19

Sistemas estructurales:
Otras estructuras

Instituto Técnico
de la Estructura
en Acero



ITEA

ÍNDICE DEL TOMO 19

SISTEMAS ESTRUCTURALES: OTRAS ESTRUCTURAS

Lección 19.1: Diseño de tanques para almacenamiento de petróleo y agua 1

1 DISEÑO DE DEPÓSITOS CILÍNDRICOS SOLDADOS 4
1.1 Generalidades 4
1.2 Normas de diseño 4
1.3 Presión y temperatura de diseño 4
1.4 Material 4
2 HIPÓTESIS DE CARGA 6
2.1 Carga permanente 6
2.2 Carga sobrepuesta 6
2.3 Contenido 6
2.4 Carga del viento 6
2.5 Cargas sísmicas 6
3 DISEÑO DEL FONDO 7
4 DISEÑO DE LA LÁMINA 9
4.1 Tensiones circunferenciales 9
4.2 Tensiones axiales en la Lámina 10
4.3 Vigas contraviento primarias 11
4.4 Vigas contraviento secundarias 12
5 DISEÑO DE TECHOS FIJOS 14
5.1 Generalidades 14
5.2 Techos de membrana 14
5.3 Techos con soporte 15
5.4 Aireación 16

6 DISEÑO DE TECHOS FLOTANTES Y TAPAS 18
6.1 Utilización de techos flotantes y tapas 18
6.2 Techos flotantes 18
6.3 Tapas flotantes 19
7 AGUJEROS DE INSPECCIÓN, ORIFICIOS Y ABERTURAS 20
7.1 Agujeros de inspección 20
7.2 Orificios 21
8 RESUMEN FINAL 22
9 BIBLIOGRAFÍA 22
APÉNDICE A: DIFERENCIAS ENTRE LA BS 2654 Y LA API 650 23

Lección 19.2: Diseño estructural de silos 27

1 INTRODUCCIÓN 31
2 CLASIFICACIÓN DE LOS SILOS 32
2.1 Tamaño y geometría 32
2.2 Patrón de flujo 32
2.3 Material estructural 33
3 CÁLCULO DE LAS PRESIONES SOBRE LAS PAREDES 35
3.1 Generalidades 35
3.2 Eurocódigo 1 – Reglas para el cálculo de las cargas debidas al material almacenado 35
3.2.1 Presión horizontal y presión de fricción de la pared 36
3.2.2 Coeficiente de amplificación de la presión debido al efecto de llenado y descarga 37
3.2.3 Cargas en la tolva y en el fondo 39
3.3 Otras consideraciones respecto a la carga 41
4 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL 44
4.1 Selección de la forma del silo 44
4.2 Diseño de silos no circulares 44
4.2.1 Chapas de pared 44
4.2.2 Inestabilidad de la placa 46
4.2.3 Proyecto de rigidizadores 46
4.2.4 Estructura de apoyo 47

4.3 Proyecto de tolvas circulares 47
4.3.1 Introducción 47
4.3.2 Tensión en la pared cilíndrica 48
4.3.3 Pandeo de la pared 48
4.3.4 Fondo y tolva 50
4.3.5 Viga perimetral en la transición 50
4.3.6 Apoyos 51
4.3.7 Uniones 51
5 RESUMEN FINAL 52
6 BIBLIOGRAFÍA 52

Problema Resuelto 19.1: Diseño estructural de silos 53

1 INTRODUCCIÓN Y ÁMBITO 55
2 PROPIEDADES DEL MATERIAL ALMACENADO 56
3 CLASIFICACIÓN DEL SILO 57
4 CARGAS DEBIDAS AL MATERIAL ALMACENADO 58
4.1 Cargas de llenado 58
4.2 Cargas debidas a la descarga 59
5 COMPROBACIÓN FRENTE AL PANDEO 61

Lección 19.3: Torres, celosías y mástiles 63

1 INTRODUCCIÓN 66
2 TORRES DE LÍNEAS DE ALTA TENSIÓN 67
2.1 Conocimientos previos 67
2.2 Tipos de torres 67
2.3 Requisitos funcionales 68
2.4 Cargas sobre torres, casos de carga 69
2.5 Proyecto general y configuración de la celosía 70
2.6 Análisis estructural 72
2.7 Especificación de las uniones 73
2.8 Protección contra la corrosión 76
3 RESUMEN FINAL 78

4 BIBLIOGRAFÍA 78
5 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 78

Lección 19.4: Mástiles atirantados 79

1 INTRODUCCIÓN 82
2 DESCRIPCIÓN DE UN MÁSTIL ATIRANTADO CON TENSORES 83
2.1 Los cimientos 83
2.2 El mástil de acero 83
2.3 Los cables de tensado 83
2.4 Accesorios estructurales 84
2.5 Equipos 85
3 DISEÑO DE MÁSTILES CON TENSORES 85
3.1 Dimensionamiento inicial 85
3.2 Dimensionamiento final y comprobación 87
4 OTROS ASPECTOS DE LOS MÁSTILES ATIRANTADOS 89
4.1 En la fase de diseño 89
4.2 En la fase de fabricación 89
4.3 En la fase de montaje 89
5 RESUMEN FINAL 91
6 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 91

Lección 19.5: Chimeneas 93

1 INTRODUCCIÓN 96
2 ACCIONES 97
2.1 Carga permanente 97
2.2 Carga del polvo 97
2.3 Viento 97
2.3.1 Velocidad básica del viento V_b 97
2.3.2 Velocidad del viento de cálculo 97
2.3.3 Carga del viento medio en la dirección del viento 98
2.3.4 Carga del viento de cálculo en la dirección del viento 98

2.3.5 Turbulencias 99
2.3.6 Ovalización 100
2.3.7 Estabilizadores aerodinámicos 100
2.4 Cargas debidas a los terremotos 101
2.5 Efectos térmicos 101
2.6 Efectos químicos 101
3 CÁLCULO DE LA ENVOLVENTE ESTRUCTURAL 102
3.1 Comprobación de la resistencia 102
3.2 Comprobación del estado de servicio 103
3.3 Comprobación a fatiga 103
4 ASPECTOS ESPECÍFICOS A TENER EN CUENTA EN EL PROYECTO DE CHIMENEAS DE ACERO 104
4.1 Uniones entre las distintas secciones de la envolvente cilíndrica estructural 104
4.2 Apoyo en la cimentación 104
4.3 Grandes aberturas 104
5 TOLERANCIAS DE FABRICACIÓN Y MONTAJE 105
6 RESUMEN FINAL 106
7 BIBLIOGRAFÍA 106

Problema Resuelto 19.2: Chimeneas 107

1 DATOS BÁSICOS 109
2 CARGAS DEL VIENTO 113
3 CÁLCULO DE LA ENVOLVENTE ESTRUCTURAL (LÁMINA) 118
3.1 Resistencia de la sección transversal 118
3.2 Comprobación de puesta en servicio 119
3.3 Comprobación a fatiga 120
DIAPOSITIVAS COMPLEMENTARIAS 121

ESDEP TOMO 19
SISTEMAS ESTRUCTURALES: OTRAS ESTRUCTURAS

Lección 19.1: Diseño de Tanques para Almacenamiento de Petróleo y Agua

OBJETIVOS/CONTENIDO

Esta lección describe los principios básicos que se utilizan en el diseño de depósitos para el almacenamiento de petróleo o agua. Trata el diseño de depósitos verticales cilíndricos, e incluye referencias a la British Standard BS 2654 [1] y a la American Petroleum Industry Standard API 650 [2].

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno.

LECCIONES AFINES

Lección 10.6 Introducción a Estructuras de Láminas

Lección 10.8 Diseño de Cilindros no Rigidizados

RESUMEN

Normalmente se utilizan depósitos cilíndricos soldados para almacenar agua o productos derivados del petróleo.

El principal elemento estructural de estos depósitos es un cilindro vertical de acero, o lámina, que se fabrica soldando una serie de chapas rectangulares y que retiene las presiones hidrostáticas mediante fuerzas de tensión periféricas. Normalmente, el depósito tiene un fondo plano de acero que reposa en unos cimientos preparados al efecto, y presenta un techo fijo colocado encima de la pared laminar.

Esta lección explica las bases del diseño de los elementos estructurales de los depósitos cilíndricos e ilustra las soluciones y detalles clave relacionados.

1. DISEÑO DE DEPÓSITOS CILÍNDRICOS SOLDADOS

1.1 Generalidades

El petróleo y los productos derivados del petróleo se almacenan generalmente en depósitos cilíndricos de acero a presión atmosférica o a baja presión. Estos depósitos son de fondo plano e incorporan un techo de forma cónica o esférica.

Algunas veces, el agua se almacena también en depósitos cilíndricos de acero. Cuando se utilizan para almacenar agua potable, son de un tamaño tal que permite su utilización como embalse para un pueblo; siempre incorporan un techo para evitar la contaminación del agua. Los depósitos cilíndricos se utilizan también como depósitos de asiento y retención en el tratamiento de las aguas de cloaca; en este caso no suelen incorporar techo.

En cuanto al tamaño, los depósitos cilíndricos van desde los 3 m de diámetro hasta los 100 m, y pueden llegar a tener una altura de 25 m. Los principales elementos estructurales que los constituyen son tres: fondo, lámina y techo.

Cuando se trata de almacenar petróleo, el fondo lo constituyen chapas de acero colocadas en unos cimientos preparados al efecto. Algunos depósitos para almacenamiento de agua utilizan como base una losa de hormigón armado, en vez de las chapas de acero.

La lámina, o pared cilíndrica, está constituida por chapas de acero y básicamente no está rigidizada.

El techo del depósito suele estar fijado a la parte superior de la lámina, aunque a veces también se utilizan cubiertas flotantes. Un techo fijo puede sostenerse de forma independiente o puede estar parcialmente sostenido por acción membrana, aunque generalmente la placa que hace las funciones de techo está soportada mediante viguetas o vigas de celosía radiales.

1.2 Normas de diseño

Pueden aplicarse las normas usuales tanto si se almacena petróleo como si se almacena agua, aunque haya sido la industria del petróleo la que ha desarrollado muchos de los procedimientos y normas de diseño.

Las dos normas más ampliamente utilizadas son la British Standard BS 2654 [1] y la American Petroleum Institute Standard API 650 [2]. Aunque estas dos normas tienen mucho en común, se aprecian también algunas diferencias significativas /(véase el Apéndice A). Existen también otras normas, americanas y europeas, que se utilizan poco fuera de los respectivos países.

Esta lección sigue, en general, los requerimientos de la BS 2654 [1]. Esta norma es una instrucción para el diseño y un pliego de condiciones de construcción. La instrucción para el diseño está basada en principios de tensión admisible, no en base a un estado límite.

1.3 Presión y temperatura de diseño

Los depósitos diseñados para almacenamiento a presión nominalmente atmosférica deben poder aguantar también un cierto vacío interno (presión negativa). Los depósitos pueden estar diseñados también para trabajar a presiones internas relativamente pequeñas (hasta 56 mbar (5,6 kN/m^2), según BS 2654.

Los depósitos no refrigerados están diseñados para una temperatura mínima del metal, que se basa en la temperatura ambiente más baja que se pueda dar (típicamente, la temperatura ambiente más 10ºC) o la mínima temperatura del contenido, sea la que sea. Normalmente no se especifica una temperatura máxima de servicio.

1.4 Material

Los depósitos se fabrican generalmente con planchas de acero al carbono (lo que se

conoce habitualmente como acero dulce) de grado Fe 360 o Fe 430 (de EN 10 025 [3]), o equivalente. Este material funde fácilmente. El uso de grados de acero de baja aleación y de mayor resistencia (grado Fe 510, por ejemplo) no es tan frecuente, aunque va en aumento.

La ductilidad a la entalla a la mínima temperatura de servicio se obtiene, para los materiales de mayor grosor (> 13 mm), especificando los requerimientos mínimos para las pruebas al choque. Esto se logra especificando un subgrado adecuado a EN 10 025 [3].

Internamente, los depósitos para almacenamiento de petróleo no suelen estar pintados. Los depósitos para almacenamiento de agua pueden recubrirse (suponiendo que el recubrimiento tenga la adecuada inercia, si el agua es potable), o se le puede dar una protección catódica. Externamente, los depósitos suelen protegerse. Si se utiliza acero sin recubrir, debe preverse en el diseño una mayor cantidad para compensar la pérdida de espesor debida a la corrosión.

2. HIPÓTESIS DE CARGA

Los depósitos se diseñan para soportar las combinaciones de cargas más severas que puedan producirse.

2.1 Carga Permanente

La carga permanente es la que se debe al peso de todas las piezas del depósito.

2.2 Carga sobrepuesta

Sobre el techo del depósito se aplica una carga sobrepuesta mínima de 1,2 kN/m^2 (sobre el área horizontal proyectada). Esta carga se conoce por lo general como "carga de nieve", pero de hecho representa, además de la carga de nieve nominal, cualquier otra carga sobrepuesta, como por ejemplo el equipo de mantenimiento, que puede colocarse en el techo, e incluye también la carga de vacío interno. Por ello, este concepto puede aplicarse también en aquellos lugares en los que nunca nieva.

Los depósitos que no van a presión normalmente incorporan válvulas que no se abren hasta que el vacío alcanza los 2,5 mbar, para frenar las pérdidas de vapor. Para cuando la válvula se abre completamente, puede haberse desarrollado un vacío de 5 mbar (0,5 kN/m^2). Aunque no haya válvulas, los depósitos deben diseñarse para un vacío de 5 mbar para hacer frente a la presión diferencial bajo cargas del viento. En los depósitos a presión, las válvulas pueden fijarse a un vacío de 6 mbar, en cuyo caso puede desarrollarse una diferencia de presión de 8,5 mbar (0,85 kN/m^2).

Cuando es mayor que el mínimo especificado hay que utilizar la carga de nieve prevista, u otra carga sobrepuesta, más la presión de vacío adecuada.

2.3 Contenido

Debe aplicarse el peso y la presión hidrostática del contenido, hasta la total capacidad del depósito. La capacidad total se determina generalmente mediante un desbordamiento cerca de la parte superior del depósito; en los depósitos sin desbordamiento, el contenido máximo será el necesario para llenar el depósito hasta la parte superior de la lámina.

Cuando se trata de petróleo y sus derivados, la densidad relativa del contenido es inferior a 1.0, pero estos depósitos se prueban habitualmente llenándolos de agua. Por consiguiente, debe tomarse como densidad mínima un valor de 1000 kg/m^3.

2.4 Carga del viento

La carga del viento se determina en base a una velocidad del viento predeterminada. La velocidad máxima del viento depende del área en la que habrá que construirse el depósito; típicamente se toma 45 m/s como valor para la velocidad del viento a utilizar en el diseño, representando la máxima velocidad de ráfaga de 3 segundos que, en promedio, se excede únicamente una vez cada 50 años.

2.5 Cargas sísmicas

En algunas zonas los depósitos deben diseñarse para soportar cargas sísmicas. Aunque en BS 2654 [1] y API 650 [2] pueden encontrarse ciertas orientaciones para el diseño de estos depósitos, deben tenerse conocimientos específicos para la determinación de las cargas sísmicas.

3. DISEÑO DEL FONDO

Para depósitos de almacenamiento de petróleo se especifican fondos de placas de acero, colocadas completamente apoyadas en unos cimientos preparados al efecto.

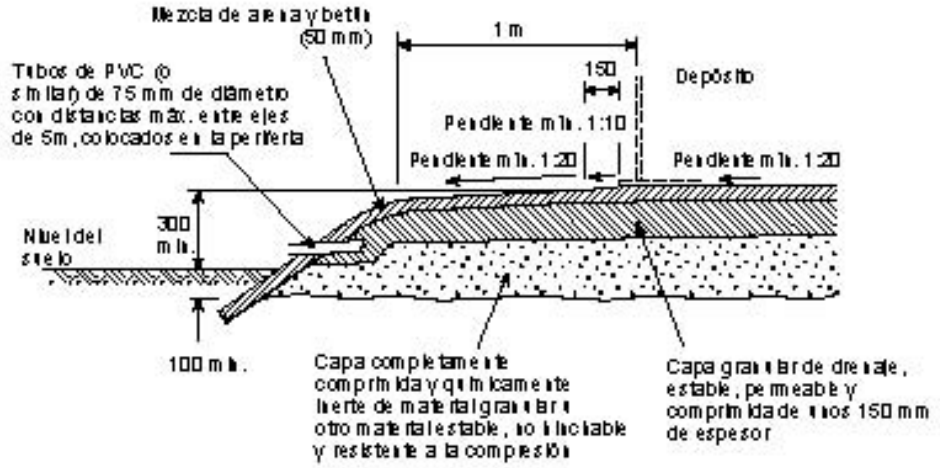


Figura 1 Cimientos habituales para depósitos

Las chapas de acero se colocan directamente en una capa de alquitrán-arena sobre los cimientos, generalmente de relleno compacto o, si el subsuelo es blando, posiblemente sobre una balsa de hormigón armado. La figura 1 muestra unos cimientos típicos, y el Apéndice A de la BS 2654 [1] proporciona una descripción detallada de este ejemplo.

El fondo está constituido por una serie de chapas rectangulares, rodeadas por un conjunto de chapas de forma determinada, denominadas chapas de croquis, para proporcionarle un perfil circular, como muestra la figura 2. Las chapas están ligeramente solapadas y se ejerce una presión local en los puntos donde coinciden tres chapas (véase la figura 3). Se prefieren uniones a solape soldadas a las

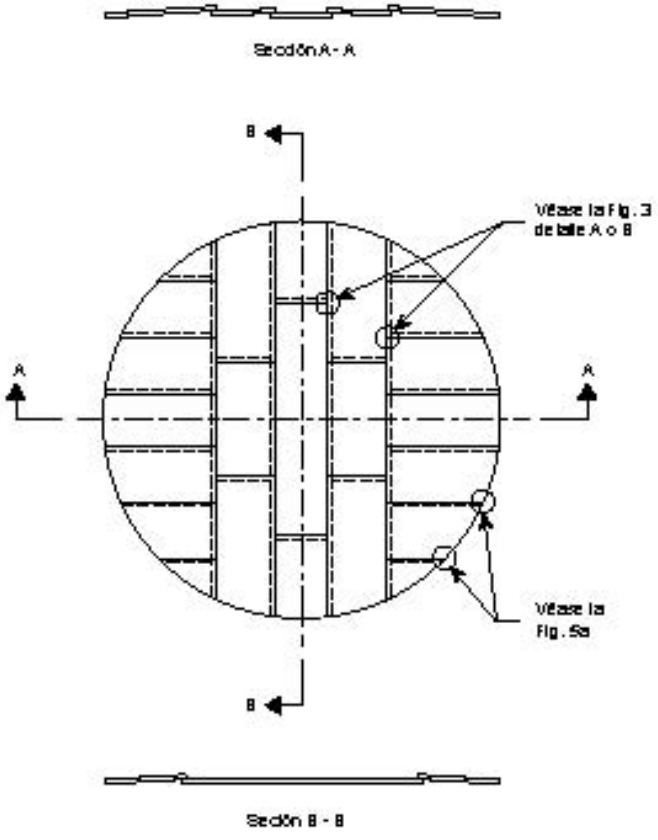


Figura 2 Diseño habitual de fondo de depósito de hasta 12.5 m inclusive de diámetro

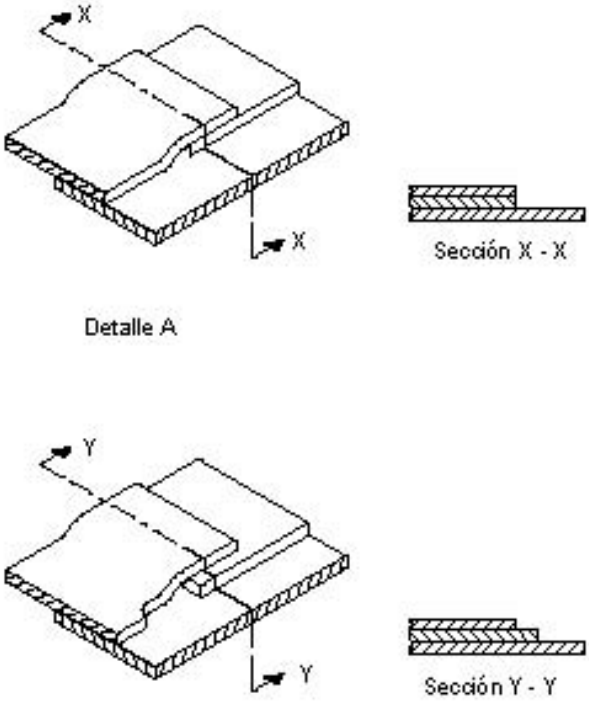


Figura 3 Uniones solapadas en cruz en las placas del fondo, con 3 gruesos distintos de chapa

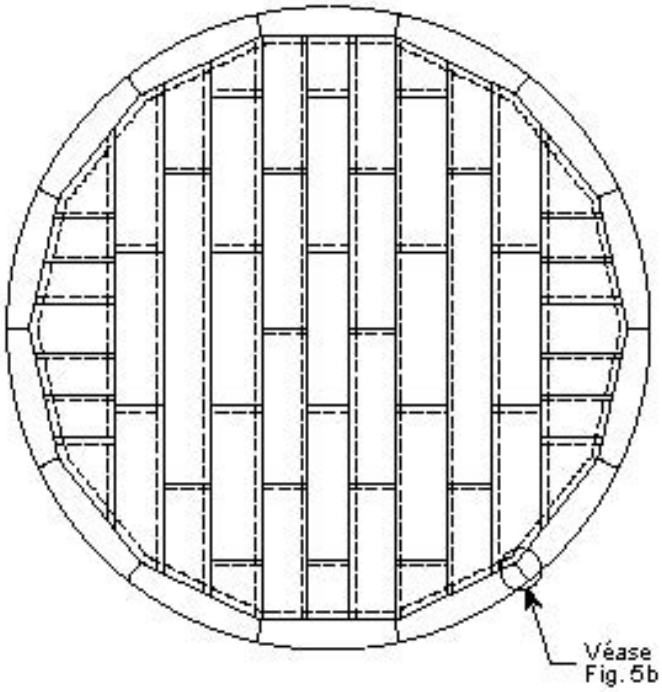


Figura 4 Diseño habitual de fondo de depósitos con diámetros mayores de 12,5 m.

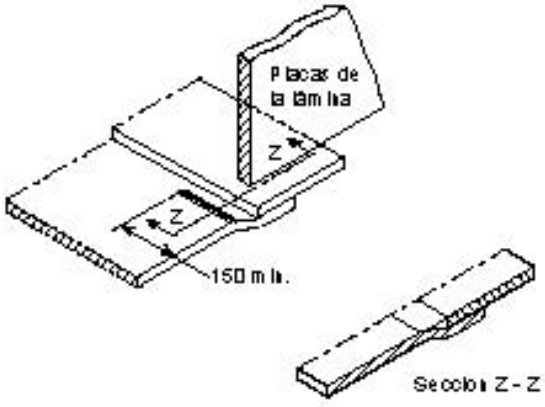
soldaduras a tope (que deben realizarse sobre una pletina espaldar debajo de la junta) porque son de construcción más fácil y barata.

En depósitos de cierto tamaño (de más de 12,5 m de diámetro, según BS 2654) se coloca un arco de placas anulares alrededor del grupo de chapas rectangulares. Las ensambladuras radiales entre las chapas anulares se sueldan juntando a tope en vez de efectuar una soldadura de recubrimiento, debido a la rigidización anular que las placas proporcionan al fondo de la lámina. La figura 4 muestra un ejemplo típico.

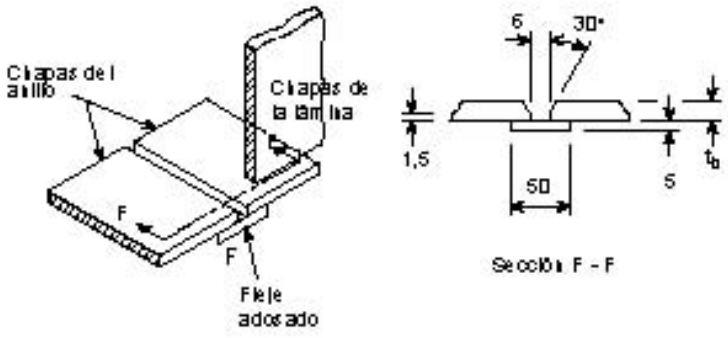
La lámina reposa en el croquis o chapas anulares, justo en el interior del perímetro, y está unida a ellas mediante soldadura de solape (véase la figura 5).

Las chapas del fondo actúan principalmente como cierre del tanque. La única carga que soportan, aparte de la rigidización local del fondo de la lámina, es la presión del contenido, que se transmite entonces directamente a la base. Normalmente la base no requiere cálculos de tensión, aunque la BS 2654 propone espesores de chapa mínimos dependiendo del tamaño del depósito.

Los depósitos de agua pueden tener también un fondo de acero. En algunos casos se especifica una base de hormigón armado. No existen detalles estándar para la ensambladura de la lámina con una base de hormigón, aunque generalmente basta con un ángulo soldado al borde inferior de la lámina y atornillado a la losa.



(a) Junta entre las placas de "croquis" que se encuentran por debajo de las placas de la lámina



(b) Junta entre las placas del anillo, por debajo de la lámina

Figura 5 Juntas entre las placas del fondo, por debajo de la lámina

4. DISEÑO DE LA LÁMINA

4.1 Tensiones circunferenciales

Los depósitos cilíndricos verticales transportan las presiones hidrostáticas por simple tensión tangencial. Para ello no se requiere ninguna rigidización circunferencial. La tensión circunferencial en la lámina variará directamente, en dirección vertical, según la cabeza del fluido a un nivel dado. Para un espesor de lámina uniforme, pues, el cálculo de las tensiones es directo. A una profundidad de agua H, la tensión viene dada por:

$$\sigma_H = \frac{H.\rho.g.D}{2.t}$$

donde D es el diámetro del depósito
t es el espesor de la chapa
ρ es la densidad del fluido
g es la constante de la gravedad

Por razones prácticas, hay que construir la lámina a partir de un número relativamente bajo de pequeñas piezas rectangulares de chapa, soldadas a tope. Cada pieza tendrá una curvatura cilíndrica y conviene construir la lámina en un número de anillos, o virolas, uno encima de otro. Esta técnica proporciona, por lo menos para depósitos más profundos, la oportunidad de utilizar chapas más gruesas en los anillos inferiores y chapas más delgadas en los anillos superiores.

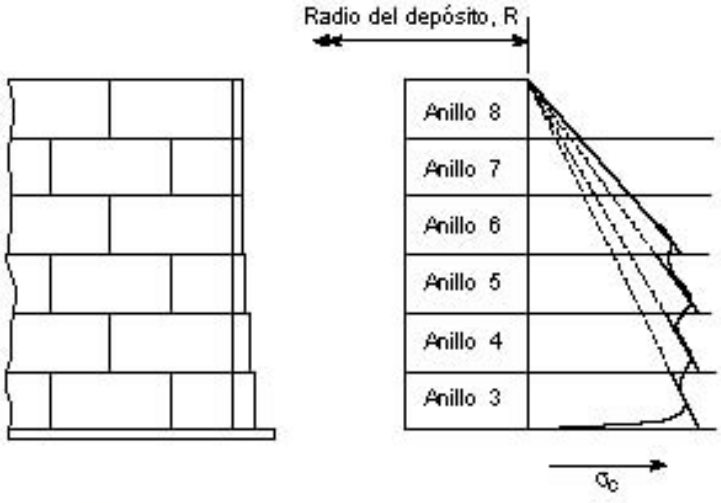


Figura 6 Diagrama de la variación de las tensiones en la pared de la lámina

La virola inferior de la lámina está totalmente soldada a la placa del fondo del depósito, proporcionando de esta forma un embridado radial a la arista inferior de la chapa. De manera similar, la arista inferior de cualquier virola que descanse encima de una virola más gruesa está en cierto modo embridada, porque la chapa más gruesa es también más rígida. La figura 6 ilustra el efecto que esto tiene en las tensiones tangenciales.

En consecuencia, debido a estos embridados se introduce un ajuste empírico en las reglas de diseño que requiere que cualquier virola se proyecte sencillamente para la presión a 300 mm por encima de la arista inferior de la virola, en vez de hacerlo para la presión, superior, de la arista inferior. (Es lo que se conoce en la API 650 [2] como "regla de un pie".)

Cuando se toma en consideración la carga debida a la presión interna y se introduce un margen para las pérdidas por corrosión, la ecuación de diseño resultante toma en la BS 2654 la forma siguiente:

$$t = \frac{D}{20S}\{98w(H-0.3)+p\}+c$$

donde t es el espesor mínimo calculado (en mm)
w es la densidad máxima del fluido (en kg/l)
H es la altura (m) del fluido por encima del fondo de la virola que se está diseñando
S es la tensión de diseño permitida (N/mm^2)
p es la presión de diseño (sólo para depósitos de presión) (mbar)
c es el margen para la corrosión (mm)

Para la tracción en la lámina, la tensión de diseño permitida suele ser una fracción adecuada de la tensión de fluencia del material. La BS 2654 la define como las dos terceras partes de la tensión de fluencia, proporcionando así un factor global de 1,5 en la resistencia plástica de la chapa. La API 650 también utiliza los dos tercios de la tensión de fluencia, pero limita de forma adicional la tensión de diseño a una fracción más pequeña de la resistencia a la rotura; para resistencias del acero más elevadas, resulta algo más restrictiva. Más aún, la API 650 permite durante el ensayo hidrostático una tensión ligeramente más elevada que la tensión de diseño permitida para las condiciones de servicio cuando la densidad relativa es inferior a 1,0.

Cada virola se construye con cierto número de chapas, soldadas a tope siguiendo la junta vertical entre ellas. Cada virola se suelda a la virola inferior siguiendo una línea circunferencial. Las distorsiones o desviaciones respecto al perfil plano ideal o línea curva de la superficie a lo largo de la soldadura pueden minimizarse mediante métodos de soldadura adecuados, pero cierto nivel de imperfección es inevitable, especialmente cuando se trabaja con material delgado. En consecuencia, las reglas obligan a que las juntas verticales se alternen de una virola a la próxima, por lo menos un tercio de la longitud de las chapas individuales, si es posible.

Los taladros en la lámina para orificios de entrada/salida o bocas de inspección causan un aumento local de las tensiones circunferenciales. Este aumento se aborda requiriendo la provisión de placas de refuerzo. Este refuerzo puede consistir en chapas circulares soldadas alrededor del taladro o en una pieza interior de chapa más gruesa. El taladro proporciona cierta rigidización a la arista del orificio; también puede ser que su magnitud permita omitir el sobreespesor de la lámina.

4.2 Tensiones Axiales en la Lámina

La lámina cilíndrica tiene que soportar su peso, y el peso del tejado que se apoya en ella, como una tensión axial. Además, la solicitación del viento en el depósito provoca tensiones de tracción axiales en una cara del depósito y tensiones de compresión en la otra.

Naturalmente, un cilindro de pared delgada se deformará localmente, o se arrugará, bajo suficiente carga axial. El valor crítico de esta tensión, para un cilindro perfecto, puede obtenerse a partir de la teoría clásica y, para el acero, tiene el valor:

$$\sigma_c = 0{,}605\,\frac{Et}{R}$$

En la práctica, las láminas imperfectas pandean a tensiones muy inferiores; un nivel de tensión admisible del orden de sólo una décima parte del indicado más arriba puede ser más apropiado. Sin embargo, en servicio normal, las tensiones axiales en las láminas que soportan las cargas circunferenciales en depósitos utilizados para almacenamiento de petróleo y agua son mucho más pequeñas que incluso dicho nivel de tensión. Por ello las normativas como la BS 2654 o la API 650 ni siquiera requieren el cálculo de las tensiones axiales para las condiciones de servicio.

Pero bajo condiciones sísmicas pueden producirse tensiones superiores debido al gran momento de vuelco cuando el depósito está lleno. En este caso deben calcularse las tensiones axiales. La tensión axial debida al momento de vuelco, M, la proporciona la expresión:

$$\sigma_c = \frac{4M}{\pi D^2}$$

En la BS 2654 la tensión axial bajo condiciones sísmicas se limita a 0.20 Et/R, lo que se considera un valor razonable cuando el cilindro está también bajo presión hidrostática interna. La API 650 utiliza un valor similar, siempre que la presión interna exceda un valor que depende del tamaño del depósito.

Aunque no es necesario calcular las tensiones axiales para las condiciones de servicio, debe comprobarse una posible subpresión si el depósito está vacío y sujeto a solicitaciones del

viento. Si es necesario deben colocarse anclajes; un ejemplo típico se muestra en la figura 7.

4.3 Vigas Contraviento Primarias

Se considera que un depósito con techo fijo está suficientemente rigidizado en su perfil cilíndrico por el propio techo; no se necesita rigidización adicional en la parte superior de la lámina, excepto posiblemente como parte de un anillo de compresión efectivo (véase el apartado 5.2).

En depósitos abiertos (o con techos flotantes) es necesaria una rigidización circunferencial en la parte superior, para mantener el perfil circular del depósito frente a la carga del viento. Esta rigidización es especialmente necesaria cuando el depósito está vacío.

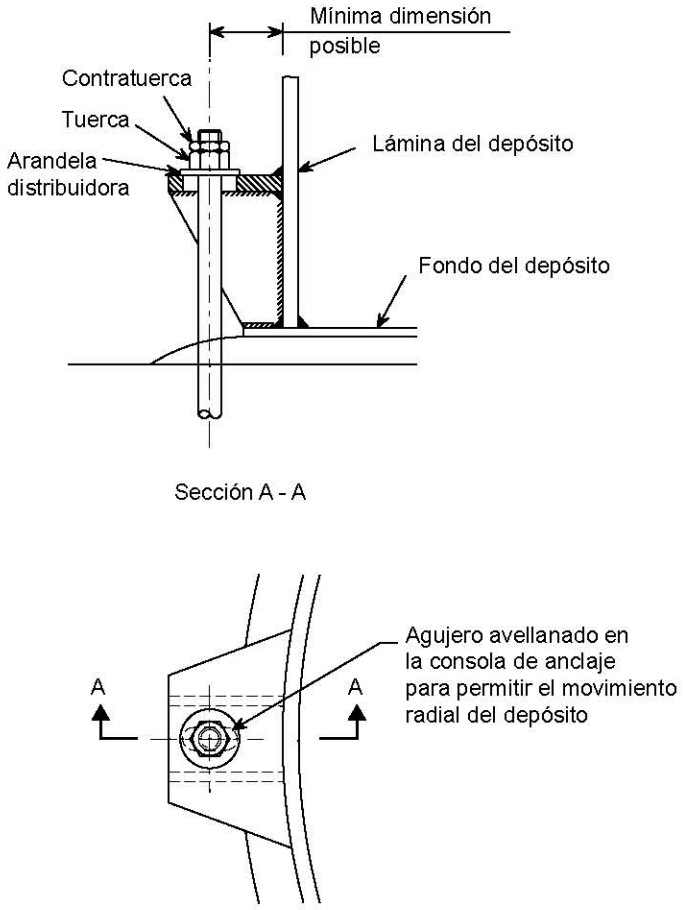


Figura 7 Detalle habitual para el anclaje de depósitos

El cálculo de la estabilidad de los depósitos rigidizados es complejo. Afortunadamente, trabajos de investigación en el tema proporcionan una fórmula empírica, basada en el trabajo de De Wit, que puede aplicarse fácilmente en el diseño. En la BS 2654, esta fórmula se expresa como un módulo de sección mínima requerida que viene dado por:

$$Z = 0{,}058\ D^2\ H$$

donde Z es el módulo (elástico) de la sección (cm^3) efectiva de la viga contraviento, incluyendo la anchura de la placa de lámina que actúa con el rigidizador añadido

D es el diámetro del depósito (m)

H es la altura del depósito (m)

La fórmula parte de una velocidad del viento de 45 m/s. Si la velocidad del viento es otra, puede modificarse multiplicando por la relación entre la presión del viento básica a la velocidad de diseño y la que tiene a 45 m/s, o sea, por $(V/45)^2$.

Las vigas contraviento se construyen generalmente soldando un perfil angular o perfil en U alrededor del borde superior de la lámina. En la figura 8 se muestran algunos ejemplos. En el borde superior de la unión deben utilizarse siempre soldaduras de solape continuas, para evitar los efectos de la corrosión.

Se sabe que la aplicación de la fórmula anterior en depósitos de más de 60 m de diámetro conduce a vigas contraviento innecesariamente grandes; la norma permite limitar el tamaño al que se necesita en los depósitos de 60 m.

Las vigas contraviento primarias suelen ser exteriores al depósito. Los depósitos de asiento generalmente requieren un canalón alrededor de la arista interna del depósito, que recoge el agua que se derrama y la pasa a la salida. Aunque la normativa no contempla este detalle, este tipo de canalones pueden considerarse vigas de contra-

viento primarias, siempre que estén relativamente próximos al extremo superior del depósito. En este caso también se requiere un brocal angular en el canto libre; la normativa de diseño incluye la colocación de una viga contraviento inferior y de un brocal angular.

4.4 Vigas Contraviento Secundarias

Aunque las vigas contraviento primarias o el techo estabilizarán el depósito en su altura total, entre el extremo superior de un depósito y su base pueden producirse abolladuras si el depósito está vacío. Para prevenir estas abolladuras, se introducen vigas contraviento secundarias a intervalos, en toda la altura del depósito. La BS 2654 proporciona indicaciones para la determinación del número y posición de estas vigas contraviento secundarias (aunque no así la API 650).

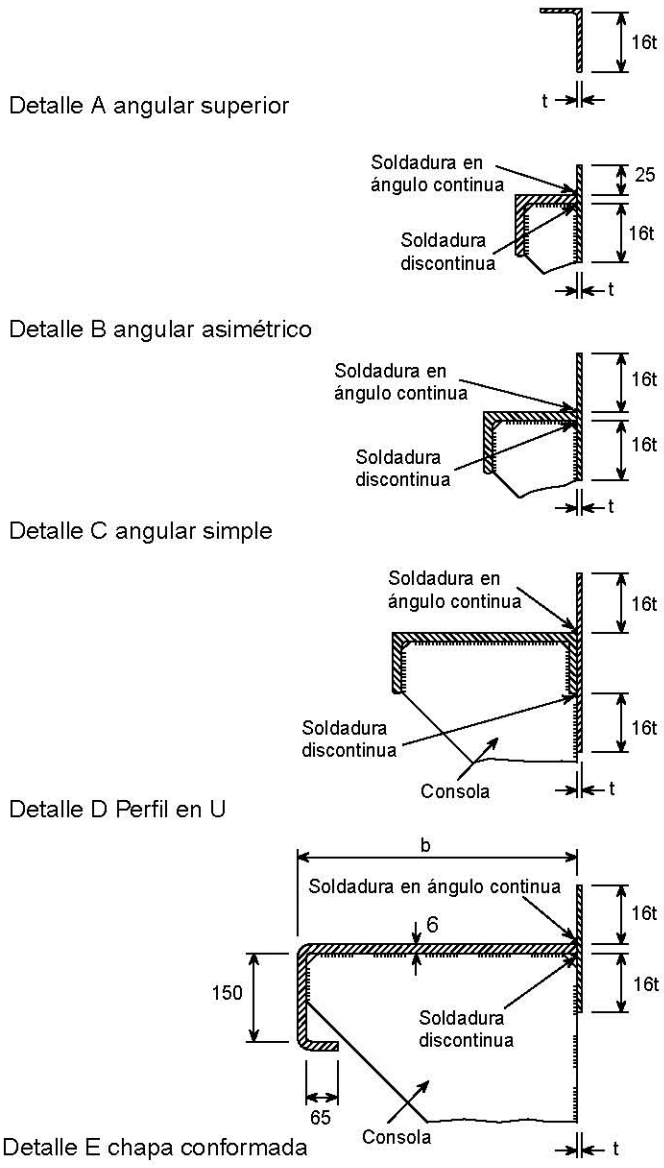


Figura 8 Vigas contraviento

El procedimiento se basa en la determinación de la longitud del tubo para la cual, si los extremos se fijan de forma circular, sucederá el pandeo elástico crítico a una determinada presión externa uniforme. Este pandeo también ocurriría en tubos más largos rigidizados a intervalos iguales a dicha longitud.

La tensión crítica para una longitud de tubo, l, de radio R y espesor t, viene dada en Roark [4] por la fórmula:

$$Q = \frac{0{,}807\,E}{l}\left[\frac{1}{(1-\nu^2)}\right]^{3/4}\frac{t^{5/2}}{R^{3/2}}$$

Utilizando valores de E y υ para acero, reorganizando y simplificando, se llega a la expresión:

$$H_p = \frac{95000}{3{,}563\,V_w^2 + 580\,v_a}\left(\frac{t_{min}^5}{D^3}\right)^{1/2}$$

donde D es el diámetro de la lámina (m)

H_p es la separación máxima permitida de los anillos (en m) (equivalente a la longitud crítica, l)

t_{min} es el espesor de la chapa de la lámina (mm)

V_w es la velocidad del viento que se ha tomado en el diseño (m/s)

v_a es el vacío (mbar)

Sin embargo, en la práctica, las láminas de los depósitos están hechas de virolas, y el espesor del revestimiento de chapa aumenta de arriba a abajo. Por fortuna, esta situación no uniforme puede transformarse en una situa-

ción uniforme equivalente si se tiene en cuenta que la longitud crítica l (o separación máxima H_p) es proporcional a $t^{5/2}$. Tomando como referencia la chapa más delgada (la virola superior, t_{min}), las virolas de altura h y espesor t pueden convertirse en una altura equivalente de tubo de lámina fina, que tendrá la misma esbeltez efectiva, utilizando la corrección:

$$H_e = h - \left(\frac{t_{min}}{t}\right)^{5/2}$$

donde t es el espesor de la virola que se está considerando

H_e es la altura equivalente de cada virola a un espesor de t_{min}

Las alturas equivalentes de todas las virolas se suman para obtener la altura equivalente global (longitud de tubo), y se dividen por la longitud crítica H_p para determinar el mínimo número de intervalos y, así, el número de anillos intermedios. Las posiciones de los anillos intermedios, que están equiespaciados en el tubo equivalente, deben establecerse efectuando la conversión "posiciones en el tubo-posiciones en el depósito", invirtiendo el procedimiento efectuado más arriba.

En la BS 2654 se ilustra todo el proceso mediante un ejemplo.

La rigidización se consigue soldando un perfil angular a la superficie de la chapa de la lámina, igual que en las vigas contraviento primarias. En la instrucción [1] se dan las magnitudes mínimas para este perfil.

5. DISEÑO DE TECHOS FIJOS

5.1 Generalidades

Los techos de los depósitos cilíndricos son de chapa de acero y de forma cónica o en forma de cúpula (curvatura esférica). Las placas de acero pueden aguantarse solas (por acción "membrana"), o pueden apoyarse en algún tipo de estructura de apoyo.

Los tejados de membrana son más difíciles de montar (requieren un apoyo temporal durante la colocación y la soldadura) y generalmente se utilizan únicamente en los depósitos pequeños.

El soporte permanente de acero para la placa del techo puede abarcar todo el diámetro del depósito o puede en un determinado momento apoyarse en soportes en el interior del depósito. Por ejemplo, la utilización de un único pilar central es particularmente efectivo en depósitos pequeños (15-20 m de diámetro).

Las barras principales de la estructura de acero de soporte son, lógicamente, radiales al depósito. Pueden ser sencillos perfiles de viga laminada o, para depósitos más grandes, vigas trianguladas fabricadas al efecto.

Las chapas del tejado están generalmente solapadas y soldadas en solape. Para depósitos de baja presión no necesitan soldarse a ninguna estructura de soporte, pero generalmente tienen que soldarse a la parte superior de la lámina.

5.2 Techos de Membrana

En un techo de membrana, las tensiones compresivas radiales soportan las fuerzas de las cargas permanentes y sobrepuestas. Las tensiones de tracción radiales soportan las fuerzas ascendentes de la presión interna menos la carga permanente.

Los techos cónicos tienen generalmente una pendiente de 1:5. Los techos esféricos suelen tener un radio de curvatura entre 0,8 y 1,5 veces el diámetro del depósito.

Las limitaciones respecto a abolladuras bajo compresión radial se expresan en la BS 2654 como:

$$t_r = 40\, R_1 \sqrt{\frac{10\, P_e}{E}}$$

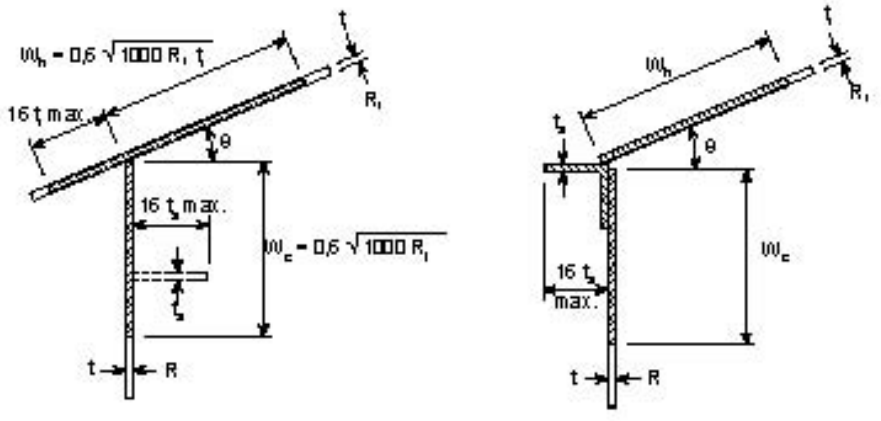
donde R_1 es el radio de curvatura del techo (m)

P_e es la solicitación externa más el peso propio (kN/m^2)

E es el módulo de Young (N/mm^2)

t_r es el espesor de la chapa del tejado (mm)

Para techos cónicos, se toma R_1 como el radio de la lámina dividido por el seno del ángulo entre el techo y la horizontal, $R_1 = R/\text{sen}\theta$.



Símbolos

R_1 es el radio de curvatura de la cubierta (m) (para cubiertas cónicas = R/θ)
R es el radio de la lámina del depósito (m)
t es el espesor de la lámina (mm)
t_s es el espesor de la rigidizador (mm)
t_r es el espesor de la placa de cubierta en el anillo de compresión (mm)
w_h es la longitud efectiva de la cubierta (mm)

Figura 9 Áreas de compresión en la lámina de la cubierta

Utilizando un valor de P_e = 1,7 kN/m^2, 1,2 kN/m^2 de carga sobrepuesta más 0,5 kN/m^2 de carga permanente (equivalente a unos 6 mm de espesor de chapa) y el valor E para el acero, se tiene:

$$t_r = 0{,}36\ R_1$$

La API 650 proporciona una fórmula similar, expresada en sistema inglés y para una solicitación de 45 lb/ft^2 (= 2,2 kN/m^2).

Para los esfuerzos de tracción, las tensiones están limitadas a:

$$t_r = \frac{p\,R_1}{20\,S\,\eta} \quad \text{(para techos esféricos)}$$

$$t_r = \frac{p\,R_1}{10\,S\,\eta} \quad \text{(para techos cónicos)}$$

donde η es el factor de eficacia de la unión

S es la tensión de diseño permitida (en N/mm^2)

p es la presión interna (en mbar)

Aunque son aceptables las uniones solapadas con doble soldadura, su eficacia de unión es de sólo 0,5; las juntas a tope tienen un factor de 1,0.

Para cargas descendientes, la tracción de anillo complementa la compresión radial.

Para cargas ascendientes, por ejemplo cuando hay presión interna, debe complementarse la tracción radial con una compresión circunferencial. Esta compresión únicamente puede proveerse mediante el perfil de unión entre techo y lámina. Esto se concreta como el requisito de una superficie mínima de la sección efectiva, tal como se ve en la figura 9.

$$A = \frac{50\,p\,R^2}{S_c \tan\theta}$$

donde S_c es la tensión de compresión permitida (en N/mm^2)

R es el radio del depósito (en m)

θ es la pendiente del techo en la unión techo-lámina

Según la BS 2654 [1], la tensión de compresión permitida para esta zona es de 120 N/mm^2.

5.3 Techos con Soporte

Las barras radiales que soportan la placa del techo permiten un espesor de la chapa mínimo, y facilitan la construcción del mismo.

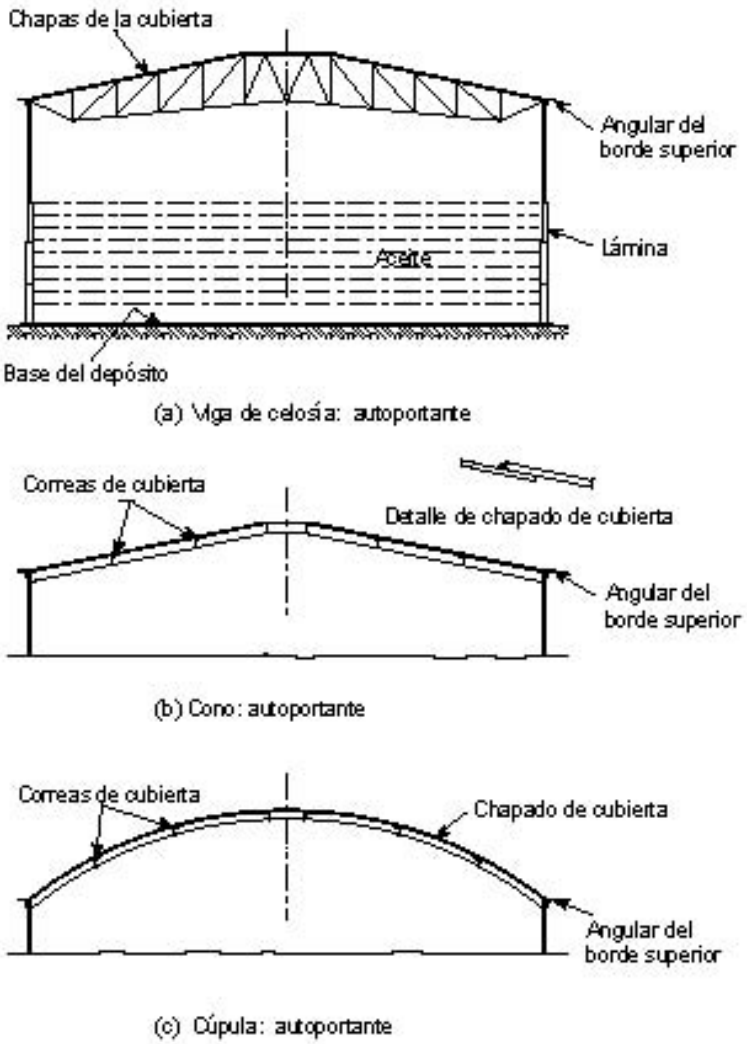


Figura 10 Cubiertas autoportantes