819	717	717	1720	1434	1290	1147	1004	1004
1920	1600	1440	1280	1120	1120	2690	2240	2016	1792	1568	1568

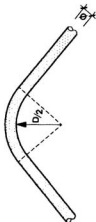
GT - 8

LONGITUDES DE ANCLAJE POR PROLONGACIÓN RECTA DE
BARRAS Y ALAMBRES CORRUGADOS, EN TRACCIÓN Y
COMPRESIÓN, EN mm

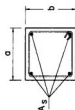
ACERO B 500



HORMIGÓN										POSICIÓN II									
HORMIGÓN										HORMIGÓN									
150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	179	179	179	179	179	179	179	179	179	179
150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	214	214	214	214	214	214	214	214	214	214
175	175	175	175	175	175	175	175	175	175	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	286	286	286	286	286	286	286	286	286	286
225	225	225	225	225	225	225	225	225	225	321	321	321	321	321	321	321	321	321	321
250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	357	357	357	357	357	357	357	357	357	357
275	275	275	275	275	275	275	275	275	275	393	393	393	393	393	393	393	393	393	393
300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	429	429	429	429	429	429	429	429	429	429
350	350	350	350	350	350	350	350	350	350	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	571	571	571	571	571	571	571	571	571	571
600	520	500	500	500	500	500	500	500	500	840	840	840	840	840	840	840	840	840	840
938	813	750	688	625	625	625	625	625	625	1313	1313	1313	1313	1313	1313	1313	1313	1313	1313
1536	1331	1229	1126	1024	1024	1024	1024	1024	1024	2150	2150	2150	2150	2150	2150	2150	2150	2150	2150
2400	2080	1920	1760	1600	1600	1600	1600	1600	1600	3360	3360	3360	3360	3360	3360	3360	3360	3360	3360

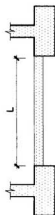


DIÁMETROS DE DOBLADO (D) DE BARRAS (mm)				
Ø (mm)	B 400		B 500	
	Baras dobladas	Ganchos, patillas y ganchos en U	Baras dobladas	Ganchos, patillas y ganchos en U
6	60	24	72	24
8	80	32	96	32
10	100	40	120	40
12	120	48	144	48
14	140	56	168	56
16	160	64	192	64
20	200	140	240	140
25	250	175	300	175
32	384	224	448	224
40	480	280	560	280



GT - 10

PIEZAS DE ATADO ENTRE ZAPATAS



CARGA N_0 DE CÁLCULO DE LA ZAPATA MÁS CARGADA DE LAS DOS UNIDADES POR LA PIEZA (kN)													ACERO B-400				
a_e/g (COEFICIENTE DE LA ACELERACIÓN SÍSMICA DE CÁLCULO)													$a = b$ (mm) (")	A_s	ESTRIBOS (")		LONGITUD MÁXIMA (m) L
0.07	0.08	0.10	0.12	0.14	0.16	0.18	0.20	0.22	0.24	0.26	0.28	0.30			Ø	SEP. (mm)	
1561	1366	1093	911	781	683	607	546	497	455	420	390	364	250	4 Ø 10	6	150	5.00
2248	1967	1574	1311	1124	983	874	787	715	656	605	562	525	300	4 Ø 12	6	150	6.00
3060	2677	2142	1785	1530	1339	1190	1071	974	892	824	765	714	350	4 Ø 14	6	200	7.00
3996	3497	2797	2331	1998	1748	1554	1399	1272	1166	1076	999	932	400	4 Ø 16	6	200	8.00
3996	3497	2797	2331	1998	1748	1554	1399	1272	1166	1076	999	932	450	4 Ø 16	6	200	9.00
6244	5464	4371	3642	3122	2732	2428	2185	1897	1821	1681	1561	1457	500	4 Ø 20	6	300	10.00

CARGA N_0 DE CÁLCULO DE LA ZAPATA MÁS CARGADA DE LAS DOS UNIDADES POR LA PIEZA (kN)													ACERO B-500				
a_e/g (COEFICIENTE DE LA ACELERACIÓN SÍSMICA DE CÁLCULO)													$a = b$ (mm) (")		ESTRIBOS (")		LONGITUD MÁXIMA (m) L
0.07	0.08	0.10	0.12	0.14	0.16	0.18	0.20	0.22	0.24	0.26	0.28	0.30	A_s	$\emptyset$	SEP. (mm)		
1951	1707	1366	1138	976	854	759	683	621	569	525	488	455	250	4 Ø 10	6	150	5.00
2810	2459	1967	1639	1405	1229	1093	983	894	820	757	702	656	300	4 Ø 12	6	150	6.00
3825	3346	2677	2231	1912	1673	1487	1339	1217	1115	1030	956	892	350	4 Ø 14	6	200	7.00
4995	4371	3497	2914	2498	2185	1943	1748	1569	1457	1345	1249	1168	400	4 Ø 16	6	200	8.00
4995	4371	3497	2914	2498	2185	1943	1748	1589	1457	1345	1249	1168	450	4 Ø 16	6	200	9.00
7805	6830	5464	4553	3903	3415	3035	2732	2483	2277	2101	1951	1821	500	4 Ø 20	6	300	10.00

(*) PARA PIEZAS HORMIGONADAS EN EL TERRENO LA DIMENSIÓN MÍNIMA HA DE SER DE 400 mm.

(**) LA SEPARACIÓN DE ESTRIBOS SE HA REDONDEADO POR EXCESO A MÚLTIPLOS DE 50 mm.

GT - 11

VALORES APROXIMADOS DEL MÓDULO DE BALASTO K_{750}

(Placa circular $d = 750 \text{ mm}$)

División primaria	Grupo de suelos y descripción típica	Símbolo	N/mm ²
Gravas y suelos con gravas	Gravas con buena granulometría o mezclas de arena y grava. Pocos finos.	GW	0,14 - 0,20
	Mezclas de arcilla-arena-grava, con buena granulometría. Excelente trabazón.	GC	0,11 - 0,20
	Gravas con pobre granulometría y mezclas de arenas y gravas. Pocos finos.	GP	0,08 - 0,14
	Gravas con finos, gravas limosas, gravas arcillosas. Mezclas arcilla, arena y grava con mala granulometría.	GF	0,07 - 0,14
Arenas y suelos arenosos	Arenas con buena granulometría y arenas con gravas. Pocos finos.	SW	0,07 - 0,16
	Mezclas de arenas y arcillas con buena granulometría. Excelente trabazón.	SC	0,07 - 0,16
	Arenas con mala granulometría. Pocos finos.	SP	0,06 - 0,09
	Arenas con finos, arenas limosas, arenas arcillosas. Mezclas arena-arcilla con mala granulometría.	SF	0,05 - 0,09
Suelos de grano fino con baja o media plasticidad	Limos inorgánicos y arenas finas. Polvo rocoso, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad.	ML	0,04 - 0,09
	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja o media, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.	CL	0,04 - 0,06
	Limos orgánicos y limo-arcillas de baja plasticidad.	OL	0,03 - 0,05
Suelos con grano fino con plasticidad alta	Suelos arenosos finos, con mica o tierra de diatomeas, limos elásticos.	MH	0,02 - 0,05
	Arcillas inorgánicas de plasticidad alta, arcillas gruesas.	CH	0,02 - 0,04
	Arcillas inorgánicas de plasticidad media o alta.	OH	0,02 - 0,04

GT - 12

VALORES APROXIMADOS DEL MÓDULO DE BALASTO K_{300}

(Placa cuadrada $\ell = 300 \text{ mm}$)

División primaria	Grupo de suelos y descripción típica	Símbolo	N/mm ²
Gravas y suelos con gravas	Gravas con buena granulometría o mezclas de arena y grava. Pocos finos.	GW	0,28 - 0,40
	Mezclas de arcilla-arena-grava, con buena granulometría. Excelente trabazón.	GC	0,24 - 0,40
	Gravas con pobre granulometría y mezclas de arenas y gravas. Pocos finos.	GP	0,18 - 0,28
	Gravas con finos, gravas limosas, gravas arcillosas. Mezclas arcilla, arena y grava con mala granulometría.	GF	0,15 - 0,28
Arenas y suelos arenosos	Arenas con buena granulometría y arenas con gravas. Pocos finos.	SW	0,15 - 0,35
	Mezclas de arenas y arcillas con buena granulometría. Excelente trabazón.	SC	0,15 - 0,35
	Arenas con mala granulometría. Pocos finos.	SP	0,13 - 0,20
	Arenas con finos, arenas limosas, arenas arcillosas. Mezclas arena-arcilla con mala granulometría.	SF	0,11 - 0,20
Suelos de grano fino con baja o media plasticidad	Limos inorgánicos y arenas finas. Polvo rocoso, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad.	ML	0,9 - 0,20
	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja o media, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.	CL	0,9 - 0,13
	Limos orgánicos y limo-arcillas de baja plasticidad.	OL	0,07 - 0,11
Suelos con grano fino con plasticidad alta	Suelos arenosos finos, con mica o tierra de diatomeas, limos elásticos.	MH	0,04 - 0,11
	Arcillas inorgánicas de plasticidad alta, arcillas gruesas.	CH	0,04 - 0,09
	Arcillas inorgánicas de plasticidad media o alta	OH	0,04 - 0,09

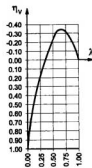
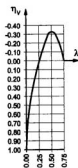
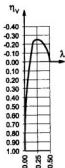
GT - 13



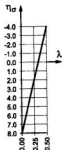
MOMENTOS $M=P \cdot \alpha \cdot \eta_M$



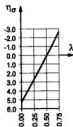
ESFUERZOS CORTANTES $V=P \cdot \eta_V$



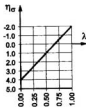
PRESIONES SOBRE EL TERRENO $\alpha_1 = \frac{P}{\alpha} \cdot \eta_\sigma$



Caso n°1



Caso n°2

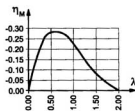
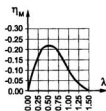


Caso n°3

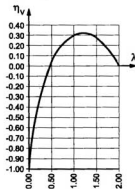
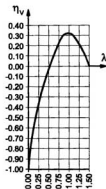
GT - 14



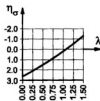
MOMENTOS $M=P \cdot \alpha \cdot \eta_M$



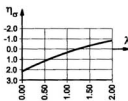
ESFUERZOS CORTANTES $V=P \cdot \eta_V$



PRESIONES SOBRE EL TERRENO $\alpha_t = \frac{P}{\alpha} \cdot \eta_\sigma$

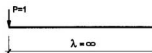


Caso n°4

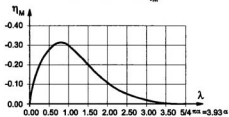


Caso n°5

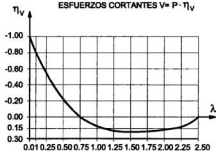
GT - 15



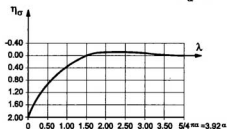
MOMENTOS $M=P \cdot \alpha \cdot \eta_M$



ESFUERZOS CORTANTES $V=P \cdot \eta_V$



PRESIONES SOBRE EL TERRENO $\sigma_1 = \frac{P}{\alpha} \cdot \eta_\sigma$

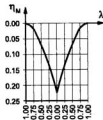
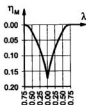


Caso n°6

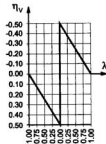
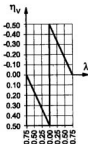
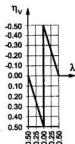
GT - 16



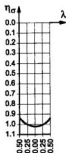
MOMENTOS $M=P \cdot \alpha \cdot \eta_M$



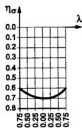
ESFUERZOS CORTANTES $V=P \cdot \eta_V$



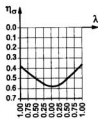
PRESIONES SOBRE EL TERRENO $\alpha_1 = \frac{P}{\alpha} \cdot \eta_\sigma$



Caso n°7



Caso n°8

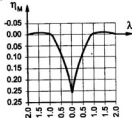
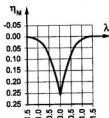


Caso n°9

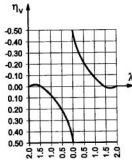
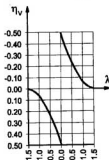
GT - 17



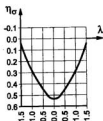
MOMENTOS $M=P \cdot \alpha \cdot \eta_M$



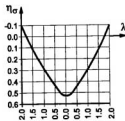
ESFUERZOS CORTANTES $V=P \cdot \eta_V$



PRESIONES SOBRE EL TERRENO $\alpha_i = \frac{P}{\alpha} \cdot \eta_\sigma$

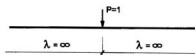


Caso n°10

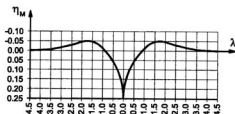


Caso n°11

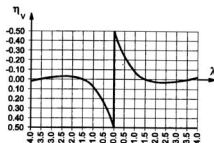
GT - 18



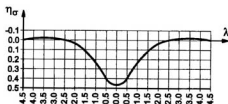
MOMENTOS $M=P \cdot \alpha \cdot \eta_M$



ESFUERZOS CORTANTES $V=P \cdot \eta_V$

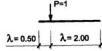
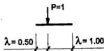


PRESIONES SOBRE EL TERRENO $\sigma_t = \frac{P}{\alpha} \cdot \eta_\sigma$

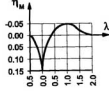


Caso n°12

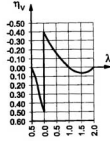
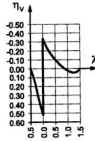
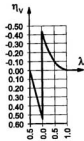
GT - 19



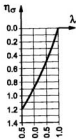
MOMENTOS $M=P \cdot \alpha \cdot \eta_M$



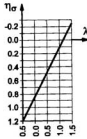
ESFUERZOS CORTANTES $V=P \cdot \eta_V$



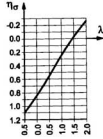
PRESIONES SOBRE EL TERRENO $\alpha_1 = \frac{P}{\alpha} \cdot \eta_\sigma$



Caso n°13

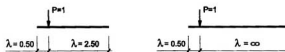


Caso n°14

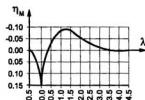
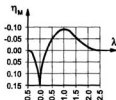


Caso n°15

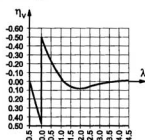
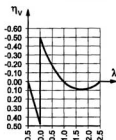
GT - 20



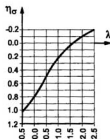
MOMENTOS $M=P \cdot \alpha \cdot \eta_M$



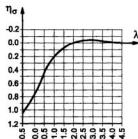
ESFUERZOS CORTANTES $V=P \cdot \eta_V$



PRESIONES SOBRE EL TERRENO $\alpha = \frac{P}{\alpha} \cdot \eta_\sigma$

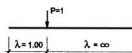
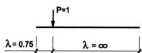


Caso n°16

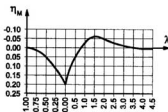
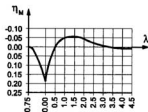


Caso n°17

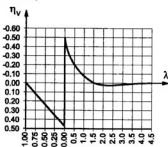
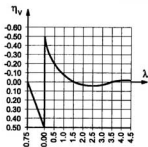
GT - 21



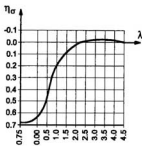
MOMENTOS $M=P \cdot \alpha \cdot \eta_M$



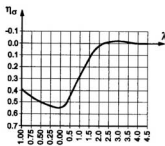
ESFUERZOS CORTANTES $V=P \cdot \eta_V$



PRESIONES SOBRE EL TERRENO $\alpha_1 = \frac{P}{\alpha} \cdot \eta_\sigma$



Caso n°18

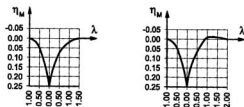


Caso n°19

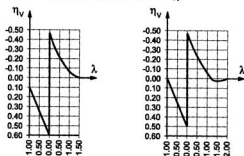
GT - 22



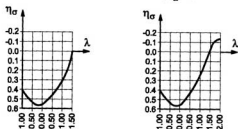
MOMENTOS $M=P \cdot \alpha \cdot \eta_M$



ESFUERZOS CORTANTES $V=P \cdot \eta_V$



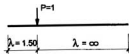
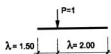
PRESIONES SOBRE EL TERRENO $\alpha_1 = \frac{P}{\alpha} \cdot \eta_\sigma$



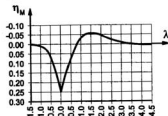
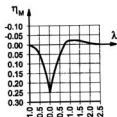
Caso n°20

Caso n°21

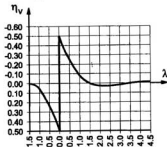
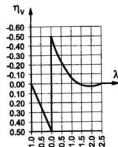
GT - 23



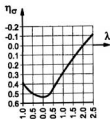
MOMENTOS $M=P \cdot \alpha \cdot \eta_M$



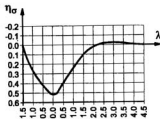
ESFUERZOS CORTANTES $V=P \cdot \eta_V$



PRESIONES SOBRE EL TERRENO $\alpha_1 = \frac{P}{\alpha} \cdot \eta_\sigma$



Caso n°22

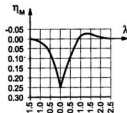
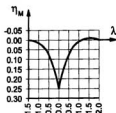


Caso n°23

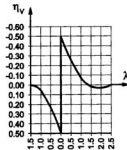
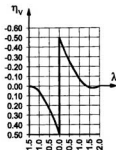
GT - 24



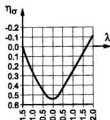
MOMENTOS $M = P \cdot \alpha \cdot \eta_M$



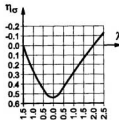
ESFUERZOS CORTANTES $V = P \cdot \eta_V$



PRESIONES SOBRE EL TERRENO $\alpha = \frac{P}{\alpha} \cdot \eta_\sigma$

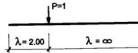


Caso n°24

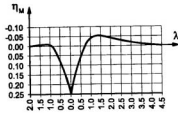
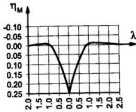


Caso n°25

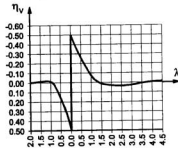
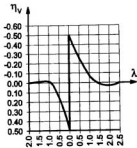
GT - 25



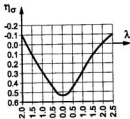
MOMENTOS $M=P \cdot \alpha \cdot \eta_M$



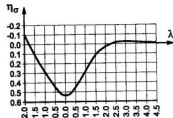
ESFUERZOS CORTANTES $V=P \cdot \eta_V$



PRESIONES SOBRE EL TERRENO $\alpha_1 = \frac{P}{\alpha} \cdot \eta_\sigma$

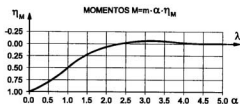
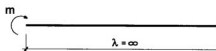


Caso n°26

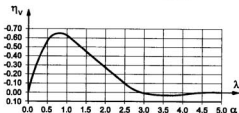


Caso n°27

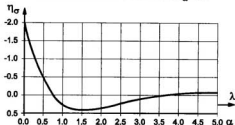
GT - 26



ESFUERZOS CORTANTES $V = \frac{m}{\alpha} \cdot \eta_V$

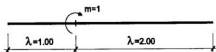


PRESIONES SOBRE EL TERRENO $\alpha_1 = \frac{m}{\alpha} \cdot \eta_\sigma$

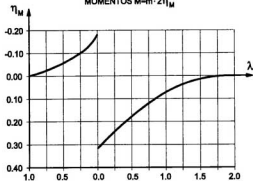


Caso n°28

GT - 27



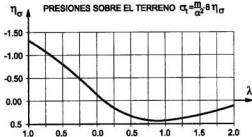
MOMENTOS $M=m \cdot 2\eta_M$

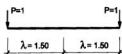


ESFUERZOS CORTANTES $V=\frac{m}{\alpha} \cdot 2\eta_V$

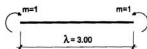
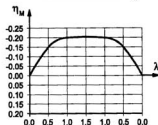


PRESIONES SOBRE EL TERRENO $\sigma_1=\frac{m}{\alpha^2} \cdot 8\eta_\sigma$

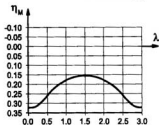




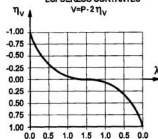
MOMENTOS $M=P \cdot \alpha \cdot 2 \eta_M$



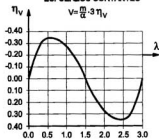
MOMENTOS $M=m \cdot \alpha \cdot 3 \eta_M$



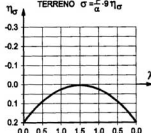
ESFUERZOS CORTANTES
 $V=P \cdot 2 \eta_V$



ESFUERZOS CORTANTES
 $V=\frac{m}{\alpha} \cdot 3 \eta_V$

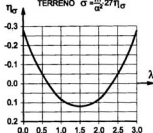


PRESIONES SOBRE EL
TERRENO $\sigma=\frac{P}{\alpha} \cdot 9 \eta_\sigma$



Caso n°30

PRESIONES SOBRE EL
TERRENO $\sigma=\frac{m}{\alpha^2} \cdot 27 \eta_\sigma$



Caso n°31

SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA

DIAGRAMA PARÁBOLA RECTÁNGULO

ACERO DE DUREZA NATURAL



$$400 \leq f_{yk} \leq 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 1.50 \quad \gamma_s = 1.15$$

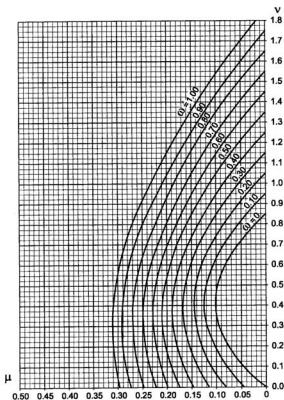
$$U_c = b \cdot h \quad U_{tot} = 2U$$

$$d' = 0,05 h$$

$$v = \frac{N_d}{U_c \cdot f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{M_d}{U_c \cdot h \cdot f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{U_{tot} \cdot f_{yd}}{U_c \cdot f_{cd}}$$

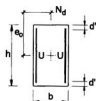


GT - 30

SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS
A FLEXIÓN COMUESTA TRANSVERSAL

DIAGRAMA PARÁBOLA RECTÁNGULO

ACERO DEFORMADO EN FRÍO



$$400 \leq f_{yk} \leq 500 \text{ N/mm}^2$$

$$d' = 0,05 h$$

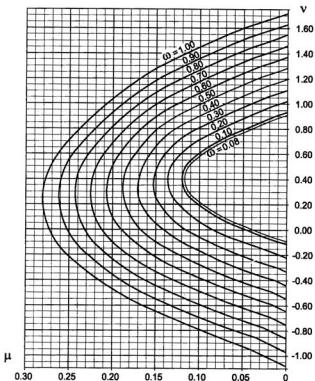
$$\gamma_c = 1,50 \quad \gamma_s = 1,15$$

$$U_c = b \cdot h \quad U_{tot} = 2U$$

$$\nu = \frac{N_d}{U_c \cdot f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{M_d}{U_c \cdot h \cdot f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{U_{tot} \cdot f_{yd}}{U_c \cdot f_{cd}}$$



SECCIONES CIRCULARES SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA

DIAGRAMA PARÁBOLA RECTÁNGULO

ACERO DE DUREZA NATURAL



$$400 \leq f_{yk} \leq 500 \text{ N/mm}^2$$

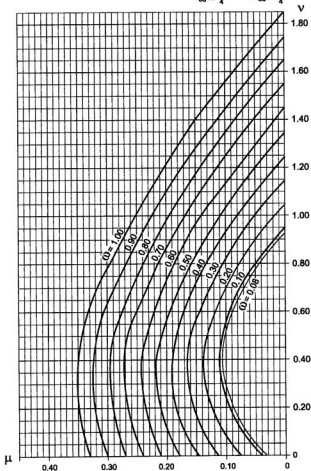
$$\gamma_c = 1.50 \quad \gamma_s = 1.15$$

$$V = \frac{N_d}{f_{cd} \pi \frac{h^2}{4}}$$

$$d' = 0.05 h$$

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} \pi \frac{h^3}{4}}$$

$$\omega = \frac{U_s}{f_{cd} \pi \frac{h^2}{4}}$$



SECCIONES CIRCULARES SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA

DIAGRAMA PARÁBOLA RECTÁNGULO

ACERO DE DUREZA NATURAL



$$400 \leq f_{yk} \leq 500 \text{ N/mm}^2$$

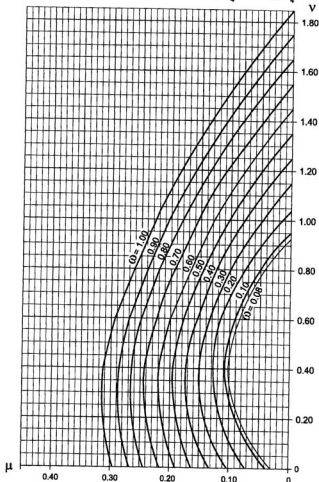
$$\gamma_c = 1.50 \quad \gamma_s = 1.15$$

$$V = \frac{N_d}{f_{cd} \pi \frac{h^2}{4}}$$

$$d' = 0.10 h$$

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} \pi \frac{h^3}{4}}$$

$$\omega = \frac{U_s}{f_{cd} \pi \frac{h^2}{4}}$$



8.25	8.50	8.75	9.00	9.25	9.50	9.75	10.00	10.25	10.50	10.75	11.00	11.25	11.50	11.75	12.00
11.09	12.47	12.86	13.24	13.62	14.00	14.38	14.76	15.14	15.52	15.90	16.28	16.66	17.04	17.42	17.80
16.73.15	18.00.43	21.43.10	24.03.43	27.00.15	30.15.19	33.58.24	37.27.53	41.27.12	45.55.16	50.04.15	53.17.22	56.01.61	58.22.92	72.29.11	78.95.50
41.02	43.40	45.79	48.17	50.55	52.93	55.31	57.69	60.07	62.45	64.83	67.21	69.59	71.97	74.35	76.73
16.07.25	18.35.60	20.96.16	23.50.12	26.57.17	29.64.45	32.00.41	34.64.44	37.27.14	40.27.22	44.89.88	49.68.86	54.42.03	59.11.56	63.94.12	71.26.59
41.34	43.73	46.12	48.51	51.30	54.09	56.88	59.67	62.46	65.25	68.04	70.83	73.62	76.41	79.20	82.00
15.44.04	18.13.32	20.49.42	23.04.44	25.73.79	28.20.20	31.22.08	34.01.15	36.92.73	41.13.74	47.07.04	53.99.49	58.84.24	64.66.95	70.47.35	76.99.37
41.85	44.35	46.84	49.34	51.83	54.32	56.81	59.30	61.79	64.28	66.77	69.26	71.75	74.24	76.73	79.22
14.98.05	17.06.18	19.61.56	22.50.44	25.73.19	29.00.10	32.58.87	35.82.87	39.61.06	43.51.91	47.81.90	52.09.86	57.12.45	62.44.93	68.16.94	74.52.55
41.47	43.96	46.45	48.94	51.43	53.92	56.41	58.90	61.39	63.88	66.37	68.86	71.35	73.84	76.33	78.82
14.64.07	16.52.09	18.76.30	21.28.44	24.05.15	26.971.47	30.19.73	33.98.11	37.487.58	41.80.44	45.993.90	50.42.13	55.01.92	59.81.47	64.81.87	70.55.80
11.47	12.06	12.65	13.24	13.83	14.42	15.01	15.60	16.19	16.78	17.37	17.96	18.55	19.14	19.73	20.32
30.4.44	42.7.55	45.3.95	48.5.45	51.7.05	54.9.4	58.2.73	61.8.40	65.3.97	68.9.44	72.7.79	76.6.03	80.5.17	84.5.19	88.1.19	92.7.29
13.15.68	15.93.38	18.16.65	20.61.27	23.28.07	26.07.38	29.08.01	32.837.36	36.576.16	40.617.49	44.976.83	49.670.02	54.713.29	60.121.18	65.912.48	72.111.13
11.45	11.85	12.25	12.64	13.04	13.43	13.82	14.21	14.61	15.00	15.39	15.78	16.17	16.56	16.95	17.34
30.4.48	39.8.66	45.6.94	48.7.92	49.8.60	52.2.88	54.7.36	57.0.81	59.6.31	62.6.49	65.9.04	69.9.18	73.8.15	77.7.15	81.7.09	85.7.64
12.47.13	14.83.32	16.80.52	19.17.59	21.75.10	24.08.44	26.54.76	29.24.11	31.94.41	34.819.32	38.605.47	42.790.10	47.063.13	52.233.58	57.609.17	63.330.33
11.33	11.73	12.13	12.53	13.33	14.13	14.93	15.73	16.53	17.33	18.13	18.93	19.73	20.53	21.33	22.13
11.21	11.61	12.01	12.41	12.81	13.21	13.61	14.01	14.41	14.81	15.21	15.61	16.01	16.41	16.81	17.21
11.33.39	14.01.27	16.10.33	18.40.60	20.93.34	23.02.36	26.22.21	30.00.93	34.619.41	39.605.47	44.790.10	49.786.13	54.783.13	59.780.10	64.781.16	69.781.16
11.07	11.48	11.89	12.29	12.69	13.10	13.50	13.90	14.30	14.70	15.10	15.49	15.89	16.28	16.67	17.06
11.21.70	13.13.05	15.27.40	17.42.12	19.57.37	22.07.13	24.78.15	27.50.70	31.03.14	34.58.03	38.44.18	42.55.46	46.82.79	51.33.52	56.05.16	61.00.58
10.94	11.35	11.76	12.17	12.57	13.37	14.17	14.97	15.77	16.57	17.37	18.17	18.97	19.77	20.57	21.37
30.4.69	32.7.02	34.4.18	36.7.13	38.9.18	41.2.20	43.5.28	45.8.36	48.1.44	50.4.52	52.7.60	55.0.68	57.3.76	59.6.84	61.9.92	64.2.00
10.28	11.21	11.62	12.03	12.43	12.84	13.24	13.64	14.05	14.45	14.86	15.26	15.66	16.06	16.46	16.86
10.28.71	11.90.68	13.02.42	13.70.60	14.36.35	15.00.19	20.19.19	22.72.87	24.85.74	26.85.69	28.91.74	31.00.13	33.00.00	34.94.31	37.04.31	39.14.31
10.44	11.06	11.68	12.30	12.92	13.54	14.16	14.78	15.40	16.02	16.64	17.26	17.88	18.50	19.12	19.74
9.57.11	11.15.71	12.01.17	13.11.51	14.13.37	15.17.45	16.23.70	17.31.24	18.40.03	19.50.15	20.61.50	21.74.05	22.88.50	24.04.05	25.20.30	26.37.14
10.48	11.41	12.41	13.41	14.41	15.41	16.41	17.41	18.41	19.41	20.41	21.41	22.41	23.41	24.41	25.41
10.48.39	12.41.02	14.41.35	16.41.08	18.41.41	20.41.14	22.41.47	24.41.20	26.41.53	28.41.26	30.41.59	32.41.32	34.41.65	36.41.38	38.41.71	40.41.44
10.48	11.41	12.41	13.41	14.41	15.41	16.41	17.41	18.41	19.41	20.41	21.41	22.41	23.41	24.41	25.41
10.48.39	12.41.02	14.41.35	16.41.08	18.41.41	20.41.14	22.41.47	24.41.20	26.41.53	28.41.26	30.41.59	32.41.32	34.41.65	36.41.38	38.41.71	40.41.44

8.25	8.50	8.75	9.00	9.25	9.50	9.75	10.00	10.25	10.50	10.75	11.00	11.25	11.50	11.75	12.00
10.32	10.75	11.17	11.59	12.01	12.43	12.85	13.26	13.67	14.08	14.49	14.90	15.30	15.71	16.11	16.52
230.54	258.89	288.18	318.40	349.54	381.64	414.65	448.58	483.43	519.20	555.89	593.49	632.00	671.42	711.75	752.99
6040.52	9613.39	13372.68	17339.25	21502.34	25899.56	30536.87	35428.63	40589.57	46034.78	51779.72	57840.24	64232.54	70973.22	78079.22	85567.49
10.15	10.58	11.01	11.44	11.86	12.28	12.70	13.12	13.53	13.95	14.36	14.77	15.17	15.58	15.99	16.39
210.25	238.46	267.62	297.71	328.74	360.70	393.60	427.42	462.16	497.83	534.42	571.92	610.34	649.67	689.92	731.07
7302.43	8817.45	10516.30	12341.84	14217.32	16266.34	18412.88	20721.29	23164.29	26882.98	32146.83	38323.67	45629.72	54281.57	64296.18	75690.86
9.97	10.40	10.84	11.27	11.70	12.12	12.55	12.97	13.39	13.80	14.22	14.63	15.04	15.45	15.86	16.27
189.32	217.37	246.38	276.34	307.24	339.07	371.84	405.55	440.18	475.73	512.21	549.62	587.94	627.18	667.33	708.40
6549.70	8005.69	9642.81	11473.93	13512.29	15771.47	18265.49	21008.69	24015.79	27301.89	30882.46	34773.33	38990.73	43551.23	48471.60	53769.77
9.78	10.22	10.66	11.10	11.53	11.96	12.39	12.81	13.23	13.65	14.07	14.49	14.90	15.31	15.72	16.13
167.74	195.64	224.49	254.20	285.05	316.75	349.40	382.97	417.48	452.93	489.29	526.59	564.80	603.94	644.00	684.97
5792.59	7178.49	8752.70	10518.09	12487.90	14675.75	17095.61	19761.86	22689.20	25992.73	29687.34	33790.65	37317.09	41283.84	45607.85	50386.46
9.59	10.04	10.48	10.92	11.35	11.79	12.22	12.65	13.08	13.50	13.92	14.34	14.76	15.17	15.59	16.00
145.54	173.26	201.95	231.60	262.21	293.77	326.27	359.71	394.10	429.42	465.67	502.85	540.95	579.98	619.93	660.81
5001.20	6336.06	7846.29	9544.77	11444.74	13559.83	15904.02	18491.67	21337.50	24456.61	27864.48	31576.94	35610.22	39980.90	44705.93	49822.66
9.38	9.84	10.29	10.74	11.18	11.62	12.05	12.49	12.91	13.34	13.77	14.19	14.61	15.03	15.44	15.86
122.73	150.27	178.78	209.27	238.71	270.12	302.48	335.78	370.03	405.22	441.34	478.40	516.29	555.11	595.15	635.91
4205.48	5267.47	6523.77	8054.27	10083.22	12424.25	14991.35	17798.87	19961.54	22944.47	26313.13	29933.37	33871.40	38145.80	42767.55	47597.97
9.17	9.64	10.09	10.55	10.99	11.44	11.88	12.31	12.75	13.18	13.60	14.03	14.45	14.87	15.29	15.71
99.32	126.66	154.99	184.20	214.58	245.82	278.03	311.18	345.29	380.34	416.33	453.26	491.13	529.92	569.65	610.30
3095.26	4605.65	5985.19	7546.76	9365.62	11289.40	13458.09	15884.06	18562.05	21567.15	24794.84	28260.98	32101.77	36273.81	40794.05	45679.84
8.94	9.43	9.89	10.35	10.80	11.25	11.69	12.14	12.57	13.01	13.44	13.87	14.29	14.72	15.14	15.56
75.33	102.47	130.60	159.72	189.82	220.89	252.93	285.93	319.88	354.79	390.64	427.44	465.17	503.84	543.45	583.99
2570.18	3717.39	5050.45	6522.24	8206.04	10095.51	12204.61	14547.73	17139.69	19995.33	23130.41	26560.67	30302.35	34372.03	38786.47	43563.62
8.73	9.21	9.68	10.14	10.60	11.06	11.51	11.95	12.39	12.83	13.27	13.70	14.13	14.56	14.98	15.41
50.77	77.69	105.61	134.54	164.45	195.34	227.20	260.04	293.83	328.58	364.29	400.94	438.54	477.08	516.56	556.97
1729.74	2813.31	4059.29	5480.60	7090.52	8902.69	10931.13	13190.19	15694.64	18459.58	21500.49	24833.23	28474.02	32439.46	36746.51	41412.50
8.50	8.98	9.46	9.93	10.40	10.86	11.31	11.76	12.21	12.65	13.09	13.53	13.96	14.39	14.82	15.25
25.45	52.34	80.05	108.76	138.47	169.17	200.85	233.51	267.14	301.73	337.28	373.78	411.24	449.64	488.98	529.26
873.29	1892.47	3071.31	4421.54	5956.85	7690.90	9637.70	11811.64	14227.46	16900.29	19845.61	23079.29	26617.53	30476.95	34674.51	39227.55
8.25	8.73	9.21	9.71	10.18	10.65	11.11	11.57	12.02	12.46	12.91	13.35	13.79	14.22	14.65	15.08
26.44	53.91	82.40	111.90	142.40	173.90	206.37	239.82	273.82	309.63	346.98	385.28	423.53	461.73	500.88	540.88
955.39	2065.95	3344.63	4904.74	6459.94	8324.27	10412.11	12738.23	15367.75	18166.16	21299.30	24733.48	28485.22	32571.52	37009.72	41812.50
8.00	8.48	8.96	9.44	9.96	10.43	10.90	11.36	11.82	12.27	12.72	13.17	13.61	14.05	14.48	14.91
27.22	55.48	84.76	115.05	146.34	178.62	210.90	243.18	276.46	310.73	346.00	382.28	418.56	454.84	491.12	527.40
1042.47	2249.27	3621.54	5099.47	6730.70	8529.47	10490.60	12619.51	14926.96	17372.08	19946.38	22749.72	25822.35	29444.85	33688.22	38579.72
7.75	8.23	8.71	9.19	9.67	10.15	10.63	11.11	11.62	12.07	12.53	12.98	13.42	13.86	14.30	14.74
28.01	56.48	85.96	116.45	147.94	179.42	210.90	243.38	276.86	310.34	344.82	380.30	415.78	451.26	486.74	522.22
1134.20	2421.12	3938.98	5636.32	7540.57	9693.50	12060.26	14734.36	17662.68	20844.55	24416.28	28275.16	32349.44	36746.51	41412.50	46227.55
7.50	7.98	8.46	8.94	9.40	9.86	10.32	10.78	11.21	11.66	12.12	12.58	13.03	13.48	13.93	14.38
29.56	60.20	91.83	123.45	155.07	186.70	218.32	250.94	283.56	317.18	351.79	387.40	423.01	458.62	494.23	529.84
1335.15	2863.63	4599.89	6548.75	8755.37	11205.29	13924.29	16948.29	19948.29	22948.29	25948.29	28948.29	31948.29	34948.29	37948.29	40948.29
7.25	7.73	8.21	8.69	9.17	9.65	10.13	10.61	11.09	11.57	12.05	12.53	13.01	13.49	13.97	14.45
30.12	61.75	93.38	125.01	156.64	188.27	219.90	251.53	283.16	314.79	346.42	378.05	409.68	441.31	472.94	504.57
1443.67	3090.86	4956.41	7055.50	9403.67	12016.84	14784.29	17698.29	20658.29	23664.29	26716.29	29816.29	32966.29	36166.29	39416.29	42716.29
7.00	7.48	7.96	8.44	8.92	9.40	9.88	10.36	10.84	11.32	11.80	12.28	12.76	13.24	13.72	14.20
31.24	62.87	94.50	126.13	157.76	189.39	221.02	252.65	284.28	315.91	347.54	379.17	410.80	442.43	474.06	505.69
1597.92	3329.81	5330.90	7576.73	10063.23	12794.29	15678.29	18618.29	21614.29	24666.29	27776.29	30946.29	34176.29	37456.29	40796.29	44196.29
6.75	7.23	7.71	8.19	8.67	9.15	9.63	10.11	10.59	11.07	11.55	12.03	12.51	12.99	13.47	13.95
32.36	64.00	95.64	127.28	158.92	190.56	222.20	253.84	285.48	317.12	348.76	380.40	412.04	443.68	475.32	506.96
1678.04	3580.78	5723.79	8123.03	10784.29	13618.29	16518.29	19474.29	22486.29	25554.29	28678.29	31858.29	35094.29	38386.29	41734.29	45136.29

G.T-33
Valores de r_2 , A, I_s

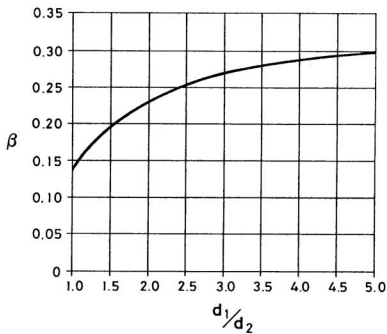
r_0	r_1	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50	4.75	5.00	5.25	5.50	5.75	6.00	6.25	6.50	6.75	7.00	7.25	7.50	7.75	8.00
5.75																	6.24 16.24 334.70	6.72 38.72 247.51	7.20 56.70 1247.51	7.68 80.64 1044.56	8.16 104.56 2448.56	8.64 128.48 4117.56	9.12 152.40 5404.56	9.60 176.32 6804.56	
6.00																		6.49 19.27 378.51	6.98 29.77 841.66	7.45 40.27 1399.60	7.91 51.18 2060.47	8.37 62.08 2836.34	8.83 73.00 3717.26	9.29 83.92 4774.26	9.75 94.84 5944.26
6.25																		6.74 29.77 424.56	7.23 40.27 943.56	7.70 51.18 1562.17	8.16 62.08 2292.61	8.62 73.00 3148.56	9.08 83.92 4131.48	9.54 94.84 5174.48	10.00 105.76 6304.48
6.50																		6.99 30.74 479.27	7.48 41.68 979.27	7.95 52.59 1593.60	8.41 63.52 2312.60	8.87 74.36 3148.56	9.33 85.19 4131.48	9.79 96.00 5174.48	10.25 106.84 6304.48
6.75																		7.24 31.70 532.54	7.73 42.59 1057.54	8.20 53.48 1682.54	8.67 64.36 2417.54	9.13 75.24 3302.54	9.59 86.08 4297.54	10.05 96.92 5404.56	10.51 107.76 6517.56
7.00																		7.49 32.67 587.54	7.98 43.52 1112.54	8.45 54.40 1747.54	8.92 65.28 2502.54	9.38 76.12 3407.54	9.84 86.96 4412.54	10.30 97.80 5527.56	10.76 108.64 6642.56
7.25																		7.74 33.64 642.54	8.23 44.52 1167.54	8.71 55.40 1812.54	9.18 66.28 2567.54	9.64 77.12 3462.54	10.10 87.96 4517.54	10.56 98.80 5642.56	11.02 109.64 6767.56
7.50																		7.99 34.61 697.54	8.48 45.50 1222.54	8.96 56.36 1922.54	9.43 67.24 2622.54	9.89 78.00 3517.54	10.35 88.84 4572.54	10.81 99.68 5697.56	11.27 110.52 6892.56
7.75																		8.24 35.58 752.54	8.73 46.48 1277.54	9.21 57.32 1977.54	9.68 68.12 2732.54	10.14 78.96 3627.54	10.60 89.80 4682.54	11.06 100.72 5792.56	11.52 111.64 6997.56
8.00																		8.49 36.55 807.54	8.98 47.40 1332.54	9.46 58.24 2032.54	9.93 68.96 2787.54	10.39 79.72 3682.54	10.85 90.64 4737.54	11.31 101.60 5897.56	11.77 112.64 7112.56
8.25																		8.74 37.52 862.54	9.23 48.36 1387.54	9.71 59.12 2087.54	10.18 69.80 2837.54	10.64 80.64 3737.54	11.10 91.60 4792.54	11.56 102.64 5952.56	12.02 113.68 7262.56
8.50																		8.99 38.49 917.54	9.48 49.32 1442.54	9.96 60.00 2142.54	10.43 70.72 2892.54	10.89 81.60 3792.54	11.35 92.64 4847.54	11.81 103.68 5997.56	12.27 114.72 7387.56
8.75																		9.24 39.46 972.54	9.73 50.28 1497.54	10.21 60.80 2197.54	10.68 71.64 3002.54	11.14 82.64 3892.54	11.60 93.68 4902.54	12.06 104.80 6052.56	12.52 115.84 7512.56
9.00																		9.49 40.43 1027.54	9.98 51.24 1552.54	10.46 61.60 2252.54	10.93 72.56 3057.54	11.39 83.68 3947.54	11.85 94.80 4957.54	12.31 105.92 6107.56	12.77 116.96 7612.56
9.25																		9.74 41.40 1082.54	10.23 52.20 1607.54	10.71 62.48 2307.54	11.18 73.52 3112.54	11.64 84.80 4002.54	12.10 95.92 5012.54	12.56 107.04 6162.56	13.02 118.12 7812.56
9.50																		9.99 42.37 1137.54	10.48 53.16 1662.54	10.96 63.60 2362.54	11.43 74.56 3167.54	11.89 85.92 4057.54	12.35 97.04 5067.54	12.81 108.16 6212.56	13.27 119.28 7912.56
9.75																		10.24 43.34 1192.54	10.73 54.12 1717.54	11.21 64.56 2417.54	11.68 75.60 3212.54	12.14 86.80 4102.54	12.60 97.92 5112.54	13.06 109.04 6262.56	13.52 120.16 7962.56
10.00																		10.49 44.31 1247.54	10.98 55.08 1772.54	11.46 65.52 2462.54	11.93 76.64 3267.54	12.39 87.84 4157.54	12.85 98.96 5162.54	13.31 110.08 6312.56	13.77 121.20 8012.56

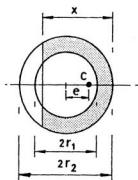


www.libren ingeniero.com



GT - 34
VALORES DEL COEFICIENTE β





GT - 35

VALORES DE $\frac{x}{2r_2}$

$\frac{e}{2r_2}$	$\frac{r_1}{r_2}$						
	0,0	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,15.....	0,910	—	—	—	—	—	—
0,175.....	0,830	0,910	0,990	—	—	—	—
0,20.....	0,750	0,875	0,920	0,965	—	—	—
0,225.....	0,685	0,805	0,855	0,905	0,950	—	—
0,25.....	0,615	0,730	0,780	0,830	0,890	0,945	1,000
0,275.....	0,550	0,645	0,695	0,750	0,810	0,870	0,935
0,30.....	0,485	0,560	0,605	0,660	0,725	0,790	0,855
0,325.....	0,420	0,470	0,510	0,565	0,625	0,700	0,770
0,35.....	0,360	0,375	0,410	0,465	0,525	0,600	0,675
0,375.....	0,295	0,300	0,320	0,360	0,425	0,495	0,575
0,40.....	0,235	0,235	0,240	0,260	0,305	0,385	0,470
0,425.....	0,175	0,175	0,175	0,180	0,210	0,276	0,360
0,45.....	0,120	0,120	0,120	0,120	0,120	0,160	0,245
0,475.....	0,060	0,060	0,060	0,060	0,060	0,060	0,125

(Tomado de "Boletín Kalender", edición 1945)

GT - 36
VALORES DE $\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{N/A}$

$\frac{e}{2r_2}$	$\frac{r_1}{r_2}$						
	0,0	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,00.....	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,025.....	1,20	1,16	1,15	1,13	1,12	1,11	1,10
0,05.....	1,40	1,32	1,29	1,27	1,24	1,22	1,20
0,075.....	1,60	1,48	1,44	1,40	1,37	1,33	1,30
0,10.....	1,80	1,64	1,59	1,54	1,49	1,44	1,40
0,125.....	2,00	1,80	1,73	1,67	1,61	1,55	1,50
0,15.....	2,23	1,96	1,88	1,81	1,73	1,66	1,60
0,175.....	2,48	2,12	2,04	1,94	1,85	1,77	1,70
0,20.....	2,76	2,29	2,20	2,07	1,98	1,88	1,80
0,225.....	3,11	2,51	2,39	2,23	2,10	1,99	1,90
0,25.....	3,55	2,80	2,61	2,42	2,26	2,10	2,00
0,275.....	4,15	3,14	2,89	2,67	2,42	2,26	2,17
0,30.....	4,96	3,58	3,24	2,99	2,64	2,42	2,26
0,325.....	6,00	4,34	3,80	3,30	2,92	2,64	2,42
0,35.....	7,48	5,40	4,65	3,86	3,33	2,95	2,64
0,375.....	9,93	7,26	5,97	4,81	3,93	3,33	2,89
0,40.....	13,87	10,05	8,80	6,53	4,83	3,96	3,27
0,425.....	21,08	15,55	18,32	10,43	7,16	4,50	3,77
0,45.....	38,25	30,80	25,80	19,85	14,60	7,13	4,71
0,475.....	96,10	72,20	62,20	50,20	34,60	19,80	6,72
0,50.....	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞

(Tomado de "Béton Kalender", edición 1954)

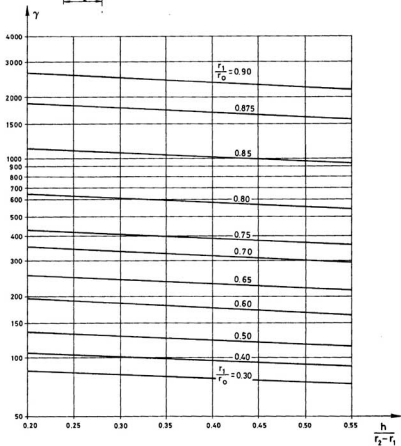
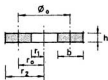


GT - 37

VALORES DE $\lambda = \frac{r_0^2 A}{2r_1 I}$

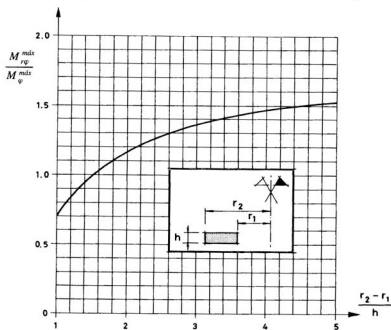
$\frac{b}{r_2 - r_1}$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9
0,25	4 750	5 270	6 931	10 720	18 000	37 750	56 500	116 000	383 000
0,30	2 750	3 050	4 012	6 200	10 400	21 850	32 700	62 300	221 500
0,35	1 730	1 920	2 526	3 910	6 560	13 770	20 600	42 400	139 500
0,40	1 160	1 285	1 687	2 620	4 390	9 230	13 800	28 400	93 400
0,45	815	905	1 189	1 880	3 080	6 480	9 670	19 900	65 600
0,50	595	658	866	1 340	2 250	4 720	7 060	14 500	47 800
0,55	445	494	651	1 005	1 690	3 545	5 300	10 900	35 900

GT - 38
VALORES DE γ



GT - 39

VALORES $\frac{M_{r\varphi}^{max}}{M_{\varphi}^{max}}$ para anillos de sección rectangular con $\frac{r_2 - r_1}{h} \geq 1$



SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA

DIAGRAMA PARÁBOLA RECTÁNGULO

ACERO DE DUREZA NATURAL



$$400 \leq f_{yk} \leq 500 \text{ N/mm}^2$$

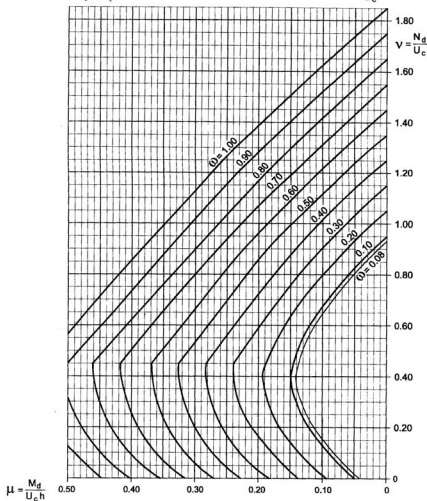
$$\gamma_c = 1.50 \quad \gamma_s = 1.15$$

$$U_c = f_{cd} \cdot b \cdot h$$

$$d' = 0.05 h$$

$$U_{s1} = U_{s2}$$

$$\omega = \frac{U_{s1} + U_{s2}}{U_c}$$



GT - 41

SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS
A FLEXIÓN COMPUESTA

DIAGRAMA PARÁBOLA RECTÁNGULO

ACERO DEFORMADO EN FRIO



$$400 \leq f_{yk} \leq 500 \text{ N/mm}^2$$

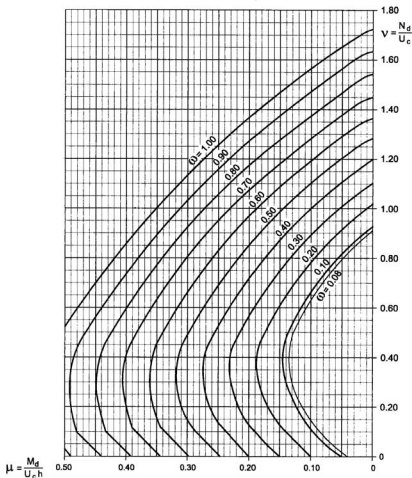
$$\gamma_c = 1.50 \quad \gamma_s = 1.15$$

$$U_c = f_{cd} \cdot b \cdot h$$

$$d' = 0.05 h$$

$$U_{s1} = U_{s2}$$

$$\omega = \frac{U_{s1} + U_{s2}}{U_c}$$



SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A FLEXIÓN COMUESTA CON ARMADURA EN LAS CUATRO CARAS

DIAGRAMA PARÁBOLA RECTÁNGULO

ACERO DE DUREZA NATURAL



$$400 \leq f_{yk} \leq 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 1.50 \quad \gamma_s = 1.15$$

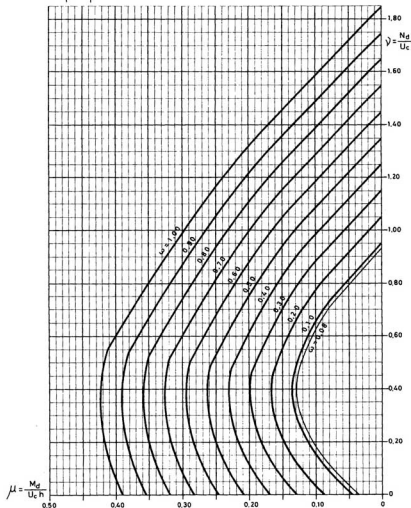
$$U_c = f_{cd} \cdot b \cdot h$$

$$\omega = \frac{2(U_{s1} + U_{s2})}{U_c}$$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{1}{4} \omega U_c$$

$$\frac{U_{s2}}{U_{s1}} = 1$$

$$d' = 0.05 h$$



GT - 43

SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A FLEXIÓN
COMPUESTA CON ARMADURA EN LAS CUATRO CARAS

DIAGRAMA PARÁBOLA RECTÁNGULO

ACERO DE DUREZA NATURAL



$$400 \leq f_{yk} \leq 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 1.50 \quad \gamma_s = 1.15$$

$$U_c = f_{cd} \cdot b \cdot h$$

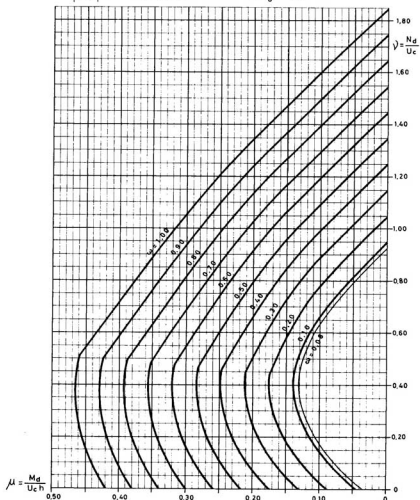
$$\omega = \frac{2(U_{S1} + U_{S2})}{U_c}$$

$$U_1 = \frac{1}{3} \omega U_c$$

$$U_2 = \frac{1}{6} \omega U_c$$

$$\frac{U_{S2}}{U_{S1}} = \frac{1}{2}$$

$$d' = 0.05h$$



SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUSTA CON ARMADURA EN LAS CUATRO CARAS

DIAGRAMA PARÁBOLA RECTÁNGULO

ACERO DEFORMADO EN FRÍO



$$400 \leq f_{yk} \leq 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\omega = \frac{2(U_{S1} + U_{S2})}{U_c}$$

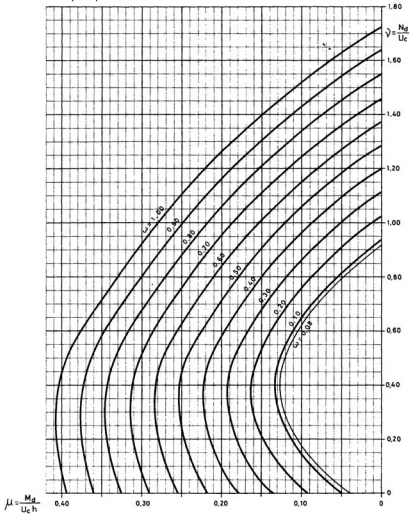
$$\frac{U_{S2}}{U_{S1}} = 1$$

$$\gamma_c = 1.50 \quad \gamma_s = 1.15$$

$$U_{S1} = U_{S2} = \frac{1}{4} \omega U_c$$

$$d' = 0.05 h$$

$$U_c = f_{cd} \cdot b \cdot h$$



SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUSTA CON ARMADURA EN LAS CUATRO CARAS

DIAGRAMA PARÁBOLA RECTÁNGULO

ACERO DEFORMADO EN FRÍO



$$400 \leq f_{yk} \leq 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 1.50 \quad \gamma_s = 1.15$$

$$U_c = f_{cd} \cdot b \cdot h$$

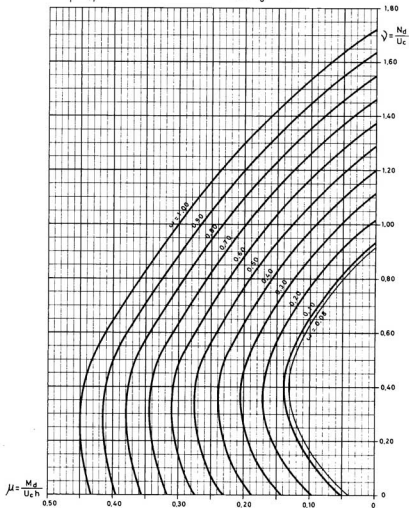
$$\omega = \frac{2(U_{S1} + U_{S2})}{U_c}$$

$$U_{S1} = \frac{1}{3} \omega U_c$$

$$U_{S2} = \frac{1}{6} \omega U_c$$

$$\frac{U_{S2}}{U_{S1}} = \frac{1}{2}$$

$$d' = 0,05 h$$



ÍNDICE DE MATERIAS

PRÓLOGO.....	7
NOTACIONES Y UNIDADES.....	9
 CAPÍTULO 1. GENERALIDADES	
1.1 TERRENO, CIMIENTO Y ESTRUCTURA.....	13
1.2 CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS.....	14
1.3 TIPOLOGÍA.....	15
1.4 TENSIÓN σ'_t DEL TERRENO PARA LOS CÁLCULOS GEOTÉCNICOS Y TENSIÓN σ'_t DEL TERRENO PARA LOS CÁLCULOS ESTRUCTURALES.....	16
 CAPÍTULO 2. ZAPATAS CORRIDAS	
2.1 GENERALIDADES.....	19
2.2 DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES.....	21
2.3 ZAPATAS DE HORMIGÓN ARMADO.....	22
2.3.1 ZAPATAS RÍGIDAS.....	22
2.3.1.1 ZAPATAS RÍGIDAS. MÉTODO GENERAL DE BIELAS Y TIRANTES.....	22
2.3.1.2 ZAPATAS RÍGIDAS. MÉTODO DISCRETIZADO DE BIELAS Y TIRANTES.....	34
2.3.1.3 ZAPATAS RÍGIDAS. CÁLCULO A ESFUERZO CORTANTE.....	36
2.3.1.4 ZAPATAS RÍGIDAS. COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN.....	36
2.3.1.5 CASO PARTICULAR DE LAS ZAPATAS SOBRE ROCA.....	36
2.3.2 MÉTODO GENERAL DE CÁLCULO PARA ZAPATAS FLEXIBLES.....	36
2.4 COMPRESIÓN LOCALIZADA SOBRE LA CARA SUPERIOR DE LA ZAPATA..	51
2.5 CASO PARTICULAR DE ZAPATA CON LOS EXTREMOS EN VOLADIZO.....	57

2.6	CASO PARTICULAR DE HUECOS EN EL MURO.....	58
2.7	UNIÓN DEL MURO A LA ZAPATA. SOLAPE Y ANCLAJE DE ARMADURAS ...	59
2.8	ZAPATAS DE HORMIGÓN EN MASA	61
2.9	CASO DE ZAPATAS SOMETIDAS A CARGA VERTICAL Y MOMENTO FLECTOR	63
2.10	MÉTODO PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS CORRIDAS DE HORMIGÓN ARMADO	65
2.11	CONDICIÓN DE MÁXIMA RELACIÓN VUELO/CANTO DE ZAPATAS CORRIDAS POR RAZONES DE DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES SOBRE EL SUELO	69
2.12	RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS	72
2.13	DETALLES CONSTRUCTIVOS.....	73
2.13.1	TABLAS PARA EL DIMENSIONAMIENTO INMEDIATO DE ZAPATAS CORRIDAS	73

CAPÍTULO 3. ZAPATAS AISLADAS

3.1	GENERALIDADES	79
3.2	ZAPATAS RÍGIDAS DE HORMIGÓN ARMADO	80
3.2.1	ZAPATAS RÍGIDAS EN AMBAS DIRECCIONES. MÉTODO GENERAL DE BIELAS Y TIRANTES	80
3.2.2	ZAPATAS RÍGIDAS EN AMBAS DIRECCIONES. MÉTODO DISCRETIZADO DE BIELAS Y TIRANTES	82
3.2.3	ZAPATAS RÍGIDAS EN AMBAS DIRECCIONES. CÁLCULO A ESFUERZO CORTANTE.....	82
3.2.4	ZAPATAS RÍGIDAS EN AMBAS DIRECCIONES. COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN.....	82
3.3	ZAPATAS RÍGIDAS EN UNA DIRECCIÓN Y FLEXIBLES EN LA OTRA	82
3.4	MÉTODO GENERAL DE CÁLCULO PARA ZAPATAS FLEXIBLES	82
3.5	PUNZONAMIENTO Y CORTE DE GRANDES PILAS, PILARES, CHIMENEAS Y TORRES	91
3.6	COMPRESIÓN LOCALIZADA DEL PILAR SOBRE LA CARA SUPERIOR DE LA ZAPATA.....	93
3.7	UNIÓN DEL PILAR A LA ZAPATA. SOLAPE Y ANCLAJE DE ARMADURAS	98
3.8	MÉTODO GENERAL PARA ZAPATAS DE HORMIGÓN EN MASA SOMETIDAS A CARGA CENTRADA	99
3.9	ZAPATAS SOMETIDAS A MOMENTOS FLECTORES.....	100
3.9.1	CASO DE DISTRIBUCIÓN LINEAL DE TENSIONES.....	100
3.9.2	CASO DE DISTRIBUCIÓN UNIFORME DE TENSIONES.....	104

3.10 ZAPATAS CIRCULARES	104
3.10.1 ARMADO CIRCUNFERENCIAL	106
3.10.2 ARMADO CON EMPARRILLADO ORTOGONAL	109
3.10.3 ARMADO CON DOS PANELES ORTOGONALES DE BARRAS SOLDADAS	111
3.11 ZAPATAS DE FORMA IRREGULAR	112
3.11.1 CASO DE DISTRIBUCIÓN LINEAL DE TENSIONES	112
3.11.2 CASO DE DISTRIBUCIÓN UNIFORME DE TENSIONES	114
3.12 ZAPATAS SOBRE ROCA	114
3.13 CONDICIÓN DE MÁXIMA RELACIÓN VUELO/CANTO DE ZAPATAS CORRIDAS POR RAZONES DE DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES SOBRE EL SUELO	116
3.14 PREDIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS SOMETIDAS A CARGA CENTRADA	116
3.15 PIEZAS DE ATADO ENTRE ZAPATAS	124
3.16 RECOMENDACIONES	128
3.17 DETALLES CONSTRUCTIVOS	129
3.18 TABLAS PARA EL DIMENSIONAMIENTO INMEDIATO DE ZAPATAS RECTANGULARES	129

CAPÍTULO 4. ZAPATAS DE MEDIANERÍA

4.1 GENERALIDADES	141
4.2 ZAPATA EXCÉNTRICA CON DISTRIBUCIÓN VARIABLE DE PRESIONES Y REACCIÓN EN LA ESTRUCTURA DEL PISO SUPERIOR (SOLUCIÓN a))	143
4.2.1 CASO EN QUE SE FIJAN LAS DIMENSIONES DEL CIMIENTO	145
4.2.2 CASO EN QUE SE FIJAN LA DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES Y EL CANTO DE LA ZAPATA	145
4.3 ZAPATA EXCÉNTRICA CON DISTRIBUCIÓN UNIFORME DE PRESIONES Y REACCIÓN EN LA ESTRUCTURA DEL PISO SUPERIOR (SOLUCIÓN b))	149
4.4 ZAPATA EXCÉNTRICA CON DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES Y REACCIÓN MEDIANTE UN TIRANTE A NIVEL DE LA CARA SUPERIOR DE ZAPATA (SOLUCIÓN c))	150
4.4.1 CASO EN QUE SE FIJAN LAS DIMENSIONES DEL CIMIENTO	152
4.4.2 CASO EN QUE SE FIJAN LA DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES Y EL CANTO DE LA ZAPATA	153
4.5 ZAPATA EXCÉNTRICA CON DISTRIBUCIÓN UNIFORME DE PRESIONES Y REACCIÓN MEDIANTE UN TIRANTE A NIVEL DE LA CARA SUPERIOR DE LA ZAPATA (SOLUCIÓN d))	155
4.6 DIMENSIONAMIENTO DE LAS ZAPATAS EXCÉNTRICAS	156

4.7	ZAPATA EXCÉNTRICA CON VIGA CENTRADORA (SOLUCIÓN e)).....	160
4.7.1	CÁLCULO DE LA VIGA CENTRADORA.....	162
4.7.2	CÁLCULO DE LA ZAPATA EXCÉNTRICA.....	164
4.7.3	CÁLCULO DE LA ZAPATA INTERIOR.....	165
4.8	ZAPATA RETRANQUEADA (SOLUCIÓN f)).....	165
4.8.1	CÁLCULO DE LA VIGA CENTRADORA.....	167
4.8.2	CÁLCULO DE LA ZAPATA JUNTO A MEDIANERÍA.....	170
4.8.3	CÁLCULO DE LA ZAPATA INTERIOR.....	170
4.9	ZAPATA CORRIDA CON VOLADIZOS (SOLUCIÓN g)).....	170
4.10	CASO DE ZAPATAS EXCÉNTRICAS DE MEDIANERÍA ENFRENTADAS.....	172
4.11	CRITERIOS DE ELECCIÓN DE SOLUCIONES.....	173
4.12	RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS.....	173
4.13	TABLAS PARA DIMENSIONAMIENTO DIRECTO TRANSVERSAL DE LA ZAPATA.....	174
4.14	DETALLES CONSTRUCTIVOS.....	174

CAPÍTULO 5. ZAPATAS DE ESQUINA

5.1	GENERALIDADES.....	191
5.2	ZAPATA DE ESQUINA CON DISTRIBUCIÓN VARIABLE DE PRESIONES Y REACCIÓN EN LA ESTRUCTURA DEL PISO SUPERIOR.....	192
5.2.1	CASO EN QUE SE FIJAN LAS DIMENSIONES DEL CIMIENTO.....	193
5.2.2	CASO EN QUE SE FIJAN LA DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES Y EL CANTO DE LA ZAPATA.....	194
5.3	ZAPATA DE ESQUINA CON DISTRIBUCIÓN UNIFORME DE PRESIONES Y REACCIÓN EN LA ESTRUCTURA DEL PISO.....	196
5.4	ZAPATA DE ESQUINA CON DISTRIBUCIÓN VARIABLE DE PRESIONES Y REACCIÓN MEDIANTE DOS TIRANTES A NIVEL DE LA CARA SUPERIOR DE ZAPATA.....	198
5.4.1	CASO EN QUE SE FIJAN LAS DIMENSIONES DEL CIMIENTO.....	200
5.4.2	CASO EN QUE SE FIJAN LA DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES Y EL CANTO DE LA ZAPATA.....	201
5.5	ZAPATA DE ESQUINA CON DISTRIBUCIÓN UNIFORME DE PRESIONES Y REACCIÓN MEDIANTE DOS TIRANTES A NIVEL DE CARA SUPERIOR DE ZAPATA.....	203
5.6	CÁLCULO DE LA ZAPATA.....	205
5.6.1	CÁLCULO DE LA PLACA.....	205
5.7	ZAPATA DE ESQUINA CON DISTRIBUCIÓN UNIFORME DE PRESIONES, CONSEGUIDA MEDIANTE DOS VIGAS CENTRADORAS (5.3).....	207

5.8	VARIANTES DE LAS SOLUCIONES ANTERIORES	211
5.9	CRITERIOS DE ELECCIÓN DE SOLUCIONES	212
5.10	RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS	212
5.11	ZAPATA SOBRE ROCA	212
5.12	DETALLES CONSTRUCTIVOS	213

CAPÍTULO 6. ZAPATAS COMBINADAS

6.1	GENERALIDADES	221
6.2	CÁLCULO A FLEXIÓN LONGITUDINAL	223
6.3	CÁLCULO A FLEXIÓN TRANSVERSAL	224
6.4	CÁLCULO A ESFUERZO CORTANTE	225
6.5	CÁLCULO A PUNZONAMIENTO	226
6.6	COMPRESIÓN LOCALIZADA SOBRE LA CARA SUPERIOR DE LA ZAPATA	226
6.7	UNIÓN DE LOS PILARES A LA ZAPATA, SOLAPE Y ANCLAJE DE ARMADURAS	226
6.8	RECOMENDACIONES	226
6.9	DETALLES CONSTRUCTIVOS	227

CAPÍTULO 7. VIGAS DE CIMENTACIÓN

7.1	GENERALIDADES	235
7.2	EVALUACIÓN DE LA RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA	237
7.3	VIGAS RÍGIDAS DE CIMENTACIÓN CON CONJUNTO CIMIENTO-SUPERESTRUCTURA RÍGIDO	239
7.4	CASO DE ESTRUCTURA FLEXIBLE. VIGAS FLOTANTES	243
7.5	CASO DE ESTRUCTURA RÍGIDA CON CIMENTACIÓN FLEXIBLE	249
7.6	CÁLCULO CON ORDENADOR	250
7.7	CÁLCULO ESTRUCTURAL	251
7.8	UNIÓN DE LOS PILARES A LA ZAPATA, SOLAPE Y ANCLAJE DE ARMADURAS	251
7.9	RECOMENDACIONES	251

CAPÍTULO 8. ALGUNAS CIMENTACIONES ESPECIALES. PEQUEÑOS EDIFICIOS. NAVES INDUSTRIALES. CUBIERTAS DE GRAN LUZ.

8.1	CIMENTACIONES PARA PEQUEÑAS CONSTRUCCIONES	259
8.1.1	CIMENTACIONES DE FACHADAS	259

8.1.1.1 FACHADAS RESISTENTES.....	259
8.2 CIMENTACIONES DE PILARES DE FACHADA DE NAVES	267
8.3 CIMENTACIONES DE NAVES CON CUBIERTAS DE GRAN LUZ QUE PRODUCEN EMPUJES.....	269
CAPÍTULO 9. EMPARRILLADOS DE CIMENTACIÓN	
9.1 GENERALIDADES	273
9.2 EMPARRILLADOS COMPLETAMENTE RÍGIDOS CON ESTRUCTURA RÍGIDA	274
9.3 EMPARRILLADOS COMPLETAMENTE FLEXIBLES O COMPLETAMENTE RÍGIDOS, CON ESTRUCTURA FLEXIBLE.....	277
9.4 EMPARRILLADOS COMPLETAMENTE FLEXIBLES CON ESTRUCTURA RÍGIDA	278
9.5 EMPARRILLADOS CON VIGAS RÍGIDAS Y FLEXIBLES.....	279
9.6 CASO EN QUE ALGÚN PILAR NO ACTÚA EN UN NUDO DEL EMPARRILLADO.....	279
9.7 CÁLCULO CON ORDENADOR	280
9.8 CÁLCULO ESTRUCTURAL.....	280
9.9 UNIÓN DE LOS PILARES A LA ZAPATA, SOLAPE Y ANCLAJE DE ARMADURAS	280
9.10 RECOMENDACIONES.....	280
CAPÍTULO 10. PLACAS DE CIMENTACIÓN	
10.1 GENERALIDADES	283
10.2 CASO DE ESTRUCTURA RÍGIDA CON PLACA DE CUALQUIER TIPO, O DE ESTRUCTURA FLEXIBLE CON PLACA RÍGIDA.....	285
10.3 CASO DE ESTRUCTURA Y PLACA FLEXIBLES.....	288
10.3.1 CASO EN QUE LA DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE PILARES FORMA UNA MALLA RECTANGULAR Y LA VARIACIÓN DE LUCES Y CARGAS DE PILARES Y VANOS CONTIGUOS NO SUPERA EL 20%.....	288
10.3.2 CASO EN QUE NO SE CUMPLE ALGUNA DE LAS CONDICIONES FIJADAS EN 10.3.1	288
10.4 DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA DE FLEXIÓN EN LA PLACA.....	289
10.5 CÁLCULO A ESFUERZO CORTANTE.....	290
10.6 CÁLCULO A PUNZONAMIENTO	291
10.7 UNIÓN DE LOS PILARES A LA PLACA. SOLAPE Y ANCLAJES DE ARMADURAS	291
10.8 RECOMENDACIONES.....	292

CAPÍTULO 11. CIMENTACIONES DE HORMIGÓN PRETENSADO CON ARMADURAS POSTESAS

11.1 INTRODUCCIÓN	295
11.2 EFECTOS COMPENSADORES DEL PRETENSADO.....	296

CAPÍTULO 12. MUROS DE CIMENTACIÓN Y SÓTANO

12.1 GENERALIDADES	301
12.2 DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN.....	303
12.3 OBSERVACIONES AL CÁLCULO DE ESFUERZOS	303
12.4 OBSERVACIONES GENERALES.....	306
12.5 TRACCIONES HORIZONTALES PRODUCIDAS EN EL MURO POR LA CARGA CONCENTRADA DE LOS PILARES.....	308
12.6 DETALLES CONSTRUCTIVOS.....	309
12.7 TABLAS	309

CAPÍTULO 13. POZOS DE CIMENTACIÓN

13.1 GENERALIDADES	313
13.2 RECOMENDACIONES GENERALES.....	315
13.3 POZOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN CENTRADA.....	315
13.4 CASOS EN QUE EXISTAN MOMENTOS Y/O FUERZAS HORIZONTALES EN LA BASE DEL PILAR	318
13.5 UNIÓN DEL PILAR AL POZO.....	318
13.6 PIEZAS DE ATADO	319

CAPÍTULO 14. PILOTES. ENCEPADOS Y VIGAS DE CENTRADO

14.1 TIPOS DE PILOTES	321
14.2 GENERALIDADES	323
14.3 PILOTE EN COMPRESIÓN CENTRADA.....	325
14.3.1 CÁLCULO DEL PILOTE.....	325
14.3.2 CÁLCULO DEL ENCEPADO.....	327
14.3.2.1 ENCEPADOS RÍGIDOS DE DOS PILOTES.....	328
14.3.2.2 ENCEPADOS FLEXIBLES DE DOS PILOTES.....	332
14.3.2.3 ENCEPADOS CORRIDOS SOBRE DOS FILAS PARALELAS DE PILOTES QUE SOSTIENEN UN MURO CORRIDO.....	332
14.3.2.4 ENCEPADOS DE TRES PILOTES	332
14.3.2.5 ENCEPADOS DE CUATRO PILOTES.....	334

14.3.2.6	ENCEPADOS PARA DISTRIBUCIONES RECTANGULARES DE NUMEROSOS PILOTES.....	335
14.3.2.7	OBSERVACIONES ADICIONALES SOBRE LA COMPROBACIÓN A PUNZONAMIENTO EN PILOTES.....	335
14.3.2.8	RESOLUCIÓN DEL ARMADO DE ENCEPADOS CON PANELES INDUSTRIALIZADOS DE ARMADURA ELECTROSOLDADA.....	336
14.3.2.9	ARMADURAS COMPLEMENTARIAS EN LOS ENCEPADOS	336
14.4	CASO EN QUE EXISTEN MOMENTOS EN LA BASE DEL PILAR	338
14.5	CASO EN QUE EXISTE FUERZA HORIZONTAL EN LA BASE	338
14.6	COMPRESIÓN LOCALIZADA SOBRE LA CARA SUPERIOR DEL ENCEPADO	338
14.7	UNIÓN DEL PILAR AL ENCEPADO. SOLAPE Y ANCLAJE DE ARMADURAS	339
14.8	UNIÓN DEL ENCEPADO A LOS PILOTES	339
14.9	VIGAS CENTRADORAS	340

CAPÍTULO 15. CIMENTACIONES ANULARES DE CONSTRUCCIONES CON SIMETRÍA DE REVOLUCIÓN. CHIMENEAS, DEPÓSITOS DE AGUA, TORRES, SILOS

15.1	INTRODUCCIÓN	345
15.2	MÉTODO DE JALIL	346
15.2.1	CIMIENTO APOYADO SOBRE EL SUELO	347
15.2.1.1	RELACIONES DE EQUILIBRIO	348
15.2.1.2	INTERACCIÓN DE LAS LEYES DE DEFORMACIONES	352
15.2.1.3	RELACIONES ENTRE DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES	355
15.2.1.4	ARMADO DEL CIMIENTO PARA LA FLEXIÓN TRANSVERSAL.....	357
15.2.1.5	PROCESO OPERATIVO DE PROYECTO	357
15.2.1.6	EMPLEO DE LOS ÁBACOS.....	358
15.2.2	CIMIENTO APOYADO SOBRE PILOTES	359
15.2.2.1	RELACIONES DE EQUILIBRIO E INTEGRACIÓN DE LAS ECUACIONES DE DEFORMACIONES	360
15.2.2.2	RELACIONES ENTRE SOLICITACIONES Y DEFORMACIONES.....	362
15.2.2.3	PROCESO OPERATORIO DE PROYECTO.....	364

CAPÍTULO 16. CIMENTACIONES DE MAQUINARIA

16.1 CAUSAS DE LAS VIBRACIONES SOBRE EL CIMIENTO Y EL SUELO DE CIMENTACIÓN	371
16.2 EFECTOS PRODUCIDOS POR LAS VIBRACIONES SOBRE EL SUELO	371
16.3 EFECTOS DE LAS VIBRACIONES SOBRE LA ESTRUCTURA DEL CIMIENTO.....	371
16.4 DATOS PARA EL PROYECTO DE CIMENTACIONES DE MAQUINARIA	372
16.5 RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN	372
ANEJO Nº 1 REGLAS DE ANCLAJE CON BARRAS TRANSVERSALES SOLDADAS	375
ANEJO Nº 2 TABLAS PARA EL CÁLCULO DIRECTO DE ZAPATAS CORRIDAS.....	383
ANEJO Nº 3 TABLAS PARA EL CÁLCULO DIRECTO DE ZAPATAS AISLADAS	421
ANEJO Nº 4 ADAPTACIÓN DE LOS NIVELES DE SEGURIDAD DE EHE Y ACI 318-99.....	461
GRÁFICOS Y TABLAS GT-1 A GT-45	463

www.libreriaingeniero.com

www.freelibros.org

ÍNDICE DE AUTORES

- Aparicio Soto, G., 257
 Blevot, J., 333, 343
 Boussinesq, 245
 Bowles, J.E., 77
 Calavera, J., 21, 34, 56, 77, 78, 115, 129, 140,
 169, 190, 212, 219, 257, 272, 293, 298, 302,
 308, 311, 366, 369, 373, 375
 Delives, A., 78, 257
 Dunham, C.W., 343
 Fernández, J., 375
 Fremy, R., 333, 343
 García Dutari, L., 311
 García Meseguer, A., 327, 343
 García Monge, F., 369
 González Valle, E., 78, 375
 Guerin, A., 77, 78
 Hetenyi, 293
 Hilsdorf, H., 54, 78
 Hoffman, E. S., 91, 140, 328, 343
 Izquierdo, J.M., 78
 Jalil, W.A., 345, 346, 369
 Jiménez Montoya, P., 327, 343
 Jiménez Salas, J.A., 77, 257, 293, 320, 343
 Kalmanov, A., 369
 Kruger, G., 158, 190
 Kupfer, H., 54, 78
 Lahuerta, J., 190
 Lancellota, R., 21, 77, 293
 Lebelle, 22, 104, 109, 333
 Meyerhoff, 238
 Morán Cabré, F., 327, 343
 Navier, 64, 100
 Nocolsky, 51, 52
 Pasternak, 257
 Pekka, N., 376
 Rice, P.F., 91, 140, 328, 343
 Robinson, J.R., 140, 333, 343
 Rodríguez López, F., 78
 Rüşh, H., 54, 78
 Statens, T., 376
 Stiglat, K., 219
 Teng, W.C., 101, 293, 320
 Valenciano, F., 375
 Winkler, 243
 Wippel, H., 219
 Zaytzeff, 257

www.libreriaingeniero.com

www.freelibros.org

www.freelibros.org

www.libreriaingeniero.com

www.freelibros.org

www.freelibros.org

www.libreriaingeniero.com

www.freelibros.org