

Pedro Jiménez Montoya es Doctor Ingeniero de Construcción, Licenciado en Ciencias Exactas y Coronel del Cuerpo de Ingenieros de Armamento y Construcción. Ha colaborado ampliamente en el Comité Euro-Internacional del Hormigón (CEB) y, en España, ha formado parte de la Comisión Permanente Interministerial del Hormigón así como del Departamento de Matemáticas Aplicadas del CSIC (Consejo Superior de Investigaciones Científicas). Ha sido Profesor de Teoría General de Estructuras en la Escuela Politécnica Superior del Ejército, Director de la revista *ASINTO* de la Asociación de Ingenieros Militares y Co-director de la revista *Estructuras* del CSIC. Es autor de varios trabajos de investigación sobre métodos de cálculo de hormigón armado, algunos de los cuales han sido incorporados a la normativa española y de otros países. Ha efectuado numerosas publicaciones sobre temas de su especialidad. Obtuvo el premio López Tienda por sus publicaciones técnicas y el premio Juan Càmpera por su dedicación durante muchos años al estudio y a las aplicaciones del hormigón armado.

Álvaro García Meseguer es Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos y Profesor de Investigación del Instituto Eduardo Torroja, del CSIC. Desde 1960 ha presidido diversas Comisiones y Grupos de Trabajo del CEB (Comité Euro-International du Béton, hoy integrado en la FIB, Federación Internacional del Hormigón Estructural). Fue fundador de la Sección de Construcción de la EOQC (European Organisation for Quality), que presidió durante once años. Es profesor de Hormigón Armado en la Escuela de la Edificación de la UNED (Universidad Nacional de Educación a Distancia) y ha presidido la Sección de Construcción de la AEC (Asociación Española para la Calidad), así como el Grupo Español del Hormigón (GEHO-CEB) hasta su fusión con la ATEP-FIP en 1998 para constituir la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), de la que es Vicepresidente. Ha publicado numerosos trabajos sobre temas de su especialidad y ha dado cursos y conferencias en distintos países de Europa y América. Está en posesión de la Encomienda con Placa de la Orden de Alfonso X el Sabio y de la Medalla de ACHE por méritos a la investigación en el campo del hormigón estructural.

Francisco Morán Cabré es Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos y Profesor de Investigación del Instituto Eduardo Torroja, del CSIC. Es miembro de la Comisión Permanente del Hormigón, habiendo colaborado en la preparación de las Instrucciones españolas desde la EH-68 hasta la actual EHE. Antiguo colaborador del Comité Euro-Internacional del Hormigón (CEB), fue vicepresidente de su Comisión de Pandeo. Ha presidido varias comisiones del Grupo Español del Hormigón (GEHO) y ha sido miembro de la Comisión Gestora de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Es miembro de la Comisión AENOR ST140 SC2 *Eurocódigo de Hormigón*. Ha publicado numerosos trabajos y ha dado conferencias y cursos de postgrado en España y en varios países de América Latina.

Editorial Gustavo Gili, SA

08029 Barcelona Rosselló, 87-89. Tel. 93 332 81 61
México, Naucalpan 53050 Valle de Bravo, 21. Tel. 560 60 11

HORMIGÓN ARMADO

14ª EDICIÓN
BASADA EN LA
EHE

AJUSTADA AL CÓDIGO MODELO Y AL EUROCÓDIGO

PEDRO JIMÉNEZ MONTOYA
ÁLVARO GARCÍA MESEGUER
FRANCISCO MORÁN CABRÉ

4 4672

GG®

25. Depósitos

25.1 Depósitos de planta rectangular

1.º CONSIDERACIONES GENERALES

El hormigón armado constituye un material idóneo para la construcción de muchos tipos de depósitos por su *facilidad de moldeo, bajo coste, gran durabilidad y mantenimiento económico*. Aparte de la capacidad resistente de la estructura, el principal problema que hay que abordar en el proyecto de depósitos es su estanquidad, por lo que será preciso emplear hormigones impermeables y controlar la fisuración mediante un diseño y armado convenientes.

Los métodos clásicos de cálculo de depósitos de hormigón armado, basados en la igualdad de deformaciones del acero y del hormigón a tracción, han sido abandonados por dar lugar a tensiones de trabajo muy bajas para el acero, lo que entraña un coste excesivo. Hoy en día, los avances conseguidos en la calidad de los hormigones y de los aceros, unidos a los actuales métodos de cálculo basados en el método de los estados límites, hacen posible que se obtengan soluciones más económicas y de mayor vida útil, perfectamente aptas para el servicio mediante un adecuado control de la fisuración.

Los depósitos de planta rectangular se emplean en obras de pequeña y mediana importancia, pudiendo clasificarse, desde el punto de vista de su sustentación, en depósitos *enterrados*, apoyados sobre el suelo o *elevados* mediante una estructura apropiada. Desde otro punto de vista los depósitos pueden clasificarse en *unicelulares* y *multicelulares*, según el número de vasos de que consten (figura 25.1). No trataremos aquí de los grandes depósitos con contrafuertes ni de los depósitos elevados, por salirse de los límites impuestos a esta obra.

2.º DISEÑO DEL DEPÓSITO

Para el diseño del depósito es necesario tener en cuenta varios factores, unos relacionados con la naturaleza del líquido que se almacena, otros con el tipo de terreno de cimentación, tamaño del depósito y materiales disponibles y otros, en fin, con las condiciones de exposición.

a) *El líquido que se contiene* en el depósito es, en la mayor parte de los casos, agua potable, si bien existen otros casos en los que el líquido es diferente y puede afectar a la durabilidad del

hormigón. Entre los líquidos que de una manera general poseen carácter agresivo se encuentran: las aguas ácidas cuyo pH es inferior a 5, las aguas muy puras, las aguas sulfatadas o selenitosas, las aguas residuales que contengan más de 30 g/l de sales disueltas, los aceites vegetales y otros compuestos orgánicos análogos, etc. (véase apartado 5.7-3.º).

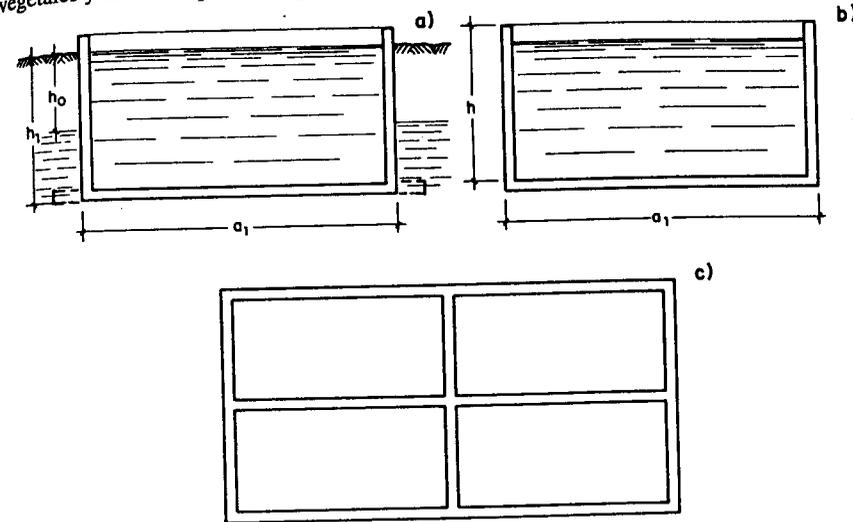


Figura 25.1 Depósitos enterrados: (a) Con capa freática alta. (b) Unicelular. (c) Multicelular

Aparte de estos líquidos agresivos, para los que es necesario disponer revestimientos adecuados, conviene recordar que en cualquier caso *la mejor garantía de durabilidad radica en la confección de hormigones muy compactos, para lo cual deben emplearse dosificaciones ricas en cemento, con baja relación agua/cemento y una buena compactación de la masa*.

b) *El terreno de cimentación* debe tener unas características uniformes con objeto de evitar posibles asentamientos diferenciales. Es necesario efectuar un estudio previo del subsuelo que proporcione los datos necesarios para el cálculo de la cimentación y para una eventual protección de la obra frente a posibles agresivos químicos.

En el caso de depósitos enterrados, cuando la capa freática está alta (figura 25.1a), es necesario dimensionar el depósito de modo que se impida una posible *flotación* del mismo. Para ello debe verificarse que el peso del depósito vacío, P , sea:

$$P \geq \gamma \cdot a_1 \cdot b_1 \cdot (h_1 - h_0) \cdot \delta$$

con los siguientes significados:

- $a_1 \cdot b_1$ = superficie del fondo del depósito;
- h_1 = profundidad de la cimentación;
- h_0 = profundidad de la capa freática;
- δ = peso específico del agua ($\delta = 1 \text{ t/m}^3 = 10 \text{ kN/m}^3$);
- γ = coeficiente de seguridad ($\gamma = 1,10$ a $1,20$).

De no cumplirse esta condición puede aumentarse el peso P , incrementando el espesor de la solera, o bien disponiendo tacones exteriores a la misma para contar con el peso de las tierras que gravitan sobre ellos (dibujados en puntos en la figura 25.1a).

c) *La organización estructural del vaso del depósito* se hace, fundamentalmente, de dos formas. Para pequeños depósitos el vaso se organiza mediante una estructura monolítica formada por placas empotradas entre sí (figura 25.2a). Para grandes superficies de fondo, la solera se independiza de las

paredes mediante una junta perimetral, debiendo disponerse, además, otras juntas que limiten las longitudes de los distintos elementos de que consta el depósito (figura 25.2b). En este último caso será necesario efectuar el correspondiente estudio para asegurar la estabilidad del muro.

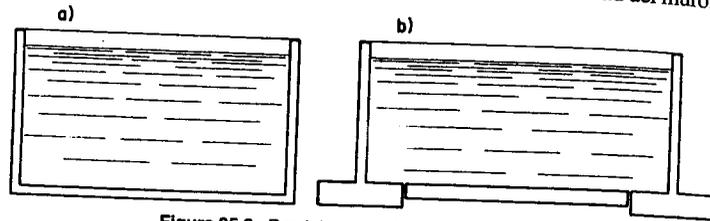


Figura 25.2 Depósito monolítico (a) y con juntas (b)

La separación entre juntas de dilatación, de contracción y de construcción depende, fundamentalmente, del tipo de depósito, de las condiciones de exposición de la obra y de la forma de ejecución. En el diseño del depósito deberán tenerse muy en cuenta las condiciones a que estará expuesta la estructura, con objeto de controlar la fisuración.

En los depósitos de hormigón armado sometidos a alternancias de humedad-sequedad, o expuestos a heladas o agentes agresivos, la abertura máxima de las fisuras debe limitarse a $w = 0,1$ mm. En depósitos permanentemente sumergidos puede admitirse $w = 0,2$ milímetros.

TABLA 25.1
DISTRIBUCIÓN DE JUNTAS

Tipo de depósito	Separación entre juntas	
	dilatación	contracción
Enterrados. Piscinas	25-30 m	7,5 m
Apoyados, poco expuestos	15-25 m	7,5 m
Apoyados, muy expuestos	10-15 m	5-7 m

En la tabla 25.1 se indican las separaciones máximas entre juntas, según el tipo de depósito y las condiciones de exposición. La adopción de estos valores requiere que sean respetadas las cuantías mínimas necesarias para absorber las tensiones internas correspondientes a las variaciones térmicas y de retracción (véase párrafo f del punto 4.º siguiente).

En la figura 25.3 se han dibujado los distintos tipos de juntas. Debe observarse que en las juntas de dilatación se interrumpen las armaduras, mientras que en las juntas de contracción la armadura es continua. Las juntas de construcción deben hacerse coincidir con las de contracción y dilatación, si es que existen.

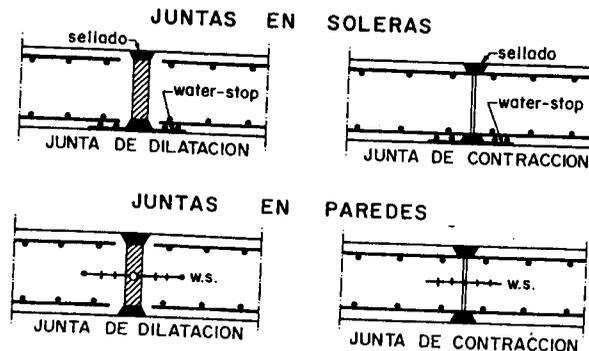


Figura 25.3 Diversos tipos de juntas en depósitos

d) Los materiales empleados en la construcción de depósitos de hormigón armado deben tener unas características adecuadas para conseguir la estanquidad y durabilidad necesarias en este tipo de obras. Como ya se ha indicado, los hormigones deben ser compactos y de buena calidad, con una resistencia mínima de 25 N/mm^2 . Para las armaduras pueden emplearse barras de acero B 400 S o, preferiblemente, mallas electrosoldadas, cuya aplicación a este tipo de estructuras está especialmente indicada. Los materiales empleados en las juntas deben ser de una calidad garantizada.

3.º ACCIONES SOBRE LOS DEPÓSITOS

Las acciones que es necesario considerar para el cálculo de los depósitos son los empujes de tierras, la presión hidrostática y, eventualmente, otras sobrecargas que pueden actuar sobre el terreno adyacente al depósito, o incluso sobre la estructura del mismo.

En los depósitos enterrados las hipótesis de carga que deben considerarse son: empuje de tierras con el depósito vacío; presión hidrostática del líquido sin empuje de tierras; y otras sobrecargas con depósito vacío. En los depósitos apoyados sobre el suelo no existen, como es obvio, los empujes laterales del terreno.

a) Empuje de tierras con el depósito vacío

Primeramente se determinan los esfuerzos que aparecen en las paredes, debidos al empuje del terreno (figura 25.4a). Si el nivel freático del agua se encuentra por encima de la solera (figura 25.4b), al empuje del terreno sumergido habrá que sumarle la presión hidrostática.

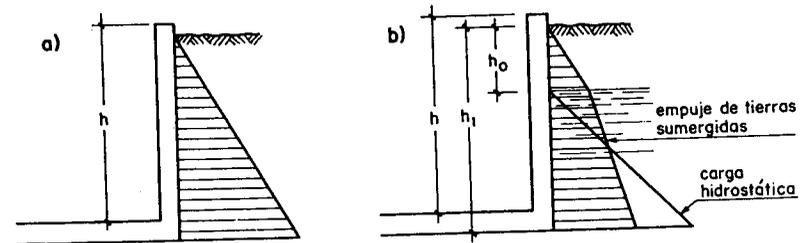


Figura 25.4 Empuje de tierras con depósito vacío: (a) Sin capa freática. (b) Con capa freática

Las acciones sobre la solera son de muy difícil evaluación, ya que, al no ser uniforme la distribución de las presiones sobre el terreno, hay que abordar el problema como si se tratase de una placa apoyada sobre medio elástico. Con suelos de mala calidad, la solera puede encontrarse en condiciones más desfavorables con el depósito vacío. Más adelante se indica un método aproximado para el cálculo de los esfuerzos que actúan sobre la mencionada solera.

b) Presión hidrostática sin empuje de tierras

Se determinarán los esfuerzos de las paredes exteriores del depósito bajo la acción de la carga hidrostática, sin considerar los empujes del terreno. Para las paredes interiores, si las hay, se considerará la acción hidrostática sobre una sola cara (fig. 25.5).

Para las acciones sobre la solera son aplicables las observaciones hechas en el apartado anterior. Si el nivel freático del agua se encuentra por encima de la solera, a las presiones del terreno habrá que sumarles la subpresión $(h_1 - h_0) \cdot \delta$.

Recuérdese que, cuando el terreno está sumergido, su peso específico δ_1 disminuye al valor:

$$\delta_1 = \delta_1 - (1 - 0,01 \cdot n) \cdot \delta$$
 siendo n el índice de huecos del terreno, en tanto por ciento, y δ el peso específico del agua.

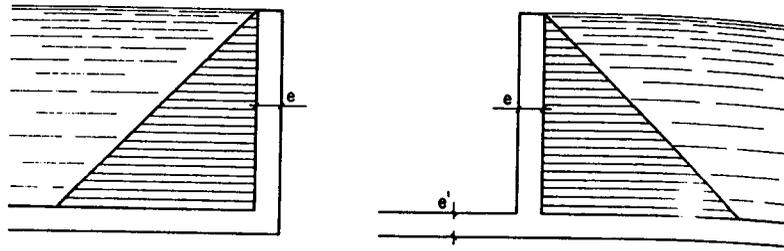


Figura 25.5 Presión hidrostática sin empuje de tierras

c) Otras sobrecargas

En los depósitos enterrados se considerarán también las acciones de otras sobrecargas que eventualmente puedan existir. Se efectuará un estudio de la simultaneidad de cargas más desfavorables.

4.º DIMENSIONAMIENTO DE DEPÓSITOS DE PLANTA RECTANGULAR

Las paredes de los depósitos se dimensionan normalmente con espesor constante con objeto de facilitar la ejecución, y de modo que no necesiten armadura transversal. En los casos más frecuentes de altura de agua $h \leq 6,00$ m, como espesor de la pared puede adoptarse, en principio, $e = 0,1 \cdot h$, no inferior a 0,20 metros. El espesor de la solera, e' , no debe ser inferior al de la pared, es decir, $e' \geq e$.

El cálculo riguroso de los esfuerzos correspondientes a los depósitos de planta rectangular constituye un problema complejo y difícil de abordar. En la práctica se emplean, generalmente, métodos simplificados de cálculo.

Las paredes de los depósitos se calculan como placas rectangulares sometidas a cargas triangulares, con la sustentación que corresponda al diseño. Será necesario determinar las leyes de momentos flectores y las reacciones en los apoyos.

Como ya se ha indicado, los esfuerzos en la solera son más difíciles de obtener, por influir considerablemente la naturaleza del terreno de cimentación. Es necesario efectuar dos hipótesis de carga: con depósito vacío y con depósito lleno.

Una vez determinados los esfuerzos de las distintas placas, se procede a la obtención de las armaduras. Para facilitar los cálculos suelen determinarse, independientemente, las armaduras de flexión y las de tracción, sumándose las secciones correspondientes. Conviene resaltar que la armadura necesaria para controlar la fisuración resulta, con frecuencia, mayor que la obtenida por consideraciones resistentes.

a) Determinación de los momentos flectores

Existen diferentes métodos simplificados para determinar las leyes de momentos flectores de las placas rectangulares que forman el depósito (ver Guerrin, 1968). Dados los límites impuestos a esta obra, solamente se considera aquí el caso de placas empotradas entre sí, con el borde superior de las paredes libre.

En la tabla 25.2 se indican los esfuerzos por unidad de longitud y la flecha máxima, correspondientes a las placas laterales del depósito, en función de la máxima presión hidrostática, $q = \delta \cdot h$ (δ es el peso específico del líquido), o del empuje de tierras, $q = 1/3 \cdot h \cdot \delta$, (δ , es el peso específico de las tierras, que se supone igual a 18 kN/m^3 aproximadamente). Esta tabla se ha obtenido por los métodos clásicos, admitiendo que la pared está perfectamente empotrada en tres de sus lados y con el borde superior libre; proporciona los esfuerzos unitarios de servicio más desfavorables.

En la figura 25.6 se han dibujado las variaciones de los momentos flectores debidos tanto a la presión hidrostática como al empuje de tierras.

TABLA 25.2
ESFUERZOS Y FLECHAS EN PLACAS LATERALES

Esfuerzos y flecha f_{max} (1)	Valores de α para h/a (o h/b) igual a							
	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
m_{av}	0,137	0,115	0,092	0,073	0,057	0,046	0,039	0,035
m_{vm}	-0,009	0,003	0,008	0,012	0,013	0,013	0,011	0,010
m_{av}	0,060	0,054	0,050	0,046	0,042	0,038	0,034	0,030
m_{vm}	0,027	0,030	0,028	0,023	0,019	0,017	0,015	0,013
v_{max}	0,470	0,450	0,430	0,415	0,375	0,340	0,320	0,295
f_{max}	0,246	0,137	0,083	0,052	0,030	0,020	0,014	0,010

(1) Los subíndices indican: v, armadura vertical; h, armadura horizontal; e, empotramiento y m, momento máximo de vano.

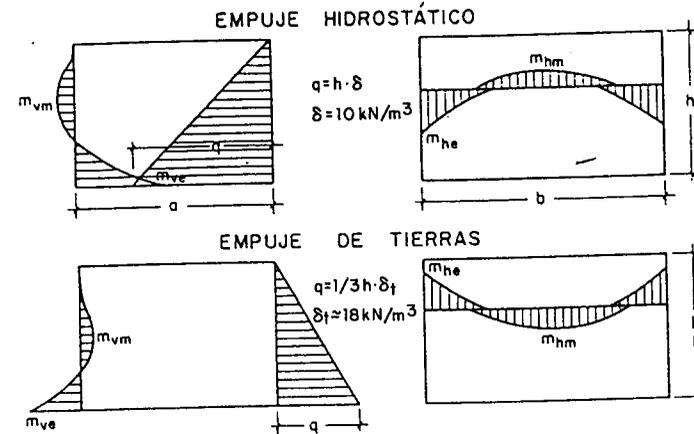


Figura 25.6 Leyes de momentos flectores

En lo que sigue se adoptan los siguientes subíndices para los momentos: v para los correspondientes a las armaduras verticales; h para los correspondientes a las horizontales; e, para los momentos de empotramiento; m, para los momentos máximos de vano; a, para los momentos correspondientes a las armaduras paralelas al lado a; y b, para los correspondientes a las armaduras paralelas al lado b.

Las armaduras inferiores de la placa de fondo pueden determinarse a partir de los momentos unitarios originados por el empuje de tierras, más los originados por el peso propio del depósito vacío, no teniéndose en cuenta, generalmente, el peso de la solera. Para el caso de depósitos de tamaño pequeño o mediano que no requieran juntas de dilatación, los momentos debidos al peso propio pueden evaluarse, del lado de la seguridad, mediante las fórmula:

$$m_{av} = 0,10 \cdot p \cdot (a + b); \quad m_{he} = 0,10 \cdot p \cdot (a + b) \cdot \frac{a}{b}; \quad (a \leq b)$$

Estas fórmulas se han deducido a partir de los momentos correspondientes a las placas empotradas en sus cuatro lados, sometidas a carga uniforme, con las adaptaciones necesarias.

en las que p es el peso de la pared por unidad de longitud. Se determinan así las armaduras que corresponden a los empotramientos, las cuales pueden continuarse a lo largo de toda la placa si no resulta una cuantía excesiva. En caso contrario, en el vano puede disponerse la cuantía mínima de flexión.

Las armaduras superiores de la placa de fondo pueden determinarse a partir de los mismos momentos, m_{we} , de las paredes adyacentes, ya que ambos momentos han de equilibrarse (figura 25.7). Es decir, a partir de los momentos:

$$m_{ae} = m_{we} \text{ (entrando en la tabla 25.2 con } h/b)$$

$$m_{be} = m_{we} \text{ (entrando en la tabla 25.2 con } h/a)$$

con la misma observación del apartado anterior respecto a la continuación de las armaduras.

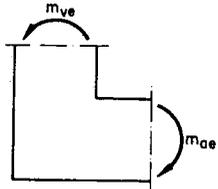


Figura 25.7 Momentos de empotramiento pared-solera: $m_{ae} = m_{we}$

A estas armaduras es necesario sumarles las necesarias para absorber los esfuerzos de tracción originados por la presión hidrostática, como se indica en el apartado siguiente.

b) Determinación de los esfuerzos de tracción

De una forma simplificada puede admitirse que los esfuerzos de tracción, que se originan en las paredes y en el fondo del depósito como consecuencia de la presión hidrostática (de valor $N_b = 0,5 \cdot a \cdot h^2 \cdot \delta$ sobre la pared $a \times h$, y $N_a = 0,5 \cdot b \cdot h^2 \cdot \delta$ sobre la pared $b \times h$), se distribuyen según los porcentajes indicados en la tabla 25.3 que se ilustra en la figura 25.8. Recuérdese que δ es el peso específico del líquido.

TABLA 25.3
ESFUERZOS DE TRACCIÓN Y VALORES DE β

Armadura paralela al lado b ↓	Esfuerzo total			Esfuerzo pared			Esfuerzo fondo		
	$N_b = \frac{a \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$			$N_{bp} = \frac{\beta_p \cdot a \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$			$N_{bf} = \frac{\beta_f \cdot a \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$		
$h/a \rightarrow$	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	
Fondo $\beta_f =$	0,80	0,70	0,60	0,54	0,48	0,45	0,42	0,40	
Pared $\beta_p =$	0,10	0,15	0,20	0,23	0,26	0,275	0,29	0,30	
$h/b \rightarrow$	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	
↑ Armadura paralela al lado a	$N_a = \frac{b \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$			$N_{ap} = \frac{\beta_p \cdot b \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$			$N_{af} = \frac{\beta_f \cdot b \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$		
	Esfuerzo total			Esfuerzo pared			Esfuerzo fondo		

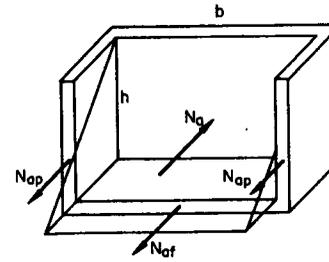


Figura 25.8 Esfuerzos de tracción (ver tabla 25.3)

c) Comprobación a cortante

Generalmente, las paredes de los depósitos se dimensionan de modo que no necesiten armadura transversal. La comprobación se efectúa, de acuerdo con la Instrucción española, mediante la condición para elementos superficiales sin armadura transversal (apartado 19.6-2.º):

$$v_d = \gamma_f \cdot v_{max} \leq v_u = 0,12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot \sqrt{100 \cdot \rho \cdot f_{ct}} \cdot d \text{ (N/mm)}$$

con el canto útil d en milímetros y siendo ρ la cuantía geométrica de la armadura longitudinal. Los valores del cortante unitario máximo, v_{max} , pueden obtenerse de la tabla 25.2 para las placas laterales.

d) Comprobación a fisuración y cálculo de las armaduras

La comprobación a fisuración constituye el principal problema de cálculo de las paredes de depósitos. Desechados los antiguos métodos basados en la igualdad de deformaciones del acero y del hormigón a tracción, hoy día se emplea el método del estado límite de abertura de fisuras.

Con objeto de evitar una fisuración incompatible con el servicio o la durabilidad del depósito, las armaduras deben elegirse y disponerse de modo que, bajo la acción de los momentos flectores, la anchura máxima de las fisuras no sobrepase el valor límite admitido en cada caso.

Sobre valores límites admisibles algunos autores han propuesto (ver GEHO, 1996) las relaciones de origen experimental que figuran en la tabla 25.4, con las que se pretende garantizar un flujo nulo de agua.

TABLA 25.4
ANCHO LÍMITE DE FISURA QUE PROPORCIONA ESTANQUIDAD AL AGUA

Relación altura de agua / espesor de pared	Anchura límite en milímetros
2,5	0,20
5,0	0,15
10,0	0,10
20,0	0,05

Para casos ordinarios y como ya dijimos, puede considerarse que el máximo valor admisible para la abertura de las fisuras en paredes de depósitos para líquidos, con alternancia humedad-sequedad, o expuestos a heladas o acciones agresivas, es $w_{max} = 0,1$ mm. En depósitos permanentemente sumergidos puede admitirse $w_{max} = 0,2$ mm.

La determinación de la anchura de la fisura en elementos superficiales sometidos a flexión y tracción, que es el caso de las paredes de depósitos, no está resuelta. Por esta causa y dado que los esfuerzos de tracción son pequeños, la anchura de fisuras se determina en flexión simple.

El siguiente método de cálculo, deducido por los autores de esta obra, es concordante con el preconizado por la normativa inglesa. Consiste en determinar, independientemente, las armaduras de flexión y de tracción simple, y sumarlas. La armadura de flexión se determina en función de la abertura máxima admitida para la fisura; y la de tracción simple, adoptando un valor muy bajo para la tensión admisible del acero.

— Para la determinación de la armadura de flexión necesaria por condiciones de fisuración, se comienza por determinar el módulo de fisuración k , mediante la expresión:

$$k = \frac{0,75 \cdot m}{(1,39 - e) \cdot e^2 \cdot 10^4}$$

con los siguientes significados:

m = momento unitario de servicio en kNm/m;
 e = espesor de la pared en metros.

Con este valor de k y con el diámetro \varnothing elegido, se entra en el gráfico correspondiente al ancho de fisura admitido (figuras 25.9 y 25.10) y se encuentra la separación s de las barras.

Los dos gráficos mencionados han sido preparados para depósitos cuyos materiales y dimensiones cumplan las siguientes condiciones: $f_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$; acero B 400 S; $0,20 \leq e \leq 0,60 \text{ m}$; cuantía geométrica respecto a la sección total de hormigón, $0,0025 \leq \rho \leq 0,010$; recubrimiento libre de la armadura principal, $c = 47 \text{ mm}$.¹

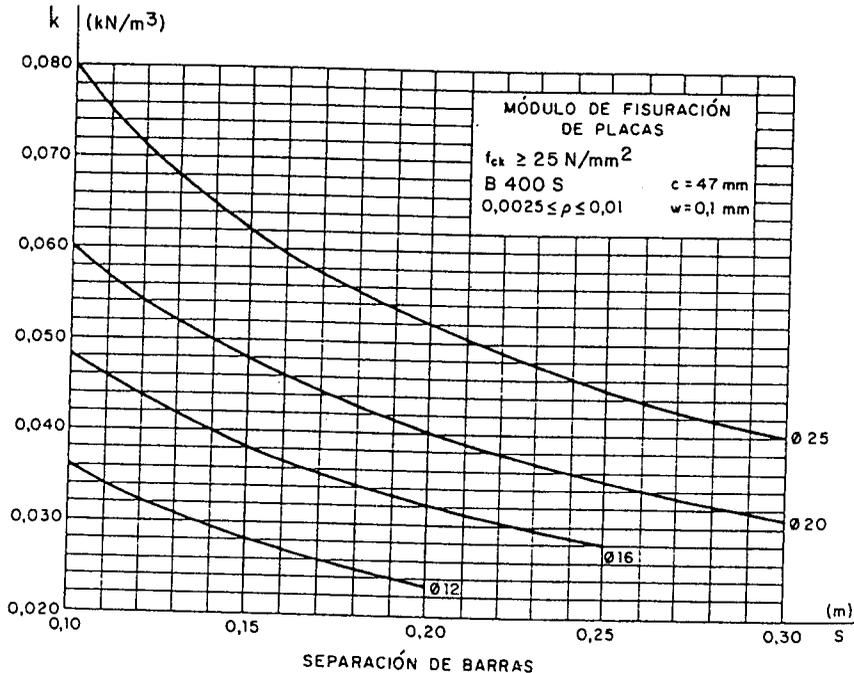


Figura 25.9 Valores de k para un ancho de fisura de 0,1 milímetros

¹ En los gráficos se ha supuesto c igual a 35 mm más un $\varnothing 12$. Para espesores pequeños puede hacerse $c = 30 + \varnothing 12 = 42 \text{ mm}$; y para espesores grandes, $c = 40 + \varnothing 12 = 52 \text{ mm}$.

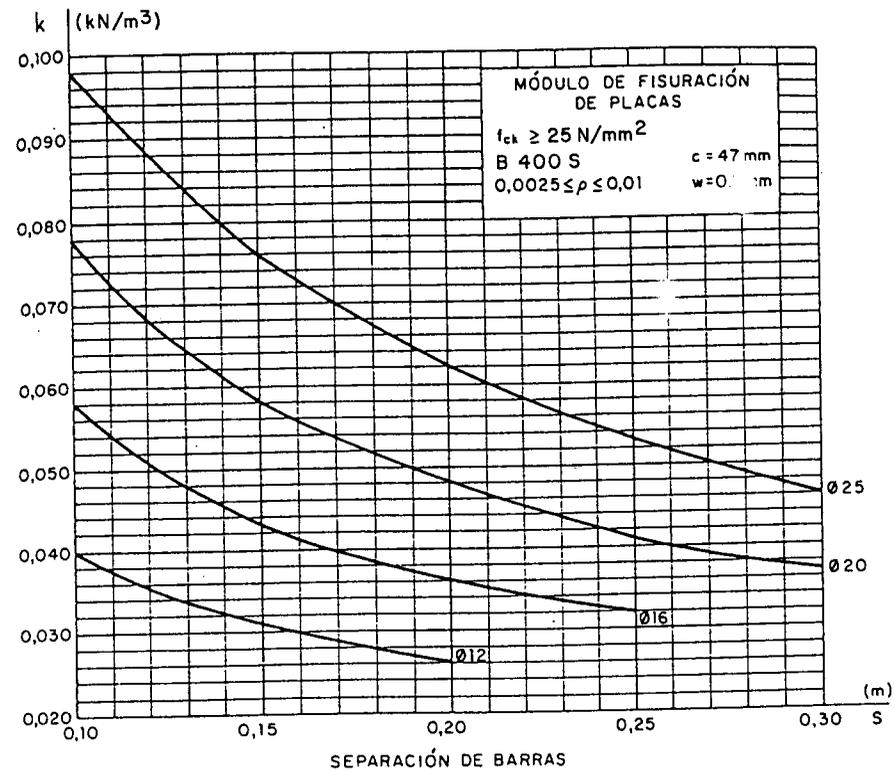


Figura 25.10 Valores de k para un ancho de fisura de 0,2 milímetros

— A las armaduras horizontales de flexión es necesario sumarles las que corresponden a la tracción simple originada en las placas por el empuje hidrostático (figura 25.8 y tabla 25.3). Estas armaduras se calculan con una tensión baja del acero, $\sigma_{s, adm} = 100 \text{ N/mm}^2$, y pueden disponerse uniformemente distribuidas, la mitad en cada cara de la placa.¹ Las secciones que resultan son:

Armaduras paralelas al lado a , por unidad de ancho (β de la tabla 25.3 con h/b):

$$\text{pared } b \times h: A_{ap} = \frac{\beta_p \cdot b \cdot h \cdot \delta}{2 \cdot \sigma_{s, adm}}; \quad \text{fondo: } A_{af} = \frac{\beta_f \cdot a \cdot h^2 \cdot \delta}{2 \cdot \sigma_{s, adm}};$$

Armaduras paralelas al lado b , por unidad de ancho (β de la tabla 25.3 con h/a):

$$\text{pared } a \times h: A_{bp} = \frac{\beta_p \cdot a \cdot h \cdot \delta}{2 \cdot \sigma_{s, adm}}; \quad \text{fondo: } A_{bf} = \frac{\beta_f \cdot h^2 \cdot \delta}{2 \cdot \sigma_{s, adm}};$$

¹ En depósitos de cierta importancia suele ser preferible concentrar más las armaduras en el tercio inferior de la pared.

e) Comprobación en rotura

La comprobación en rotura puede efectuarse, bien mediante tablas o escalas funcionales, bien mediante las fórmulas:

$$\omega = \frac{A \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}; \quad \mu = \omega \cdot (1 - 0,6 \cdot \omega); \quad m_u = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}; \quad \gamma_f = \frac{m_u}{m}$$

debiendo resultar un coeficiente de seguridad γ_f no inferior a 1,4.

f) Organización de las armaduras y cuantías mínimas

Como armaduras pueden emplearse mallas electrosoldadas, o barras corrugadas de diámetros $\varnothing 12$, $\varnothing 16$, $\varnothing 20$ y $\varnothing 25$, con separación s no superior a 30 cm (se recomienda $s \leq 25$ cm), ni superior al espesor e de la placa, ni superior a $15 \varnothing$. En la figura 25.11 se ha dibujado un esquema con la disposición de las armaduras, en el que se ha supuesto un hormigonado en dos fases, con una junta de construcción y los solapos de armadura correspondientes. Las armaduras deberán ir convenientemente ancladas.

Las cuantías geométricas de las armaduras, tanto verticales como horizontales, deberán tener un valor mínimo con objeto de prevenir posibles fisuras debidas a la retracción y a las variaciones de temperatura. Es recomendable adoptar los siguientes valores, por cada cara y dirección:

$$\begin{aligned} \text{para } w = 0,1 \text{ mm, en flexión, } \rho_{\min} &= 0,0020 \\ \text{para } w = 0,2 \text{ mm, en flexión, } \rho_{\min} &= 0,0015 \end{aligned}$$

estando referidas estas cuantías a la sección total del hormigón.

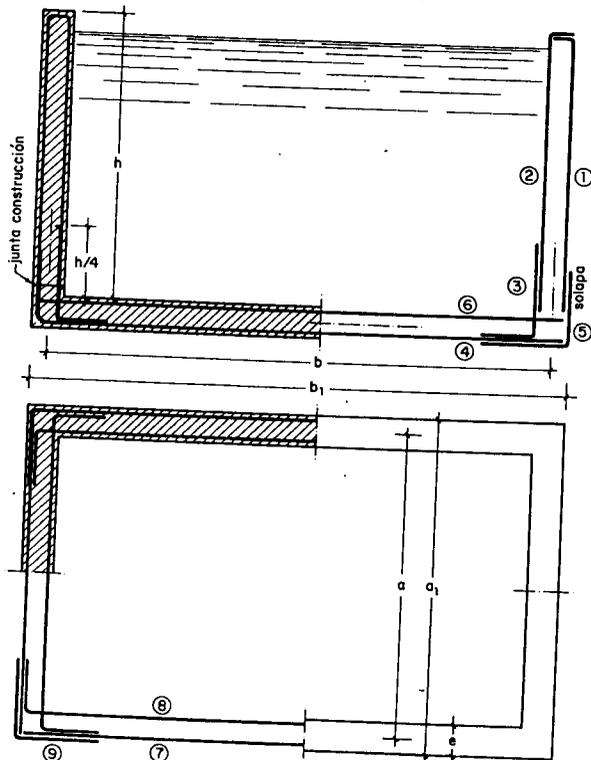


Figura 25.11 Disposición de armaduras

5.º EJEMPLO DE DEPÓSITO DE PLANTA RECTANGULAR

Diseñar un depósito de planta rectangular $a \times b$ ($a = 5,00$ m y $b = 8,00$ m) para una altura de agua $h = 4,00$ m, apoyado sobre terreno firme. Resistencia de proyecto del hormigón, $f_{ck} = 25$ N/mm². Acero B 400 S. Coeficientes de seguridad, $\gamma_c = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$ y $\gamma_f = 1,5$. Abertura máxima de fisuras, $w = 0,1$ mm. Recubrimiento, $c = 4,7$ cm (fig. 25.11). Líquido que se almacena, agua potable con $\delta = 10$ kN/m³.

a) Se adopta para las paredes un espesor $e = 0,35$ m y para el fondo $e' = 0,40$ m. En primer lugar comprobamos si el espesor de la pared es suficiente para resistir los esfuerzos cortantes, sin armadura transversal, mediante la fórmula de la Instrucción española para placas:

$$\gamma_f \cdot v \leq v_u = 0,12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \sqrt{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}} \cdot d \quad (\text{N/mm})$$

Entrando en la tabla 25.2 con $h/b = 0,5$ se encuentra $v_{\max} = 0,430 \cdot q \cdot h = 0,430 \cdot \delta \cdot h^2 = 68,8$ kN/m.

Por otra parte, si consideramos una cuantía $\rho = 0,002$, con un canto útil (ver figura 25.9) $d = e - 0,047 - \varnothing/2 = 0,295$ m (se ha supuesto $\varnothing = 16$) y un coeficiente de seguridad $\gamma_f = 1,5$, se obtiene:

$$v_u = 110,4 \text{ N/mm} = 110,4 \text{ kN/m}$$

con lo que resulta:

$$\gamma_f = v_u / v_{\max} = (110,4 / 68,8) = 1,60$$

que es satisfactorio.

b) Las armaduras de flexión se determinan por consideraciones de fisuración. Así, para la armadura vertical del empotramiento de la pared mayor, $b \times h$, entrando en la tabla 25.2 con $h/b = 0,5$, resulta:

$$m_{ve} = 0,092 \cdot \delta \cdot h^3 = 58,9 \text{ kN m/m}; \quad k = \frac{0,75 \cdot m}{(1,39 - e) \cdot e^2 \cdot 10^4} = 0,035;$$

con este valor $k = 0,035$ se entra en el gráfico correspondiente a $w_{\max} = 0,1$ mm (fig. 25.8), y se encuentra $\varnothing 16$ separados a 17,5 cm, o sea $A = 11,49$ cm²/m.

Es necesario comprobar esta sección a rotura: canto útil, $d = e - 4,7 - \varnothing/2 = 29,5$ cm. Se determina, previamente, la cuantía mecánica, $\omega = 0,081$. El momento de agotamiento y el coeficiente de seguridad son:

$$\begin{aligned} \mu &= \omega \cdot (1 - 0,6 \cdot \omega) = 0,077; \\ m_u &= \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 111,8 \text{ kNm/m}; \quad \gamma_f = \frac{m_u}{m} = 1,9 \end{aligned}$$

que resulta aceptable.

c) Análogamente, para la armadura horizontal de empotramiento de la pared mayor, $b \times h$, entrando en la tabla 24.2 con $h/b = 0,50$, resulta:

$$m_{he} = 0,050 \cdot \delta \cdot h^3 = 32,0 \text{ kNm/m}; \quad k = 0,019 \rightarrow A \text{ (mínima)} = 7,00 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

A esta última armadura horizontal es necesario sumarle la de tracción debida al empuje hidrostático. Entrando en la tabla 25.3 con $h/a = 0,80$ resulta $\beta_p = 0,275$. Por tanto, con $\sigma_{s,adm} = 100$ N/mm², se obtiene:

$$A_{op} = \frac{\beta_p \cdot a \cdot h \cdot \delta}{2 \cdot \sigma_{s,adm}} = 2,75 \text{ cm}^2/\text{m},$$

que se distribuirá entre las dos caras de la pared, con lo que resulta una armadura total $A = 7,00 + 2,75/2 = 8,38 \text{ cm}^2/\text{m}$.

d) De forma análoga se determinan las restantes armaduras de las paredes del depósito, resultando la mayor parte de ellas con cuantía mínima (véase la tabla 25.5).

e) Las armaduras inferiores de la placa de fondo ($e' = 0,40 \text{ m}$) se determinan suponiendo el depósito vacío, en función del peso unitario de la pared, $p = 35 \text{ kN/m}$:

$$m_{oe} = 0,10 \cdot (a + b) = 45,5 \text{ kNm/m}; \quad k = 0,022; \quad A \text{ (mínima)} = 8,00 \text{ cm}^2/\text{m};$$

$$m_{ve} = 0,10 \cdot p \cdot (a + b) \cdot \frac{a}{b} = 28,4 \text{ kNm/m}; \quad k = 0,014; \quad A \text{ (mínima)} = 8,00 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

A estas armaduras, paralelas a a y b , respectivamente, es necesario sumarles las de tracción simple. Entrando en la tabla 25.3 con $h/b = 0,50$ y $h/a = 0,80$, resultan $\beta_f = 0,60$ y $\beta_f = 0,45$. Se tiene, pues:

$$A_{of} = \frac{\beta_f \cdot h^2 \cdot \delta}{2 \cdot \sigma_{s,adm}} = 4,80 \text{ cm}^2/\text{m}; \quad A_{bf} = \frac{\beta_f \cdot h^2 \cdot \delta}{2 \cdot \sigma_{s,adm}} = 3,60 \text{ cm}^2/\text{m};$$

y, por tanto, las armaduras totales son:

$$A_a = 8,00 + \frac{4,80}{2} = 10,40 \text{ cm}^2/\text{m}; \quad A_b = 8,00 + \frac{3,60}{2} = 9,80 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

f) Las armaduras superiores de la placa de fondo se determinan a partir de los momentos de empotramiento de los arranques de las paredes correspondientes, con depósito lleno. Es decir:

$$m_{oe} = m_{ve} = 58,9 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}; \quad k = 0,028; \quad A \text{ (mínima)} = 8,00 \text{ cm}^2/\text{m};$$

$$m_{ve} = m_{oe} = 29,4 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}; \quad k = 0,014; \quad A \text{ (mínima)} = 8,00 \text{ cm}^2/\text{m},$$

a las que es necesario sumar las de tracción simple, con lo que resultan las armaduras totales:

$$A_a = 8,00 + \frac{4,80}{2} = 10,40 \text{ cm}^2/\text{m}; \quad A_b = 8,00 + \frac{3,60}{2} = 9,80 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

En la tabla 25.5 se presenta un resumen de las armaduras necesarias en cada placa del depósito, con referencia a la numeración indicada en la figura 25.11.

25.2 Depósitos cilíndricos

1.º CONSIDERACIONES GENERALES

Es muy frecuente el empleo de depósitos cilíndricos de hormigón armado de planta circular y espesor constante. La mayor parte de las consideraciones generales y de diseño indicadas en el apartado anterior, para los depósitos de planta rectangular, son aplicables a este tipo de depósitos.

El cálculo puede abordarse, con cierta facilidad, considerando la pared del depósito como una lámina cilíndrica de revolución sometida a la presión hidrostática (fig. 25.12). Al existir simetría respecto al eje del cilindro, tanto de la lámina como de la carga, el problema se simplifica notablemente.

TABLA 25.5
ARMADURAS NECESARIAS (ver figura 25.11)

PLACA	Armadura tipo (fig. 25.11)	Momento de servicio kNm/m	Por fisuración		Por tracción		Armadura total	
			k	A (cm ²)	N (kN/m)	A (cm ²)	A (cm ²)	Ø - s mm - cm
pared mayor b x h = 8 x 4	1	m _m = 5,1	0,003	min.	—	—	7,00	Ø12 - 16
Idem	2	—	—	min.	—	—	7,00	Ø12 - 16
Idem	3	m _w = 58,9	0,035	11,49	—	—	11,49	Ø16 - 16
fondo 8 x 5 // b = 8	4	m _s = 28,4	0,014	min.	36,0/2	1,80	9,80	Ø16 - 20
Idem	5	solapo	—	—	—	—	—	Ø16 - 20
Idem	6	29,4	0,014	min.	36,0/2	1,80	9,80	Ø16 - 20
pared mayor b x h = 8 x 4	7	m _m = 17,9	0,011	min.	27,5/2	1,38	8,38	Ø12 - 13
Idem	8	m _w = 32,0	0,019	min.	27,5/2	1,38	8,38	Ø12 - 13
Idem	9	refuerzo	—	—	—	—	—	Ø12 - 13
pared menor a x h = 5 x 4	1	m _m = 8,3	0,005	min.	—	—	7,00	Ø12 - 16
Idem	2	—	—	min.	—	—	7,00	Ø12 - 16
Idem	3	m _w = 29,4	0,017	min.	—	—	7,00	Ø12 - 16
fondo 5 x 8 // a = 5	4	m _s = 45,5	0,022	min.	48,0/2	2,40	10,40	Ø16 - 20
Idem	5	solapo	—	—	—	—	—	Ø16 - 20
Idem	6	58,9	0,028	min.	48,0/2	2,40	10,40	Ø16 - 20
pared menor a x h = 5 x 4	7	m _m = 10,9	0,006	min.	32,0/2	1,60	8,60	Ø12 - 13
Idem	8	m _w = 24,3	0,014	min.	32,0/2	1,60	8,60	Ø12 - 13
Idem	9	refuerzo	—	—	—	—	—	Ø12 - 13

Armadura mínima en paredes: $0,002 \times 100 \times 35 = 7,00 \text{ cm}^2/\text{m}$
Armadura mínima en el fondo: $0,002 \times 100 \times 40 = 8,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

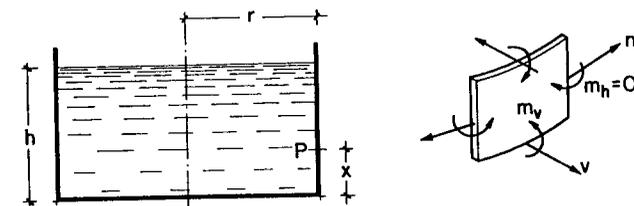


Figura 25.12 Esfuerzos en la pared de un depósito cilíndrico

2.º CÁLULO DE ESFUERZOS

a) *Los esfuerzos de la pared* pueden obtenerse de los gráficos de las figuras 25.13, 25.14 y 25.15, que proporcionan las variaciones de los esfuerzos de tracción y momentos de flexión, correspondientes a paredes cilíndricas de espesor constante, empotradas en el fondo del depósito. Es decir, los valores:

$$n_p = \alpha \cdot r \cdot h \cdot \delta; \quad m_v = \alpha \cdot r \cdot h \cdot e \cdot \delta$$

en función de x/h , para distintos valores del parámetro $K = 1,3 \cdot h / \sqrt{r \cdot e}$, con los siguientes significados (fig. 25.12):

- n_p = esfuerzo de tracción unitario;
- m_v = momento flector unitario;
- r = radio del depósito;
- h = altura de líquido;
- e = espesor de la pared;
- δ = peso específico del líquido;
- α = coeficiente adimensional dado en los gráficos.

En la tabla 25.6 se indican los valores del momento y del cortante máximos unitarios, en el arranque de la pared, en función del parámetro K .

TABLA 25.6

ESFUERZOS EN EL ARRANQUE DE LA PARED

$$m_w = \alpha_w \cdot r \cdot h \cdot e \cdot \delta$$

$$v_{max} = \alpha_v \cdot r \cdot e \cdot \delta$$

	Valores de α para $K =$											
	2	3	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
α_w	0,147	0,196	0,235	0,265	0,275	0,279	0,282	0,284	0,286	0,287	0,288	0,288
α_v	-0,882	-1,471	-2,647	-5,588	-8,529	-11,471	-14,412	-17,353	-20,294	-23,235	-26,176	-29,118

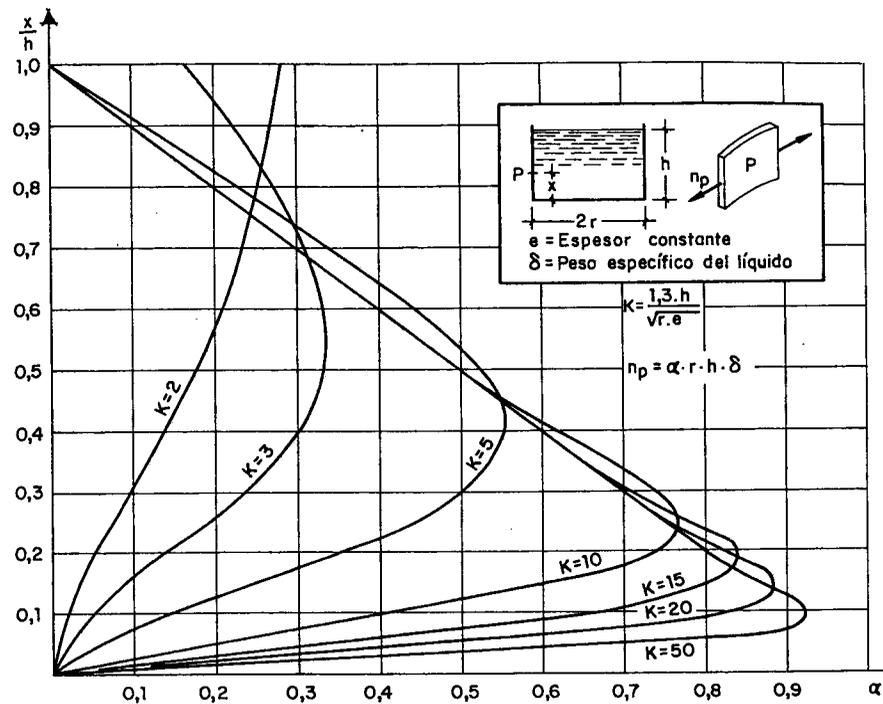


Figura 25.13 Esfuerzo de tracción en depósitos cilíndricos empotrados en el fondo

3.º DIMENSIONAMIENTO DE DEPÓSITOS CILÍNDRICOS

El funcionamiento resistente de los depósitos cilíndricos es más favorable que el de los de planta rectangular. El procedimiento que debe seguirse para la comprobación de ambos tipos de depósitos es análogo.

Al resultar menores los esfuerzos en las paredes cilíndricas, se adoptan también espesores menores que en las paredes rectangulares. Puede servir como orientación el valor

$$e = 0,05 \cdot h + 0,01 \cdot r \leq 0,20 \text{ m}$$

siendo h la altura y r el radio del depósito. El espesor de la solera debe ser $e' \approx 0,10 \cdot h$ pero no menor que 0,20 m. Las distintas comprobaciones de la pared cilíndrica pueden efectuarse como si se tratase de una placa.

4.º EJEMPLO DE DEPÓSITO CILÍNDRICO

Diseñar un depósito cilíndrico de 10,00 m de diámetro para una altura de agua de 4,00 m ($r = 5,00 \text{ m}$ y $h = 4,00 \text{ m}$) apoyado sobre terreno firme. Resistencia de proyecto del hormigón, $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$. Acero B 400 S. Coeficientes de seguridad, $\gamma_c = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$ y $\gamma_f = 1,5$. Tensión admisible para el acero a tracción simple, $\sigma_{s, adm} = 100 \text{ N/mm}^2$. Abertura máxima de fisuras, $w_{max} = 0,1 \text{ mm}$. Recubrimiento, $c = 4,7 \text{ cm}$. Para agua, $\delta = 10 \text{ kN/m}^3$ (fig. 25.16).

b) *Los esfuerzos en la solera* son de difícil determinación por las mismas razones indicadas para los depósitos de planta rectangular. De no efectuarse un estudio como placa circular sobre suelo elástico, sometida a las distintas hipótesis de carga, pueden emplearse las siguientes fórmulas aproximadas que proporcionan los momentos para determinar los dos sistemas de armaduras ortogonales.

Las armaduras inferiores de la placa de fondo pueden determinarse a partir del momento unitario de servicio:

$$m = 0,34 \cdot p \cdot r$$

para cada dirección, siendo p el peso de la pared por unidad de longitud.

Las armaduras superiores de la placa de fondo pueden determinarse a partir del mismo momento m_w del arranque de la pared (tabla 25.6).

A estas armaduras es necesario sumarles las que corresponden a la tracción a que está sometida la placa de fondo, debido a la presión hidrostática sobre las paredes. Esta tracción puede evaluarse, para cada una de las dos direcciones ortogonales, mediante la fórmula:¹

$$n_t = 0,5 \cdot h^2 \cdot \delta \cdot (1 - \alpha) \quad \text{por unidad de longitud}$$

siendo α el valor máximo que corresponde a K en el gráfico de la figura 25.13. Estos esfuerzos suelen ser muy pequeños.

¹ Esta fórmula se deduce restando del empuje hidrostático total sobre una sección vertical diametral, los empujes correspondientes a las paredes: $(r \cdot h^2 \cdot \delta - 2 \cdot 0,5 \cdot \alpha \cdot r \cdot h^2 \cdot \delta) / 2r$.

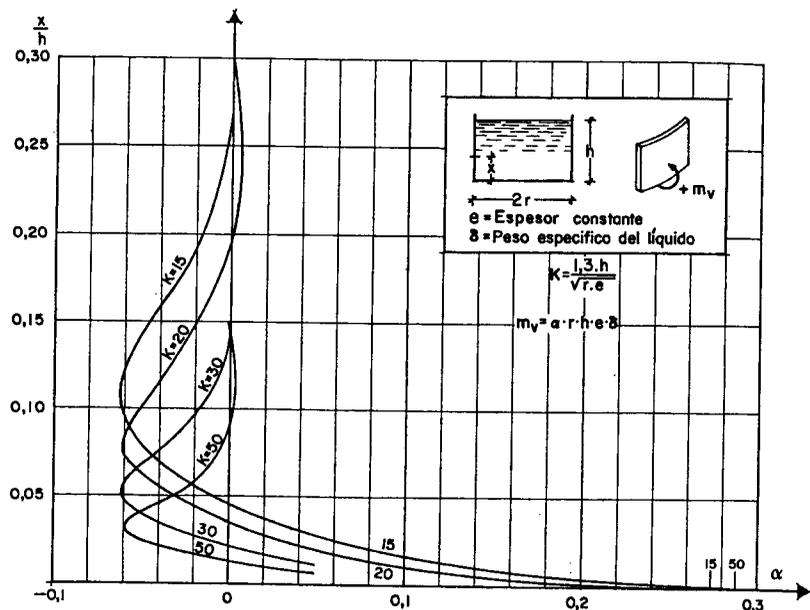


Figura 25.14 Momentos en depósitos cilíndricos empotrados en el fondo, para $K \leq 10$

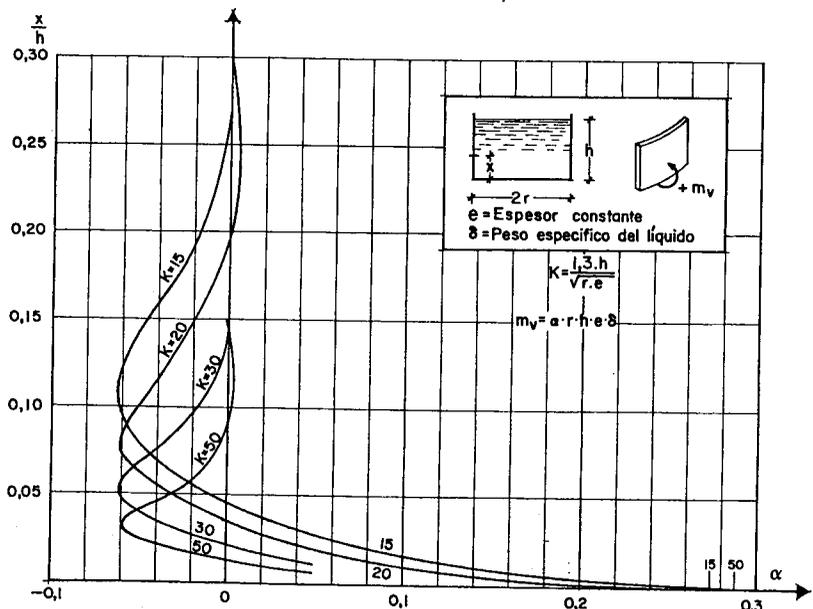


Figura 25.15 Momentos en depósitos cilíndricos empotrados en el fondo, para $K \geq 15$

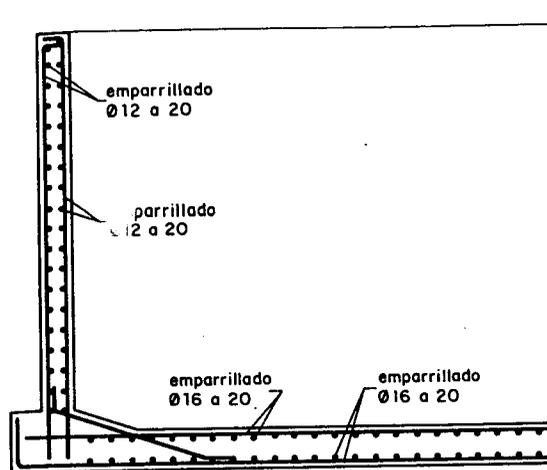


Figura 25.16 Armado del depósito cilíndrico del ejemplo

- a) Como espesor de la pared se adopta, $e = 0,05 \cdot h + 0,01 \cdot r = 0,25$ m, y para la placa de fondo, $e' = 0,40$ m.
- b) La comprobación a cortante se efectúa mediante la fórmula de la Instrucción española para placas sin armadura transversal:

$$\gamma_f \cdot v \leq v_u = 0,12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot \sqrt{100 \cdot \rho \cdot f_{ck} \cdot d} \text{ (N/mm)}$$

Se entra en la tabla 25.6 con $K = 1,3 \cdot h / \sqrt{r \cdot e} = 4,65$ y se encuentra $v_{max} = 2,442 \cdot r \cdot e \cdot \delta = 30,5$ kN/m.

Por otra parte, si consideramos $\rho = 0,002$ y $d = e - 0,047 - \varnothing / 2 = 0,197$ m (se ha supuesto $\varnothing = 12$) con $f_{ck} = 25$ N/mm², resulta para v_u el valor 81,2 N/mm = 81,2 kN/m.

El coeficiente γ_f vale v_u / v_{max} , es decir, 81,2 / 30,5 igual a 2,7, lo que resulta satisfactorio.

- c) La armadura vertical de la pared se determina por condiciones de fisuración, a partir del momento m_{ve} (fig. 25.15 o tabla 25.6). Entrando con $K = 4,65$ se obtiene $\alpha = 0,228$ que corresponde al momento máximo de empotramiento:

$$m_{ve} = \alpha \cdot r \cdot h \cdot e \cdot \delta = 11,4 \text{ kN m/m}$$

a partir del cual se calcula el módulo de fisuración k y la armadura mediante el gráfico de la figura 25.9:

$$k = \frac{0,75 \cdot m}{(1,39 - e) \cdot e^2 \cdot 10^4} = 0,012 \text{ kN/m}^3; \quad A \text{ (mínima)} = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m}; \quad \varnothing 12 \text{ a } 20 \text{ cm.}$$

La comprobación en rotura de esta sección se hace con la fórmula $\mu = \omega \cdot (1 - 0,6 \cdot \omega)$, resultando un coeficiente de seguridad muy elevado.

- d) La armadura horizontal de la pared se determina a partir del esfuerzo de tracción máximo, n_p (figura 25.13). Entrando en el gráfico con $K = 4,65$ se obtiene $\alpha = 0,5$ que corresponde al esfuerzo:

$$n_p = \alpha \cdot r \cdot h \cdot \delta = 100 \text{ kN/m}; \quad A = \frac{n_p}{\sigma_{s,adm}} = 10,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

en donde la tensión admisible se ha tomado igual a 100 N/mm^2 (es decir, 10^5 kN/m^2); la mitad de esta armadura hay que ponerla en cada cara, es decir, $5,00 \text{ cm}^2/\text{m} = \varnothing 12$ a 20 cm .

e) Las armaduras ortogonales de la solera se determinan a partir de los momentos (con $p = 25 \text{ kN/m}$ y $e' = 0,40 \text{ m}$):

$$\begin{aligned} \text{cara inf. } m &= 0,34 \cdot p \cdot r = 42,5 \text{ kNm/m}; & k &= 0,020; & A \text{ (mínima)} &= 8,00 \text{ cm}^2/\text{m}; \\ \text{cara sup. } m &= m_w = 11,4 \text{ kNm/m}; & k &= 0,005; & A \text{ (mínima)} &= 8,00 \text{ cm}^2/\text{m}. \end{aligned}$$

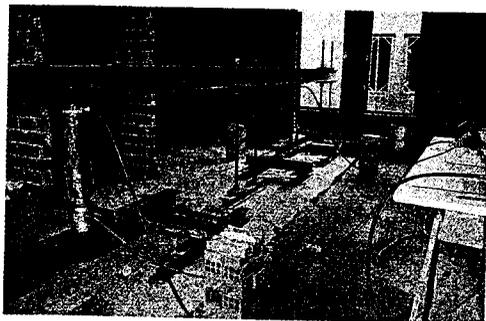
A estas armaduras hay que sumarles las de tracción correspondientes al empuje hidrostático sobre las paredes. Entrando en la figura 25.13 con $K = 4,55$ se obtiene $\alpha = 0,50$, de donde:

$$n_f = 0,5 \cdot h^2 \cdot \delta \cdot (1 - \alpha) = 40 \text{ kN/m}; \quad A = \frac{n_f}{2 \cdot \sigma_{s,adm}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

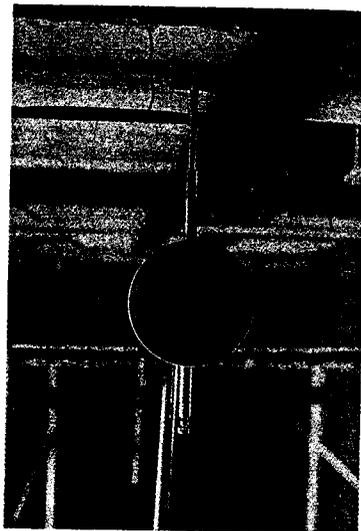
con lo que las armaduras totales son:

$$\begin{aligned} \text{cara inf. } A &= 8,00 + 2,00 = 10,00 \text{ cm}^2/\text{m}; & \varnothing & 16 \text{ a } 20 \text{ cm}; \\ \text{cara sup. } A &= 8,00 + 2,00 = 10,00 \text{ cm}^2/\text{m}; & \varnothing & 16 \text{ a } 20 \text{ cm}. \end{aligned}$$

En la figura 25.16 se ha dibujado un esquema con la disposición de las armaduras.



Prueba de carga sobre un forjado de edificación utilizando perfiles metálicos y gatos que reaccionan contra un pórtico montado ad hoc (cortesía de la Cátedra de Hormigón de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid). Véase también la ilustración de página 210



Flexímetro utilizado en la prueba de carga anterior. Mide variaciones de flecha con precisión de centésimas de milímetro

26. Cálculo de estructuras. Métodos simplificados

26.1 Método simplificado para el cálculo de estructuras de edificios, con cargas verticales

1.º Para el cálculo simplificado de entramados de edificios sometidos a cargas verticales, pueden adoptarse los momentos indicados en las figuras 26.1 y 26.2, siempre que se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones:

- La luz de cada tramo difiere, como máximo, un 20 por 100 de las correspondientes a los tramos adyacentes.
- La estructura está sometida exclusivamente a la acción de cargas verticales, uniformemente repartidas e iguales en todos los tramos.
- Los dinteles son de sección constante.
- La sobrecarga no es superior a la mitad de la carga permanente.

2.º Por otra parte, para la utilización de este método deben tenerse en cuenta las siguientes observaciones:

- La luz l corresponde a distancia entre ejes de las piezas.
- Para el cálculo de los momentos negativos se tomará como luz l la semisuma de los valores correspondientes a los tramos adyacentes.
- Los números encerrados en círculos indican rigideces relativas.
- Los pilares interiores pueden calcularse con la excentricidad mínima, e_e , siempre que se adopte un coeficiente de seguridad no menor que $\gamma_f = 1,6$.

3.º Para los esfuerzos cortantes en los extremos de las vigas, se considerarán los siguientes valores:

$$= \text{sobre el primer soporte interior} \quad 1,15 \cdot q \cdot \frac{l}{2}$$

$$= \text{sobre los restantes soportes} \quad q \cdot \frac{l}{2}$$

en donde q es la carga unitaria uniformemente repartida.