

# ***DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PARA CONTENER LÍQUIDOS***

*Víctor M. Pavón Rodríguez*



## **CONTENIDO**

### **INTRODUCCIÓN**

#### **1. TIPOS DE DEPÓSITOS QUE SE CONSIDERAN EN EL PRESENTE MANUAL**

#### **2. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL**

#### **3. ACCIONES**

#### **4. ANÁLISIS Y DISEÑO**

#### **5. MATERIALES**

#### **6. CONSTRUCCIÓN Y MANTENIMIENTO**

#### **7. JUNTAS EN LOS DEPÓSITOS DE CONCRETO**

### **BIBLIOGRAFÍA**

### **EJEMPLOS**

### **PROGRAMAS EN QBASIC**

### **TABLAS**

# **CONTENIDO**

## **INTRODUCCIÓN**

**Alcance**

**Antecedentes**

**A quiénes está dirigido este manual**

## **1. TIPOS DE DEPÓSITOS QUE SE CONSIDERAN EN EL PRESENTE MANUAL**

### **1.1. Clasificación de los depósitos**

#### **1.1.1. Depósitos sobre la superficie del terreno**

##### **1.1.1.1. Depósitos superficiales**

##### **1.1.1.2. Depósitos enterrados y semienterrados**

##### **1.1.1.3. Los depósitos cubiertos**

### **1.2. Geometría de los depósitos**

## **2. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL**

### **2.1. Fases que abarca el diseño completo de los depósitos**

### **2.2. Objetivos y recomendaciones generales para el análisis y el diseño estructural**

#### **2.2.1. Tipos de estructuras que se consideran**

#### **2.2.2. Propósito del diseño estructural**

#### **2.2.3. Procedimientos para el análisis estructural**

#### **2.2.4. Efectos que se deben considerar en el proyecto estructural**

##### **2.2.4.1. El espesor mínimo de las paredes de los depósitos**

##### **2.2.4.2. Impermeabilidad de los depósitos**

##### **2.2.4.3. Corrosión del acero de refuerzo**

##### **2.2.4.4. El agrietamiento**

##### **2.2.4.5. El recubrimiento del refuerzo**

### **2.3. El refuerzo mínimo**

#### **2.3.1. Refuerzo para contracción y temperatura**

##### **2.3.1.1. Separación máxima del refuerzo para contracción y temperatura**

### **2.4. Estructuración de los depósitos**

#### **2.4.1. Antecedentes**

#### **2.4.2. Lineamientos básicos de estructuración**

#### **2.4.3. Depósitos de concreto reforzado**

##### **2.4.3.1. Comportamiento estructural**

#### **2.4.4. Formas estructurales de los depósitos de concreto reforzado**

#### **2.4.5. Los muros de concreto reforzado para los depósitos rectangulares**

##### **2.4.5.1. Muros sin cubierta**

##### **2.4.5.2. Detallado para el fondo del depósito**

##### **2.4.5.3. Depósitos de grandes dimensiones**

#### **2.4.6. Depósitos cilíndricos sin cubierta**

##### **2.4.6.1. Comentario preliminar**

##### **2.4.6.2. Los comentarios de PCA, primera edición de 1942**

#### **2.4.7. Los depósitos cubiertos**

##### **2.4.7.1. Las cubiertas para los depósitos rectangulares**

##### **2.4.7.2. La geometría de las cubiertas**

##### **2.4.7.3. Las cubiertas a base de losas**

##### **2.4.7.4. Las cubiertas para los depósitos circulares**

##### **2.4.7.5. Las cúpulas**

#### **2.4.8. Las torres de oscilación**

### **2.5. Durabilidad**

### **2.6. Impermeabilidad**

## **3. ACCIONES**

### **3.1. Acciones de diseño**

#### **3.1.1. Consideraciones generales**

#### **3.1.2. Efectos de las cargas permanentes, variables y accidentales**

### **3.2. Acciones permanentes**

#### **3.2.1. Cargas muertas**

### **3.3. Acciones variables**

#### **3.3.1. La presión interior del agua**

**3.3.2. La presión exterior del agua**

**3.3.3. La presión del suelo**

**3.3.4. Carga viva sobre la cubierta**

**3.3.5. Carga viva en escaleras y plataformas**

**3.3.6. Otras acciones variables**

### **3.4. Acciones accidentales**

**3.4.1. Viento**

**3.4.1.1. Valuación de los efectos del viento**

**3.4.2. Sismo**

**3.4.2.1. Las presiones impulsivas y convectivas**

**3.4.2.2. Fuerzas hidrodinámicas**

**3.4.2.3. Aplicación de las ecuaciones anteriores cuando  $H_L$  sea mayor a  $0.75D$  ó  $0.75L$**

**3.4.2.4. Distribución de la presión hidrodinámica en los muros y en el fondo del depósito**

**3.4.2.5. El factor de comportamiento sísmico**

## **4. ANÁLISIS Y DISEÑO**

### **4.1. Métodos de diseño para los depósitos de concreto reforzado**

### **4.2. Diseño por resistencia**

#### **4.2.1. Requisitos de resistencia**

#### **4.2.2. Diseño del concreto reforzado por el método de resistencia**

##### **4.2.2.1. Cargas factoradas**

##### **4.2.2.2. Factores de reducción de la resistencia**

### **4.3. Método alternativo de diseño**

### **4.4. Requisitos de servicio**

#### **4.4.1. Deflexiones**

#### **4.4.2. Agrietamiento**

#### **4.4.3. Capacidad de servicio para exposición en condiciones sanitarias normales**

#### **4.4.4. Capacidad de servicio para exposición en condiciones sanitarias severas**

### **4.5. El diseño de los depósitos rectangulares**

#### **4.5.1. Análisis de los muros de los depósitos rectangulares**

### **4.6. Diseño de los depósitos circulares**

#### **4.6.1. Análisis de los muros**

#### **4.6.2. Depósitos enterrados**

### **4.7. Detalles del refuerzo**

### **4.8. El diseño de los pisos**

#### **4.8.1. Pisos de membrana**

#### **4.8.2. Pisos estructurales**

## **4.9. Cimentaciones**

### **4.9.1. Estudios de geotecnia**

### **4.9.2. Tipos de cimentaciones**

### **4.9.3. La subpresión**

## **5. MATERIALES**

### **5.1. Requisitos**

### **5.2. Concreto**

#### **5.2.1. Concreto reforzado**

##### **5.2.1.1. Resistencia del concreto**

##### **5.2.1.2. Módulo de elasticidad del concreto**

##### **5.2.1.3. Módulo de elasticidad del acero**

#### **5.2.2. Cemento**

##### **5.2.2.1. Cemento resistente a los sulfatos**

##### **5.2.2.2. Cemento con bajo contenido de álcalis**

#### **5.2.3. Las puzolanas**

#### **5.2.4. Los agregados para el concreto estructural normal**

##### **5.2.4.1. Tamaño nominal máximo de los agregados**

#### **5.2.5. El agua**



#### **5.2.6. Los aditivos**

##### **5.2.6.1. Clasificación de los aditivos**

##### **5.2.6.2. Precauciones en el uso de los aditivos**

#### **5.2.7. Contenido de cloruro**

### **5.3. Acero de refuerzo para el concreto reforzado**

## **6. CONSTRUCCIÓN Y MANTENIMIENTO**

### **6.1. Preparación del terreno**

### **6.2. Tolerancias**

### **6.3. Control del concreto**

#### **6.3.1. Dosificación del concreto estructural normal**

#### **6.3.2. Aprobación de los proporcionamientos**

**6.3.3. Tamaño máximo de los agregados**

**6.3.4. Concreto impermeable y resistente a los productos químicos**

**6.3.5. Mezclado del concreto**

**6.3.6. Revenimiento**

## **6.4. Colocación del concreto**

**6.4.1. Preparación antes de la colocación**

**6.4.2. Vertido del concreto**

**6.4.3. Equipo para el transporte y la colocación del concreto**

**6.4.3.1. Sistemas de apoyo para la colocación del concreto**

**6.4.3.2. Aberturas en cimbras de muros y columnas: limitaciones**

**6.4.3.3. Colocación del concreto en los moldes**

**6.4.4. Segregación**

**6.4.5. Consolidación del concreto**

**6.4.6. Protección del concreto**

**6.4.7. Limitaciones impuestas por las temperaturas extremas**

**6.4.7.1. Clima frío**

**6.4.7.2. Clima cálido**

## **6.5. Curado del concreto**

**6.5.1. La necesidad del curado**

**6.5.2. Materiales y métodos para el curado**

## **6.6. Cimbras**

**6.6.1. Consideraciones generales**

**6.6.2. Diseño de la cimbra**

**6.6.2.1. Cargas verticales**

**6.6.2.2. Presión lateral del concreto**

**6.6.2.3. Cargas laterales**

**6.6.2.4. Cargas especiales**

**6.6.3. Tirantes de molde**

**6.6.4. Preparación de la cimbra**

**6.6.5. Descimbrado**

## **6.7. Pruebas al concreto**

**6.7.1. Pruebas de resistencia al concreto**

**6.7.2. Resistencia satisfactoria**

**6.7.3. Especímenes curados en el laboratorio**

**6.7.4. Especímenes curados en la obra**

**6.7.5. Investigación de resultados de pruebas con resistencias bajas**

**6.8. Pruebas en el depósito terminado**

**6.9. Mantenimiento**

## **7. JUNTAS EN LOS DEPÓSITOS DE CONCRETO**

**7.1. La necesidad de colocar juntas**

**7.2. Aplicaciones**

**7.3. Tipos de juntas**

**7.3.1. Juntas de construcción**

**7.3.2. Juntas en movimiento**

**7.3.2.1. Juntas de expansión o de dilatación**

**7.3.2.2. Localización de las juntas de expansión**

### **7.3.2.3. Separación de las juntas de expansión**

### **7.3.3. Juntas de contracción**

### **7.3.4. Juntas estructurales**

## **7.4. Dispositivos para la retención del agua**

## **7.5. Materiales para las juntas**

## **7.6. Refuerzo adicional en las juntas**

### **7.6.1. Elementos de cortante para juntas de movimiento**

## **7.7. Diseño de las juntas**

## **7.8. Aspectos que es preciso vigilar durante la construcción de las juntas**

## **7.9. Precauciones donde existan cruces de tuberías**

## **BIBLIOGRAFÍA**

## **EJEMPLOS**

### **EJEMPLO No. 1**

**Diseño de un depósito cilíndrico**

### **EJEMPLO No. 2**

**Diseño de un depósito rectangular**

### **EJEMPLO No. 3**

**Análisis sísmico para un depósito rectangular de 30 metros de longitud por 20 metros de ancho y 5 de altura**

#### **EJEMPLO No. 4**

**Análisis sísmico de conformidad con el procedimiento propuesto en el informe ACI 350.3-**

**01**

#### **PROGRAMAS EN QBASIC**

1. Programa con las Fórmulas de Timoshenko
2. Programa para el análisis sísmico de un depósito rectangular
3. Programa para determinar el peralte efectivo y el área de acero en una sección de concreto
4. Ejemplo de aplicación del programa con las fórmulas de Timoshenko
5. Ejemplo de aplicación del programa para el análisis sísmico de un depósito
6. Ejemplos de aplicación del programa para determinar  $d$  y  $a_s$  en una sección de concreto reforzado

#### **TABLAS**

Área de refuerzo para losas, en  $\text{cm}^2$ , suministrada por diferentes diámetros de varillas y separaciones, en cm

Capacidad de varillas en tensión directa, en Ton.

Longitud básica de desarrollo de las varillas según la sección 12.2.2 de ACI 318-95

Longitud de desarrollo  $l_d$  para acero  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , refuerzo de lecho inferior, en concreto de peso normal según ACI 318-95

# INTRODUCCIÓN

## **Alcance**

Las recomendaciones contenidas en este volumen son aplicables al análisis y diseño estructural y a la construcción de los depósitos de concreto reforzado para el almacenamiento de agua potable, agua tratada o algún otro fluido.

Estos depósitos vistos en planta, pueden presentar una geometría rectangular, circular o poligonal. Sin embargo, en este tratado haremos hincapié en los depósitos regulares, esto es: ya sea de planta cuadrada, rectangular o circular.

Se cubren los depósitos superficiales utilizados en los sistemas de agua potable o tratada o para almacenar algún otro fluido, y se pone especial énfasis en aquellos depósitos que almacenan agua, ya sea potable o sujeta a tratamiento. Se entiende por depósitos superficiales, los que se apoyan directamente sobre el terreno.

Por su uso, las estructuras a las cuales se hace referencia en este volumen, pueden consistir de tanques de regulación, cárcamos de bombeo, plantas de tratamiento y plantas potabilizadoras.

En la elaboración de este libro<sup>1</sup> se ha tenido en mente proporcionar a los profesionistas involucrados en el diseño estructural de los depósitos de concreto, algunas recomendaciones, sugerencias y lineamientos, para mejorar y facilitar la realización de los proyectos estructurales.

Se dan también algunas recomendaciones para lograr que el concreto empleado en la construcción de los depósitos reúna en todo lo concerniente a su dosificación, elaboración, transportación, colocación y curado, los requisitos necesarios para lograr una estructura resistente, durable y tenga al mismo tiempo, un desempeño satisfactorio durante su vida útil.

Se resuelven paso a paso ejemplos numéricos de un depósito circular, de un depósito rectangular y del análisis sísmico de un depósito rectangular. A fin de no tener un texto demasiado extenso, en dichos ejemplos, el análisis y el diseño está estrictamente limitado a los requisitos específicos para

---

<sup>1</sup> Este libro se procesó en Winword versión 97

los depósitos, pues aquellos aspectos comunes a diversos tipos estructurales, el lector podrá consultarlos en otras publicaciones especializadas.

Además de tablas, figuras y una amplia bibliografía, se incluyen al final, tres programas en QBasic, los cuales, seguramente ayudarán al lector a simplificar sus operaciones, y podrá, asimismo, hacerles modificaciones y adaptarlos a sus necesidades.

## **Antecedentes**

Los códigos, reglamentos y guías de diseño utilizados en otros países, por lo general, se encuentran en otro idioma diferente al español y su tratamiento se hace con unidades diferentes a las que se usan en nuestro país. Por otro lado, gran parte del material técnico útil se encuentra disperso en más de una publicación, por lo cual es difícil para el usuario hallar en una sola de ellas todo el material necesario para un diseño dado.

En el presente volumen se han recopilado el material y las normas aplicables actualizadas, tanto nacionales como extranjeras, las cuales rigen a este tipo de estructuras y son útiles para el análisis, diseño estructural y para la construcción de depósitos superficiales para agua potable y tratada. Con base en todo ese material, se ofrecen las recomendaciones pertinentes para lograr un buen diseño y construcción.

Esta obra se ha basado principalmente en las siguientes publicaciones:

Los dos folletos publicados por la Portland Cement Association: *Circular Concrete Tanks Without Prestressing* y *Rectangular Concrete Tanks*. Ambos representan la práctica norteamericana.

El libro *The Design of Water-Retaining Structures*, de los señores Ian Batty y Roger Westbrook, publicado por John Wiley & Sons, obra que ilustra la práctica británica.

El reglamento *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95)*, elaborado y publicado por el Comité 318 del Instituto Americano del Concreto (*American Concrete Institute*).

El informe del Comité 350 del ACI (*American Concrete Institute*), cuyo título de la traducción al español es el de *Estructuras Sanitarias de Concreto para el Mejoramiento del Ambiente*.

## **A quiénes está dirigido este manual**

El presente tratado está dirigido a los proyectistas, constructores, supervisores de obra y a los organismos oficiales y privados encargados de proporcionar el servicio de dotación y almacenamiento de agua potable, así como, al tratamiento de agua de alcantarillado y saneamiento.

El autor espera que este tratado, deliberadamente limitado a aspectos fundamentales, pueda ser de utilidad para los ingenieros proyectistas de las estructuras sanitarias, similares a las aquí cubiertas.

**Octubre de 2001**  
**Víctor M. Pavón R.**

# ***1. TIPOS DE DEPÓSITOS QUE SE CONSIDERAN EN EL PRESENTE MANUAL***

## **1.1. Clasificación de los depósitos**

De conformidad con su posición relativa al terreno, los depósitos pueden clasificarse como superficiales y elevados. En este Manual sólo se cubren los depósitos superficiales.

Cuando se trate de depósitos que contengan agua potable o agua tratada es conveniente mantenerlos cubiertos para evitar la contaminación del agua.

### **1.1.1. Depósitos sobre la superficie del terreno**

#### **1.1.1.1. Depósitos superficiales**

Los depósitos superficiales se construyen directamente apoyados sobre la superficie del suelo.

Por lo general, se utiliza este tipo de depósito, cuando el terreno sobre el que se va a desplantar tiene la capacidad necesaria para soportar las cargas impuestas, sin sufrir deformaciones importantes. Resulta también conveniente, si fuese necesario, contar con una cierta altura para la descarga del líquido, a fin de disponer de una carga de presión hidrostática adecuada.

Los depósitos superficiales tienen la ventaja de que su mantenimiento es más sencillo de efectuar y más fácil la instalación, operación y mantenimiento de las tuberías de entrada y de salida.

#### **1.1.1.2. Depósitos enterrados y semienterrados**

Los depósitos enterrados se construyen totalmente bajo la superficie del terreno. Se emplean cuando el terreno de desplante es adecuado para el funcionamiento hidráulico de la red de distribución y cuando es necesario excavar hasta encontrar un estrato de soporte más resistente.

Tienen la ventaja de conservar el agua a resguardo de las grandes variaciones de temperatura; no alteran el paisaje y sus cubiertas pueden utilizarse para las más diversas funciones, tales como: áreas jardinadas, canchas de juego para basketball, tenis, etc.; e incluso como helipuertos.

Sus inconvenientes son el tener que efectuar excavaciones costosas, la dificultad de observar y mantener las instalaciones de conexión del abastecimiento y la red de distribución, así como, la dificultad para descubrir las posibles filtraciones y fugas del líquido.



Por otro lado, en los depósitos semienterrados, una porción de la construcción se encuentra bajo el nivel del terreno y parte sobre éste. La construcción de este tipo de depósito está definida por razones de topografía o cuando el costo de la excavación es alto, ya sea porque ésta no se justifica debido a su localización desventajosa o por razones de geotecnia. De no observarse ambos factores, traerían aparejados el costo elevado de la construcción. Por otra parte, permiten un acceso a las instalaciones más fácilmente que el de los depósitos totalmente enterrados.

### 1.1.1.3. Los depósitos cubiertos

En aquellos depósitos que por la naturaleza del líquido que almacenan necesitan estar tapados, las cubiertas pueden ser planas, cónicas, en forma de domo, tóricas o una combinación de ellas.

## 1.2. Geometría de los depósitos

La configuración teórica más conveniente para un depósito es aquella que para una altura y volumen dados, se tenga un perímetro mínimo, lo cual implica un geometría cilíndrica. Sin embargo, pueden existir otras razones que obliguen a la planta rectangular o cuadrada.

En los depósitos rectangulares, cuando tienen dos compartimentos, conviene tener una relación 3 : 4 en la longitud de los lados. Cuando existan  $n$  compartimentos, la relación recomendable es de  $n + 1 : 2n$ , por ser ésta la que proporciona el perímetro mínimo a igualdad de superficie.

En los grandes depósitos, especialmente los rectangulares, se recomienda el diseño de divisiones o “muros-guía”, que permiten la renovación del agua en el interior de esas divisiones, evitándose el estancamiento de la misma, en especial en las esquinas.

Para proceder a la limpieza, reparaciones o mantenimiento, son convenientes los muros divisorios para mantener sin interrupción el funcionamiento del depósito durante esos lapsos.

Entre los depósitos rectangulares se tienen los tanques de regulación, sedimentadores, floculadores, filtros, cajas repartidoras, cárcamos de bombeo, cajas rompedoras de presión, digestores de lodos, etc. Normalmente en este tipo los depósitos son de concreto.

En tanto que, entre los depósitos cilíndricos, puede citarse a los de tratamiento de aguas residuales, de regulación, tanques de sumergencia, tanques unidireccionales, espesadores de lodos, torres de oscilación, etc. Estos pueden ser de concreto *colado*, vaciado o colocado en el sitio; pretensados, postensados o de acero.

La geometría tiene que ver con el material con el cual se vaya a construir el depósito, por ejemplo: en los depósitos de mampostería es conveniente adoptar la configuración rectangular, debido a que los depósitos circulares soportan la presión del agua a través de la tensión anular, misma que en los depósitos de concreto reforzado resiste el acero de refuerzo. En los depósitos de mampostería no existe este refuerzo y por lo tanto, la presión del agua agrietaría las juntas de mortero de la mampostería, que son incapaces de soportar esfuerzos de tensión. Por esta razón, los depósitos de geometría cilíndrica, por lo general, son de concreto reforzado o presforzado o bien, metálicos.

En las poblaciones o localidades rurales, los depósitos que se construyen generalmente son de mampostería, de forma rectangular, debido a que el material más común de la región suele ser la piedra o la roca. Los depósitos pequeños, en general, son recomendables de concreto reforzado y de forma rectangular.

En los depósitos superficiales es conveniente distinguir lo siguiente: tamaño, material y modulación.

Tamaño: si se trata de pequeños o grandes depósitos.

Material: material con que se construyen, sea de acero, concreto o mampostería.

Modulación: si son o no modulares para futuras ampliaciones.

En los grandes depósitos superficiales, de no desearse o no contarse con el presupuesto para construir cubiertas de domo con grandes claros, la forma más recomendable es la rectangular. En tales casos, los depósitos se cubrirán con losas convencionales apoyadas sobre trabes y columnas. Para claros un poco mayores: losas planas apoyadas sobre columnas o elementos prefabricados apoyados también sobre columnas.

## ***2. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL***

### **2.1. Fases que abarca el diseño completo de los depósitos**

El diseño de las estructuras para los depósitos se efectúa en seis fases consecutivas o que pueden estar traslapadas, de la siguiente manera:

1. Estudios de campo.
2. Diseño funcional.
3. Esquema físico de la estructura.
4. Diseño hidráulico.
5. Diseño electromecánico.
6. Diseño estructural.

Esta última fase representa el objetivo de este Manual y por consiguiente la única de las seis que se cubre en detalle.

### **2.2. Objetivos y recomendaciones generales para el análisis y el diseño estructural**

#### **2.2.1. Tipos de estructuras que se consideran**

Las estructuras que se cubren para el propósito de este Manual son: los depósitos para agua potable, las plantas potabilizadoras y las plantas para el tratamiento de aguas residuales.

Es posible construir la mayoría de estas estructuras, con materiales tales como: mampostería, concreto reforzado, concreto presforzado, acero y aún de fibra de vidrio. Sin embargo, en este Manual únicamente se cubren los depósitos de concreto reforzado.

#### **2.2.2. Propósito del diseño estructural**

El propósito del diseño es el de lograr una probabilidad aceptable de que la estructura que se vaya a construir no sufra deterioro alguno, de tal suerte que éstos demeriten el uso para el cual fue destinada o que inclusive pudiesen provocar el colapso de la misma.

Las recomendaciones para el diseño estructural que aquí se presentan, se consideran como requisitos mínimos para ser aplicados de una manera general. Podrán requerirse diseños especiales, más conservadores, para aquellos aspectos estructurales especiales, las combinaciones de las acciones no usuales o las condiciones de exposición no comunes.

Habrá que diseñar los depósitos de tal suerte que se evite la presencia de fugas. Por consiguiente, se emplearán procedimientos de diseño que eliminen las grietas u otras fuentes potenciales de aquéllas. Si bien, para estos propósitos es importante una práctica constructiva correcta y adecuada y habrán de emplearse materiales con la calidad especificada.

### **2.2.3. Procedimientos para el análisis estructural**

Para el análisis de las estructuras de los depósitos se emplea el método de análisis elástico, reconocido y aceptado en la ingeniería estructural. A partir de las acciones permanentes, variables y accidentales a que estará sujeta la estructura, se determinarán los elementos mecánicos que actúan sobre ésta y con los cuales se llevará a cabo el diseño.

### **2.2.4. Efectos que se deben considerar en el proyecto estructural**

Las acciones que se consideran para el análisis de las estructuras que se cubren en este Manual, se determinarán a partir del tirante y el peso volumétrico del líquido y/o los sólidos que contenga; el peso de los equipos que se instalen; las cargas dinámicas de dichos equipos; las cargas accidentales, y la presión externa de los rellenos sobre los muros de los depósitos. En comparación con las cargas muertas y la del líquido, las cuales se conocen con cierta precisión, las cargas vivas de diseño en los depósitos, son generalmente pequeñas.

#### **2.2.4.1. El espesor mínimo de las paredes de los depósitos**

De conformidad con el informe 350 de ACI (American Concrete Institute) *Environmental Engineering Concrete Structures*, los muros de concreto reforzado con una altura del líquido igual o mayor a 3.00 m, tendrán un espesor mínimo de 30 cm.

En términos generales, el espesor mínimo de cualquier elemento estructural de los depósitos deberá ser de 15 cm. Se requerirá un mínimo de 20 cm donde el recubrimiento del concreto para protección del acero de refuerzo sea de 5 cm o más. Sin embargo, cuando se usen dispositivos para la retención de agua y la posición del acero de refuerzo que puedan afectar adversamente a la colocación apropiada del concreto, se considerará un espesor mayor.

#### **2.2.4.2. Impermeabilidad de los depósitos**

Debido a la contracción por secado que normalmente experimenta el concreto, la impermeabilidad de los depósitos se afecta por la secuencia y los procedimientos de construcción de las juntas y sus detalles, por lo que estos aspectos deberán tenerse muy en cuenta en el diseño para reducir al mínimo sus efectos.

#### **2.2.4.3. Corrosión del acero de refuerzo**

Durante el diseño y la construcción se tomarán las precauciones necesarias para evitar la posterior corrosión del acero de refuerzo en los depósitos de concreto. Ésta puede originarse de varias formas, por ejemplo: con la presencia de iones de cloruro en el cemento, mediante la carbonatación o ambas.

En la cercanía de ambientes marinos se propicia la evolución de la corrosión en el acero de refuerzo y por tal motivo, deberán tomarse las precauciones necesarias en la calidad y el recubrimiento del concreto para evitar que ésta se presente.

#### 2.2.4.4. El agrietamiento

Para el control del agrietamiento en el concreto (véase la unidad 4.4.2), será preferible colocar un gran número de varillas de pequeño diámetro, en vez de una área igual de refuerzo con varillas de grandes diámetros.

El uso de concreto y los morteros a base de fibras cortas es un medio efectivo para reducir el agrietamiento.

#### 2.2.4.5. El recubrimiento del refuerzo

Se sugiere que el recubrimiento mínimo del acero de refuerzo sea de 5 cm.

### 2.3. El refuerzo mínimo

De conformidad con la unidad 10.5.1 de ACI 318-95, el refuerzo mínimo en cualquier sección sujeta a flexión será igual a:

$$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (\text{Ec. 10-3 de ACI 318-95})$$

pero no menor a:  $\frac{14}{f_y} b_w d$

donde  $b_w$  es el ancho del alma de la viga o de la nervadura,  $d$  es el peralte efectivo del elemento a flexión considerado y  $f_y$  el esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo.

En una sección en T estáticamente determinada con el patín en tensión, el área  $A_{s,min}$  será igual o mayor al menor de los valores dados, ya sea por:

$$A_{s,min} = \frac{1.6\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (\text{Ec. 10-4 de ACI 318-95})$$

o por la Ec. (10-3), donde  $b_w$  es igual al ancho del patín de la viga.

Según la unidad 10.5.3 de ACI, no es necesario aplicar los requisitos de 10.5.1 y 10.5.2, si en cada sección del área de acero en tensión se provee al menos 1/3 de área mayor a la requerida por el análisis.

En las losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, el área mínima de refuerzo a tensión en la dirección del claro analizado, será la misma a la requerida por 7.12 de ACI 318-95 (refuerzo para temperatura y contracción del cual se dan detalles más adelante).

De conformidad con la unidad 2.6.6 del informe del Comité 350 de ACI, la separación máxima de este refuerzo no será mayor a 30 cm, por lo cual ya no son aplicables a las estructuras de los depósitos para almacenar líquidos, las disposiciones de ACI 318-95, unidad 10.5.4.

### **2.3.1. Refuerzo para contracción y temperatura**

Enseguida se transcriben los requisitos del subcapítulo 7.12, de ACI 318-95, aplicables a los depósitos:

Para los esfuerzos de contracción y temperatura, es necesario proporcionar refuerzo normal al refuerzo para flexión en las losas estructurales, donde el refuerzo a flexión se extienda en una sola dirección (ACI 318-95, unidad 7.12.1).

El área mínima de refuerzo para temperatura y fraguado se proporcionará de conformidad con las siguientes relaciones de área de refuerzo al área bruta del concreto, pero no menor a 0.0014 (ACI 318-95, subunidad 7.12.2.1):

- (a) Las losas donde se utilice acero de refuerzo de grados 40 o 50.  
( $f_y = 2,800$  ó  $3,500$  kg/cm<sup>2</sup>): 0.0020
- (b) Las losas donde se utilicen varillas corrugadas del grado 60.  
( $f_y = 4,200$  kg/cm<sup>2</sup>) o malla de alambre soldado (liso o corrugado): 0.0018

#### **2.3.1.1. Separación máxima del refuerzo para contracción y temperatura**

Según ACI 318-95, subunidad 7.12.2.2, la separación máxima del refuerzo para contracción y temperatura no será mayor a 5 veces el espesor de la losa ni 45 cm.

La cantidad de refuerzo por contracción y temperatura que es necesario suministrar, está en función de la distancia entre las juntas de movimiento, las cuales disipan la contracción y los esfuerzos causados por la temperatura en la dirección del refuerzo. Además, la cantidad de refuerzo por contracción y temperatura está en función de la mezcla específica de concreto, la cantidad de agregado, el espesor del muro, su refuerzo y las condiciones ambientales de la obra. Véase la Figura 2.5 del informe del Comité 350 de ACI: *Environmental Engineering Concrete Structures*.

Las secciones de concreto de 60 cm o de mayor espesor, contendrán el mínimo de refuerzo por contracción y temperatura en cada cara, con base en un espesor de 30 cm.

## **2.4. Estructuración de los depósitos**

### **2.4.1. Antecedentes**

Los depósitos para almacenar agua se diseñan y construyen para llevar a cabo procesos similares, tales como almacenamiento, sedimentación, filtración, etc. por lo que desde el punto de vista hidráulico son parecidos y como consecuencia, las condiciones de carga y el diseño estructural son similares.

### **2.4.2. Lineamientos básicos de estructuración**

En el presente subcapítulo se proporcionan los lineamientos básicos para la estructuración usual de los depósitos para el almacenamiento de agua.

Es de primordial importancia que los depósitos para el almacenamiento de agua se mantengan impermeables a la filtración del agua. Se evitará asimismo, la contaminación del agua potable por el contacto con el agua freática.

Los depósitos se componen de diversos elementos, como son:

Los muros que soportan las acciones consistentes de los empujes de agua y de tierra; así como las fuerzas provocadas por el sismo y el viento.

Las cimentaciones que pueden consistir de zapatas corridas bajo los muros o una losa que ejerza una función estructural y que al mismo tiempo, constituya el piso o fondo de los depósitos.

Los pisos o fondos de los depósitos, los cuales pueden ser una losa estructural o una membrana impermeable de concreto sin función estructural.

Las cubiertas o tapas de los depósitos.

Elementos accesorios tales como: escaleras, tuberías, válvulas, etc.

#### **2.4.3. Depósitos de concreto reforzado**

Gran parte de los depósitos para el almacenamiento del agua se construyen de concreto reforzado. De hecho el material de construcción que más se utiliza en el mundo para este tipo de estructuras es el concreto reforzado. Muchas son las ventajas que tienen los depósitos de concreto reforzado sobre otros materiales. Entre ellas se cuentan:



Deposito de concreto reforzado

La impermeabilidad que por sí misma contiene el concreto bien dosificado y compactado; requiere un mantenimiento mínimo, posee una gran resistencia al ataque de los agentes químicos y al intemperismo y otras ventajas.

Sin embargo, la impermeabilidad de los depósitos se ve afectada por la secuencia de la construcción, así como la ubicación y el detallado de las juntas.

Al perder humedad debido al proceso de fraguado, la masa de concreto tiende a contraerse, lo que da lugar a esfuerzos de tensión en dicha masa. Como el concreto no es apto para soportar altos

esfuerzos de tensión, se presentarán agrietamientos, a menos que se tomen las precauciones necesarias para evitar que estos ocurran.

Entre estas precauciones se deberá observar la separación, colocación y tipo de las juntas. Éstas se diseñarán para tomar en cuenta el fenómeno de la contracción, así como los cambios de temperatura y evitar así, el agrietamiento que es consecuencia de estos fenómenos. Véase: Juntas, en el Capítulo 7 de este Manual.

El mejor camino para reducir los efectos de la contracción consiste en utilizar concretos que cumplan con las siguientes cualidades: adecuada dosificación, baja relación agua/cemento, buena colocación, enérgico vibrado, curado eficiente y prolongado. Finalmente, la adecuada localización y construcción de las juntas.

El concreto terminado tiene la gran ventaja de que se le puede dar la forma deseada, tan sólo con preparar los moldes para tal objeto.

Otra ventaja del concreto es la de poder establecer a voluntad la resistencia de proyecto (dentro de ciertos límites máximos), lo cual se logra mediante la dosificación apropiada de los ingredientes: arena, grava, cemento, agua y aditivos.

#### **2.4.3.1. Comportamiento estructural**

Los elementos de los depósitos de concreto reforzado tienen la ventaja de poseer capacidad a la compresión, tensión, flexión y cortante y por otra parte, debido a su rigidez, pueden absorber las deformaciones diferenciales.

En el presente Manual se cubren los depósitos de concreto reforzado que pueden adoptar la forma rectangular, poligonal o cilíndrica. Pueden, asimismo, estar ubicados sobre la superficie del terreno o bajo el nivel de éste. Sin embargo, como ya se ha dicho, se pone especial énfasis en los primeros.

#### **2.4.4. Formas estructurales de los depósitos de concreto reforzado**

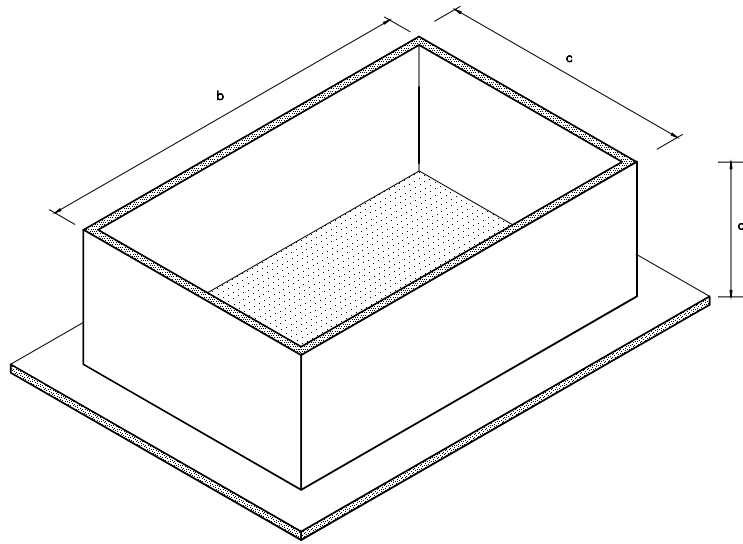
En los sistemas de agua potable, alcantarillado y saneamiento, los depósitos de concreto reforzado que se usan más comúnmente son los tanques de regulación, las estructuras que componen las plantas potabilizadoras y las plantas de tratamiento de aguas servidas.

Aun cuando los métodos de diseño estructural no difieren de uno a otro tipo de depósito, los procedimientos de análisis varían, dependiendo de las proporciones y de la forma de cada uno. También influyen las características del terreno de desplante, así como, que el depósito esté o no cubierto.

En el funcionamiento estructural de los depósitos cuadrados, rectangulares o poligonales predomina la flexión-tensión. En los cilíndricos predomina la tensión radial o circunferencial. En ambos casos, la principal acción sobre los muros es el empuje hidrostático del agua de adentro hacia afuera y los empujes exteriores del relleno y del agua freática, si el depósito se encuentra enterrado o semienterrado.

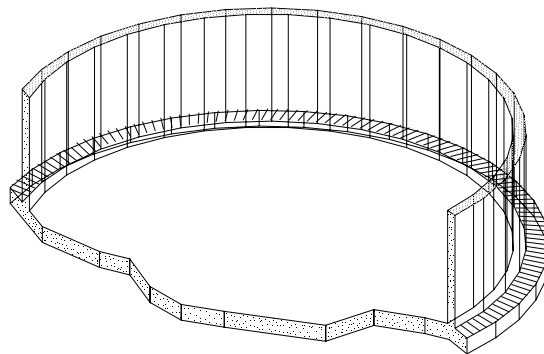
Cuando el terreno sobre el que se deplantan los depósitos experimenta pocas deformaciones, esto es, si se trata de un terreno con una buena capacidad de carga, normalmente los depósitos se apoyan en una zapata corrida, en tanto que el piso será una losa de poco espesor, reforzada sólo para los efectos de la temperatura que funcionará como una membrana impermeable.





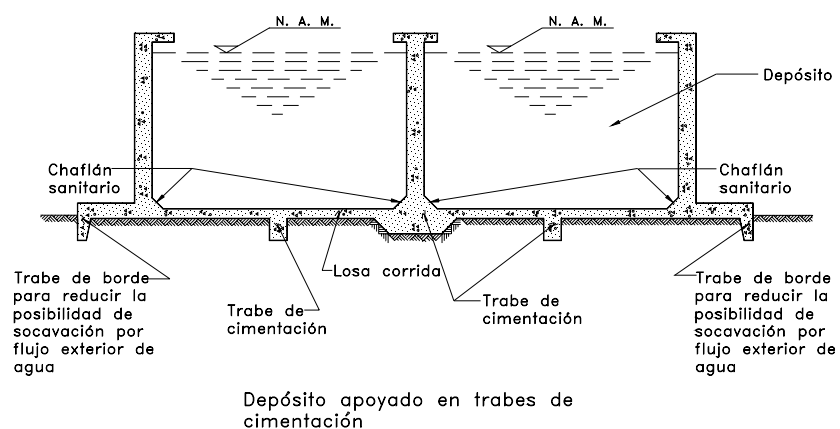
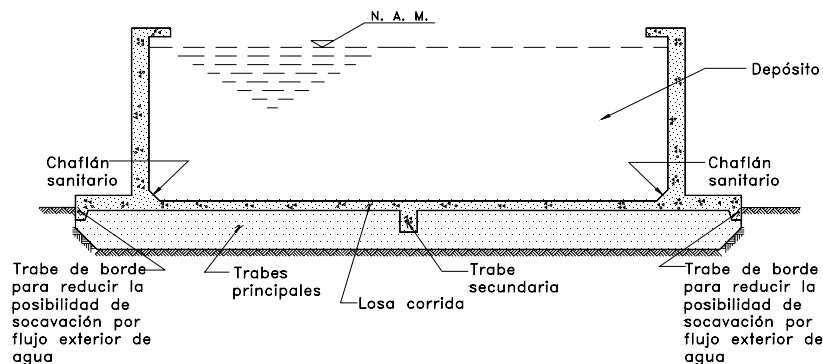
*Figura 2.1 Depósito rectangular de pequeñas dimensiones con una losa corrida de cimentación*

Si el terreno de desplante es de poca capacidad de carga, es necesario que la losa de piso tenga una función estructural para repartir la carga en un área mayor de apoyo. En estos casos, la losa es continua estructuralmente con los muros. Por supuesto, también tendrá que ser lo suficientemente impermeable para evitar las filtraciones de agua, tanto desde dentro hacia afuera, como el paso de las aguas freáticas al interior del depósito.



*Figura 2.2 Depósito cilíndrico apoyado en un terreno compresible*

En los casos de terrenos con muy poca capacidad de carga y para depósitos de grandes dimensiones, será necesario que la losa de piso contenga traveses de cimentación que ayuden a reducir su espesor, mediante la disminución de los claros que salva dicha losa.



Figuras 2.3 y 2.4 Depósito cimentado con losa y traveses

Los depósitos que se utilizan para los filtros, floculadores, sedimentadores y tanques de contacto de cloro, se construyen sin cubierta. Los tanques de regulación requieren estar cubiertos, por contener agua potable, lo cual es necesario para mantenerla libre de la contaminación atmosférica.

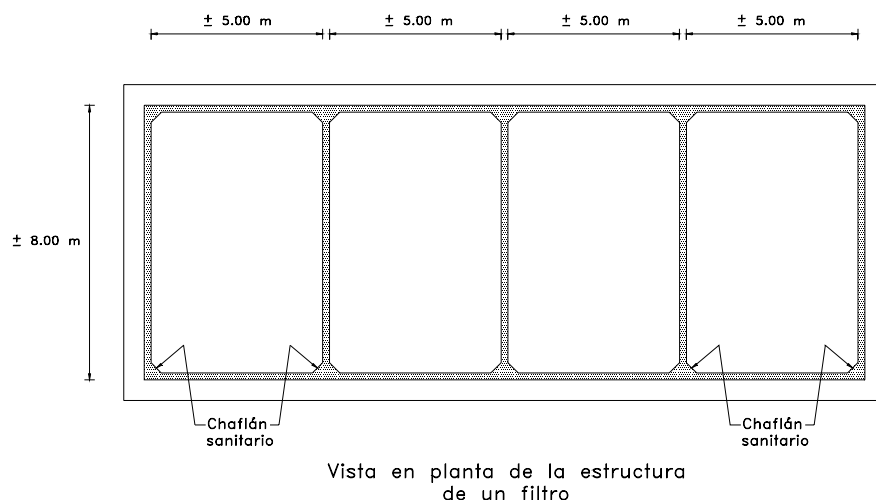


Figura 2.5 Vista en planta de un Filtro



Depositos en bateria

Los depósitos de pequeñas dimensiones en planta, con muros cuya longitud oscile entre 5 y 10 m, normalmente se construyen con una losa corrida de cimentación, aun cuando el terreno sea firme, con el objeto de evitar las juntas de construcción en los pisos.

Tanto los filtros, que son depósitos con las características arriba señaladas y que se forman de una batería de muros; como los floculadores y los tanques de contacto de cloro, cuando son de pequeñas dimensiones, se desplantan sobre una losa corrida bajo el área total que ocupa el depósito.

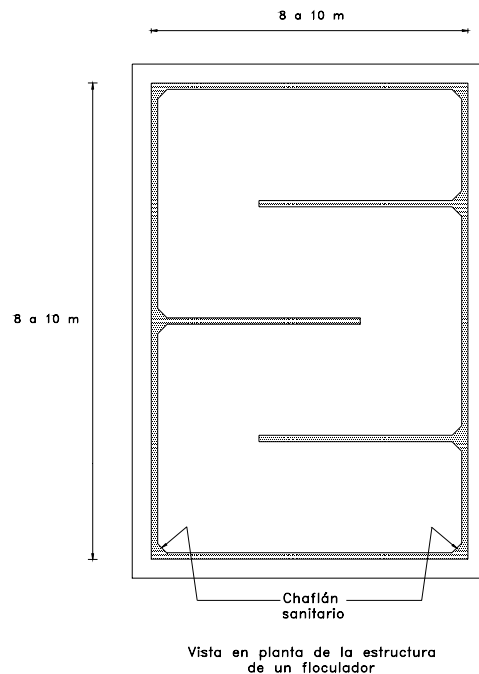


Figura 2.6 Vista en planta de un Floculador

Los sedimentadores que se utilizan en las plantas potabilizadoras, normalmente tienen el fondo con una geometría de pirámide truncada invertida o de tolva. El concreto en las tolvas puede ser monolítico con el de la losa de cimentación o bien, puede colocarse posteriormente en un segundo “colado”, siguiendo las recomendaciones de estructuración del párrafo anterior.

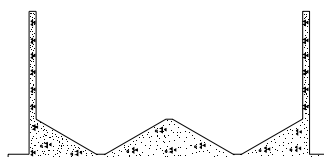
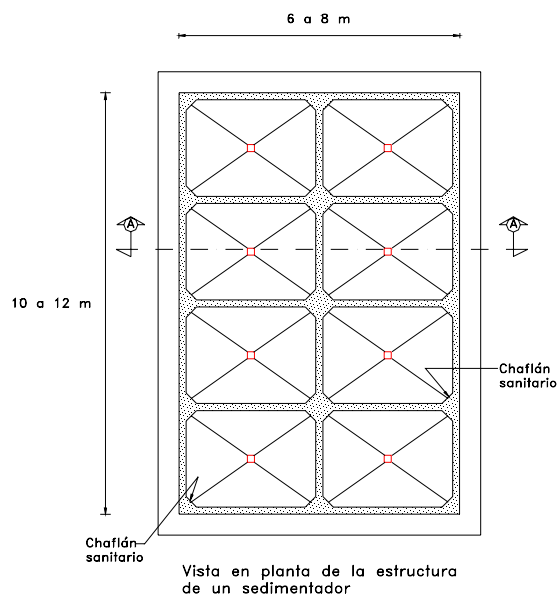
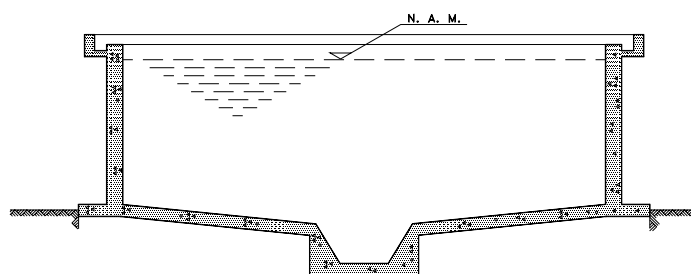


FIG. 2. 7 a )



Sedimentador apoyado en terreno compresible

FIG. 2. 7 b )

Figura 2.7 a y b. Vista en planta y en corte en elevación de un sedimentador

## 2.4.5. Los muros de concreto reforzado para los depósitos rectangulares

### 2.4.5.1. Muros sin cubierta

Los muros para los depósitos rectangulares, como ya se ha advertido, trabajan normalmente a flexo-tensión.

El análisis de los muros puede basarse en la teoría de las placas delgadas, teniendo en cuenta las condiciones de apoyo en los bordes verticales y horizontales de dichos muros.

La presión del agua se resiste por la combinación de momentos horizontales y verticales en los muros.

En los depósitos cuadrados o rectangulares sin cubierta, cuando la relación longitud altura del muro es mayor a 3, la parte central equidistante de cada extremo en una longitud  $H$ , se analizará como voladizo. (Ver la Figura 2.8.)

Para  $L/H > 3$

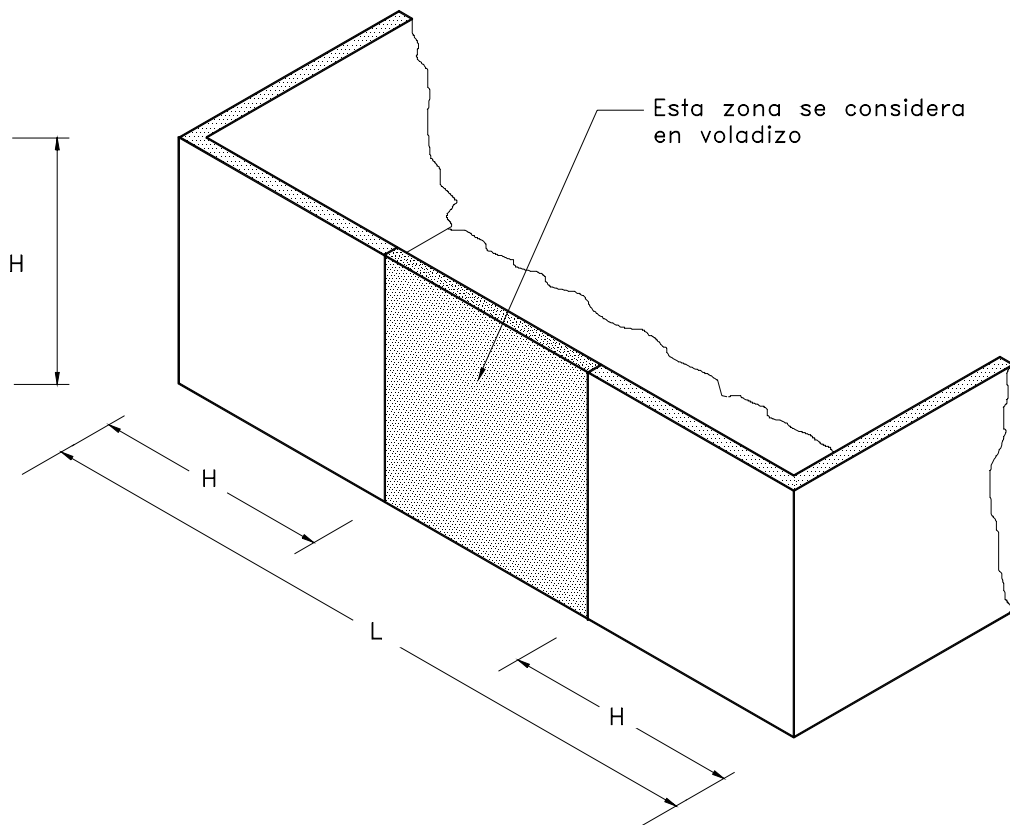
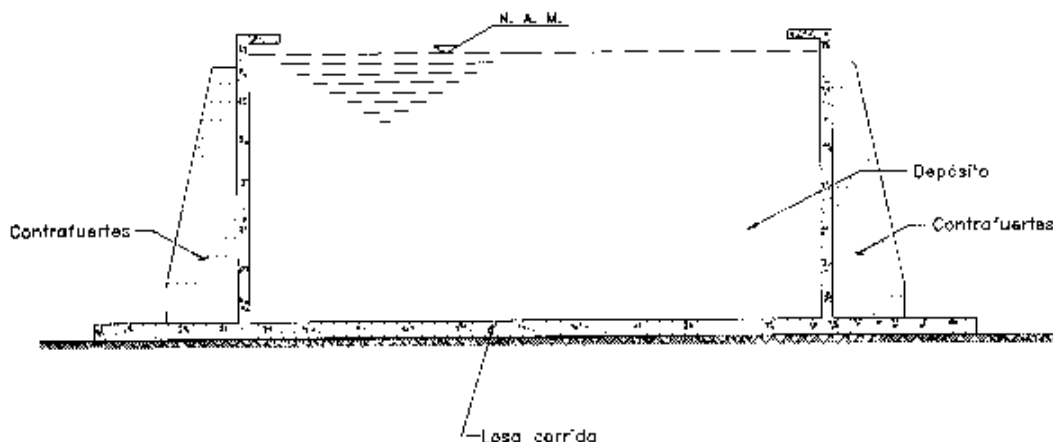


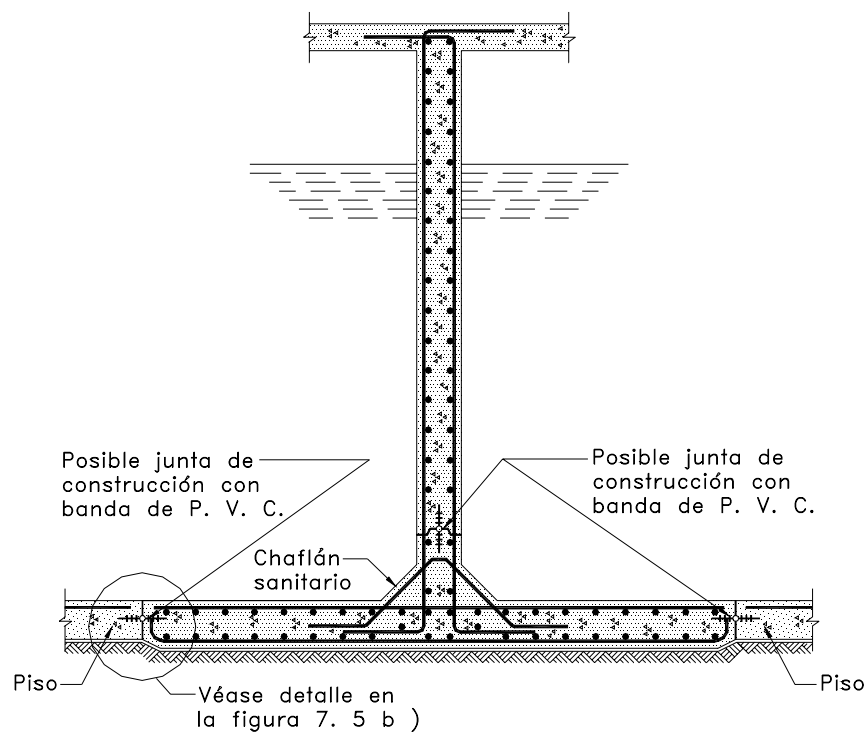
Figura 2.8 Hipótesis para el análisis estructural de los muros del depósito, cuando  $L/H > 3$

Cuando la altura sea considerable, se colocarán contrafuertes por el lado exterior del depósito. En cuyo caso, la losa del muro se considera libre en el extremo superior y empotrada en el fondo. Si los contrafuertes se colocan equidistantes, la losa se podrá considerar empotrada en la unión con los contrafuertes.



Depósito de gran altura  
de muros con contrafuertes

Figura 2.9 Muros con contrafuertes



Corte de un depósito de más de una celda

*Figura 2.10 Depósito cubierto con muros intermedios*

Cuando la altura de los muros sea grande en comparación con las dimensiones horizontales, su comportamiento será esencialmente a flexo-tensión horizontal.

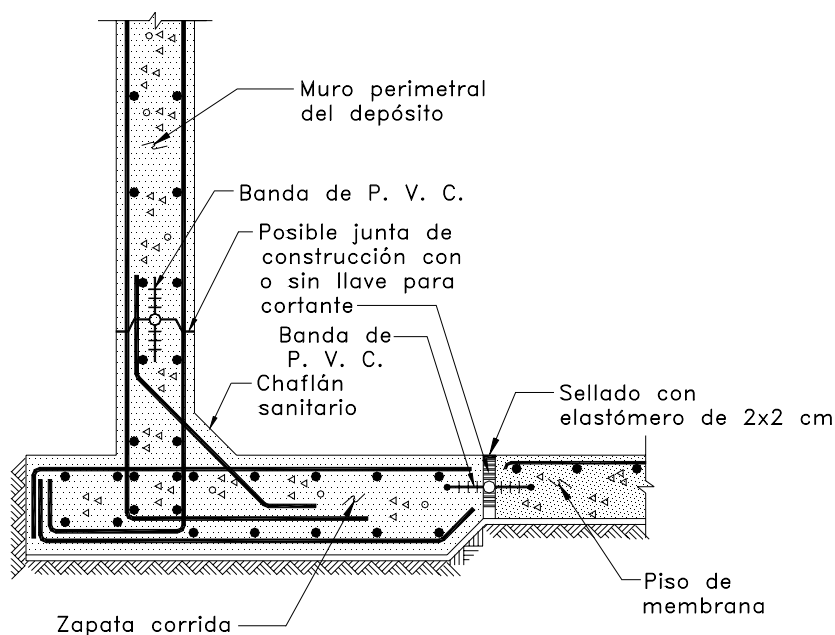
En los depósitos sin cubierta, el análisis de los muros depende de la relación longitud-altura de los muros ( $L/H$ ).

Cuando esta relación se encuentre entre 0.5 y 3 dicho análisis puede llevarse a cabo con el criterio de la Asociación de Cemento Portland (*Portland Cement Association* [PCA]), utilizando los coeficientes para el análisis que se presentan en las tablas para ese propósito.

Se tomarán en cuenta los efectos de la tensión directa en los muros, efectos que son inducidos por los momentos flexionantes horizontales en muros adyacentes. Por tal motivo, en todas las esquinas en las cuales los muros estén unidos rígidamente se dotará de refuerzo adicional para resistir los momentos flexionantes horizontales.

En las tablas de la *Portland Cement Association* (PCA) (véase: *Rectangular Concrete Tanks*), se consideran tres casos en las condiciones de borde o de orilla, aun cuando en todos los casos se supone a los muros empotrados a lo largo de los vértices verticales.

Si se cuenta con un terreno de desplante con una buena capacidad de carga, tanto el muro como los contrafuertes se apoyarán en una zapata corrida perimetralmente. En este caso, la losa del fondo será una membrana impermeable sin una función estructural y los muros de los depósitos rectangulares se calcularán como un voladizo (véase Batty y Westbrook, pág. 31).

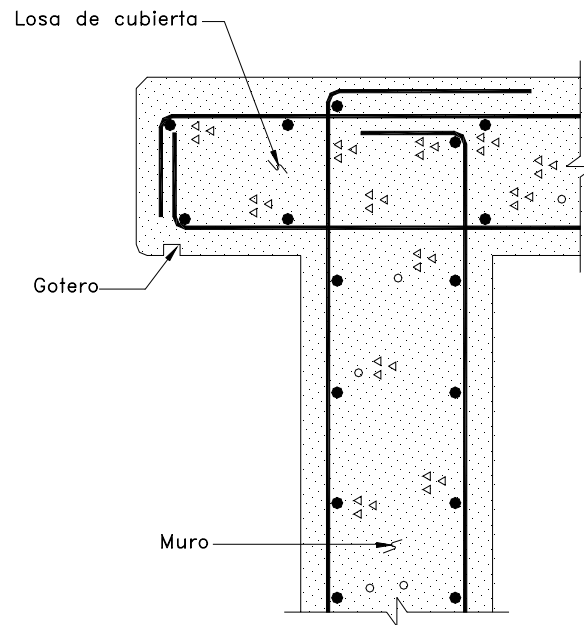


Cuando se tiene un piso de membrana, el muro perimetral del depósito, funciona como un voladizo cimentado en una zapata corrida.

Figura 2.11 Unión del muro con la base: zapata corrida y piso de membrana

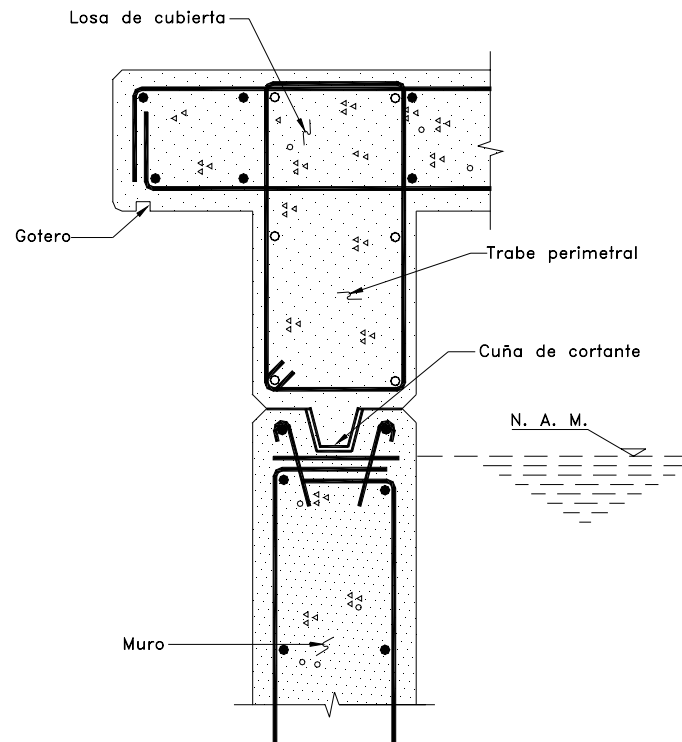


Si el depósito tiene cubierta, ésta de preferencia debe unirse a los muros y éstos quedarán restringidos en su extremo superior.



*Figura 2.12 Unión del muro con la cubierta*

En cualquier caso en que el depósito esté cubierto, es importante tomar en cuenta la restricción que dicha cubierta proporciona al muro.

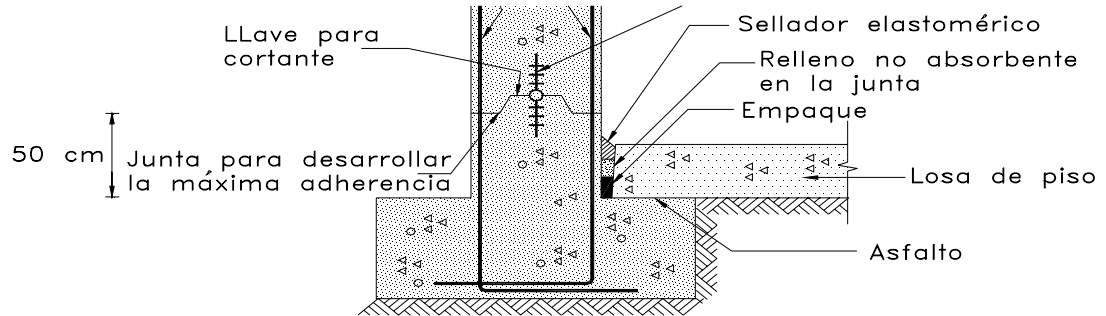


SOPORTE LATERAL DE MURO CON LA TRABE PERIMETRAL DE CUBIERTA.

*Figura 2.13 Unión del muro con la cubierta*

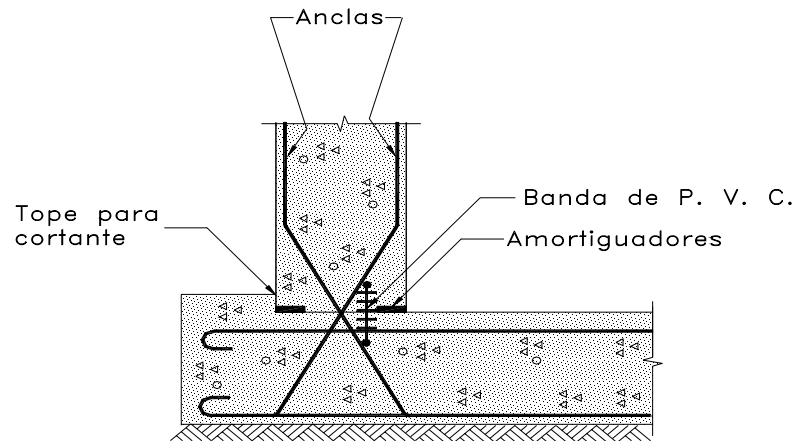
Si el terreno de desplante no tiene una buena capacidad de carga, el muro y la losa de fondo podrán ser continuos y ésta realizará una función estructural para repartir las descargas al terreno de una manera más eficiente.

Considérese el detalle de la Figura 2.14 a, donde se muestra al muro apoyado en una zapata relativamente angosta y el otro detalle en la Figura 2.14 b, donde el muro descansa en el fondo sobre una losa estructural.



Unión articulada o empotrada entre el muro y la base. Esta es una zapata continua y la losa de piso puede ser estructural o de membrana.

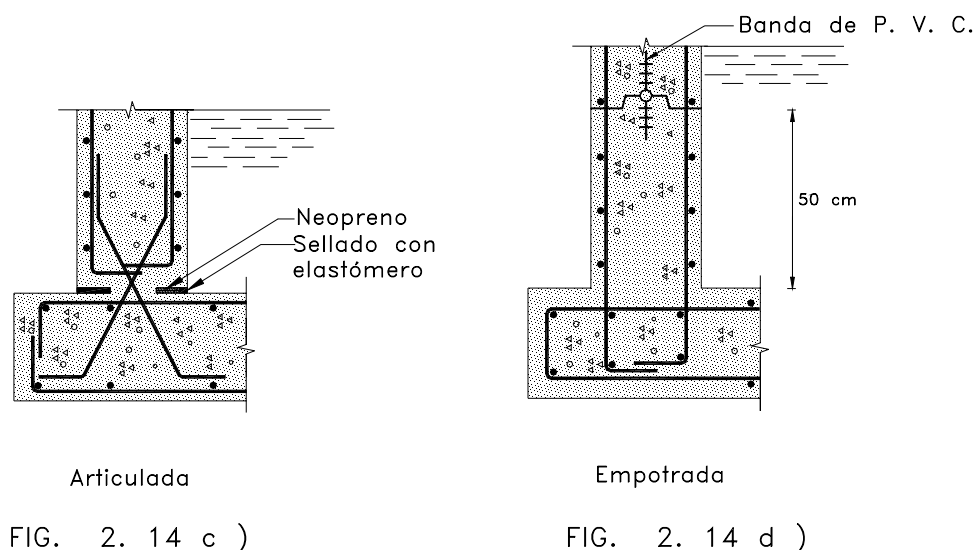
FIG. 2. 14 a )



Unión articulada entre el muro y la base. Es una variante de a). La losa de piso es estructural.

FIG. 2. 14 b )

Juntas entre el muro y la base



Otras variantes de las uniones articulada y empotrada

*Figuras 2.14 a, b, c y d. Uniones empotradas y articuladas entre el muro y la zapata*

En la Figura 2.14, la situación de la restricción en el desplante de la zapata se encuentra entre la de una articulación y un empotramiento, aunque más próxima a la primera. La resultante de la presión sobre el suelo se encuentra muy cercana al eje centroidal vertical de la zapata y el producto de la resultante por su excentricidad, es normalmente mucho menor que el momento en el extremo inferior del muro cuando éste se supone empotrado.

Más aún, la zapata deberá girar alrededor de un eje horizontal con objeto de producir una carga excéntrica en el suelo y la rotación misma representa una liberación de la restricción.

Cuando la zapata no sea capaz de suministrar mucha restricción, no es necesario definir una articulación en la junta de construcción de la Figura 2.14 a. Las anclas se encuentran próximas a la superficie, dejando en el centro de la junta amplitud suficiente para insertar un elemento o cuña de cortante. El área del refuerzo en las anclas a lo largo de la cara del muro no deberá ser menor a  $0.0025bd$ , y la prolongación de dichas anclas arriba de la junta de construcción no será menor a 100 cm (véase la Figura 2.14 a).

La losa de fondo colocada sobre la zapata se pintará con una capa gruesa de asfalto para romper la adherencia y reducir la fricción entre la zapata y la losa. La junta vertical entre la losa y el muro será hermética. Se considera adecuada una junta de 2.5 cm en la parte inferior y de 4 cm en la superior. Si la junta vertical es impermeable, no se necesita una banda para retener el agua en las juntas de construcción.

En la Figura 2.14 b se ha proporcionado una losa de fondo continua, ya sea para transmitir la carga que proviene del muro o para resistir la subpresión. En los dos casos, la losa se flexiona hacia arriba

en el centro de la misma y tiende a hacer girar la base del muro en una dirección contraria a las manecillas del reloj. Por consiguiente, el muro no está empotrado en el fondo.

Es difícil predecir ese grado de restricción. La rotación puede ser lo suficientemente grande para lograr que el fondo del muro esté articulado o puede aún ser mayor. Ante estas circunstancias, es aconsejable evitar que se coloque algún refuerzo para resistir momentos a través de la junta, lo que se logra cruzando las anclas en el centro, como se muestra en la Figura 2.14 b. La banda retenedora puede colocarse desfasada del centro como se indica en la misma figura. Para tomar en cuenta la transmisión del cortante directamente en el apoyo, se puede insertar un elemento de cortante, según se señala en a o por medio de un tope como se señala en b (véanse la Figuras 2.14 a y b).

No son esenciales la banda retenedora ni el elemento de cortante en la parte superior de la losa. Lo importante es evitar que los momentos se transmitan de la parte superior de la losa al muro, ya que éste no se ha diseñado para soportar dichos momentos en su extremo inferior.

#### **2.4.5.2. Detallado para el fondo del depósito**

Con la excepción de una sola de ellas, las tablas de la Asociación de Cemento Portland (*Portland Cement Association* [PCA]) para muros rectangulares, están elaboradas en la suposición de que el extremo inferior de los muros se encuentra articulado. Es de creerse que esta suposición es generalmente la más cercana a la realidad, debido a que basta un pequeño giro en la base para dar lugar a esta condición.

Cuando la relación longitud/altura ( $L/H$ ) sea menor a 3, los muros pueden considerarse empotrados en la cimentación y deberá tenerse especial cuidado en proporcionar el empotramiento supuesto en la hipótesis de diseño. Para ello, es recomendable prolongar la losa de cimentación hacia el exterior para reducir el posible giro de la base, como puede verse en la Figura 2.3.

#### **2.4.5.3. Depósitos de grandes dimensiones**

En este rango se encuentran las torres de regulación, los tanques de sumergencia, las cajas rompedoras de presión y los espesadores de lodos. En las plantas de aguas residuales se cuenta con los tanques de aereación y tanques digestores de lodos. Todos ellos son de planta rectangular.

Es aplicable a los depósitos de grandes dimensiones, aquello que se mencionó en la unidad 2.4.4: el diseño de los pisos de estos depósitos depende también de las características del suelo. Si éste es poco deformable, se construirá una membrana impermeable sin función estructural y el depósito se apoyará en una zapata corrida. En caso contrario, será necesario ampliar el área de desplante y proyectar una losa que trabaje estructuralmente en forma continua con los muros del depósito.

En el caso de suelos de muy baja capacidad de carga o si el depósito es de grandes dimensiones en planta, como ya antes se mencionó, será necesario acudir al uso de trabes de cimentación, para reducir el claro de la losa y disminuir, asimismo, el espesor de la misma. (Véanse las Figuras 2.3 y 2.4).

#### **2.4.6. Depósitos cilíndricos sin cubierta**

### 2.4.6.1. Comentario preliminar

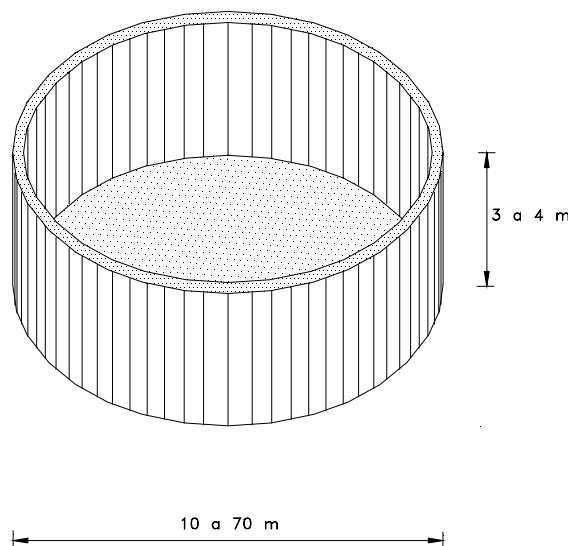


Figura 2.15. Depósitos circulares de concreto sin cubierta

Los depósitos cilíndricos sin cubierta que se utilizan en los sistemas de agua potable y tratada, pueden ser los espesadores de lodos y los sedimentadores, que son depósitos de gran diámetro con el fondo cónico, contienen rastras y un puente. Sus diámetros varían entre los 5 a 10 y los 70 metros. Su altura normalmente se encuentra entre los 3 y 4 metros.

Los muros de los depósitos circulares o cilíndricos trabajan principalmente a tensión radial o circunferencial. El análisis puede efectuarse mediante las tablas de la *Portland Cement Association (PCA)*.

El tipo de piso depende de las características del terreno de desplante.

De manera análoga con los depósitos rectangulares, si el terreno es deformable se utilizará una losa continua con los muros. En caso contrario, si el terreno es muy poco compresible, entonces el piso será una membrana impermeable. Por supuesto, si se tiene un terreno muy compresible puede llegarse al caso de tener que utilizar trabes de cimentación bajo la losa estructural y aún pilotes.

Cuando el depósito llega a tener más de 50 metros de diámetro, se prefiere utilizar el concreto presforzado en vez del reforzado, en vista de la expansión tan grande que tienen los muros debida a la presión interior del agua. El presfuerzo contribuye con eficacia para absorber los esfuerzos circunferenciales y evitar la aparición de grietas en los muros.

La publicación, ahora totalmente revisada, *Circular Concrete Tanks Without Prestressing*, de Portland Cement Association, edición 1993, contiene una serie de tablas útiles para el diseño estructural de los depósitos circulares, en las que se presentan los coeficientes para diversas condiciones en la base de los muros, ya sean empotrados o articulados, dadas las variantes de carga horizontal: triangular o trapezoidal. Se ilustran asimismo, las condiciones de apoyo o de restricción de las losas de cubierta en los depósitos.

Se hace ver que el valor de la tensión anular es prácticamente el mismo, sea que se considere la base empotrada o articulada, cuando se aplica el cortante en el extremo superior (Sección 7).

Cuando existe un cortante en la base, como es el caso de una base articulada, es asimismo útil el empleo de la Tabla V, aun cuando ésta se preparó para un cortante en el extremo superior (Sección 8).

Resulta una condición similar a la anterior, cuando el extremo superior del muro con la losa de cubierta constituyen una unión continua. La deflexión de la cubierta tiende a hacer girar esa unión e introduce un momento en el extremo superior del muro. Pueden emplearse las Tablas VI y XI, no obstante que éstas fueron preparadas para un momento en un extremo, en tanto que el otro se encuentra libre. Con una cercana aproximación, pueden también utilizarse estas tablas cuando el extremo opuesto se encuentra articulado o empotrado (Sección 9).

Para el momento que transmite la losa, el tratamiento procedente es la usual distribución de momentos.

Se utilizan las Tablas XVIII y XIX, que son las rigideces del muro y la losa, en términos de los momentos que deben aplicarse para impartir rotaciones unitarias en los extremos de los elementos. El momento que se requiere para hacer girar los bordes respectivos en un ángulo dado, es proporcional a esas rigideces. El momento de desequilibrio es el que aparece en el extremo de la losa de cubierta, con el cual se efectúa una distribución usual de momentos para la losa y el muro (Sección 9).

En la Sección 10, se describe el procedimiento cuando se aplica un momento en la base, inducido por la losa de piso, cuando ésta se encuentra efectivamente empotrada en el muro y la reacción del terreno tiende a hacerla girar.

Si llegase a existir una subpresión, entonces el diseño del muro se efectuará con una carga trapezoidal: la usual carga triangular hidrostática, más el efecto de la subpresión. En este caso habrá que considerar el momento en la losa de base, inducido por dicha subpresión.

El momento en la losa de base, debido a la reacción del terreno, se calcula en la suposición de que está empotrada al muro y se procederá a efectuar una corrección por la rotación de su extremo empotrado.

El momento en la base del muro se calcula por medio de la Tabla IV, considerando una carga triangular (y el extremo inferior empotrado). Se utilizan las Tablas XVIII y XIX, las cuales, como ya se ha hecho mención, contienen los coeficientes para las rigideces de un muro y una losa, respectivamente.

En este caso, los momentos de desequilibrio son del *mismo* signo, es decir: ambos tienden a hacer girar a la unión en la misma dirección. Uno de los momentos es el debido a la presión interior del líquido, y el otro, como ya ha quedado dicho, es el producido por la reacción del terreno en la losa de piso. Por consiguiente, la unión en la base no está en equilibrio y en consecuencia, es necesario proceder a realizar una distribución de momentos, proporcionalmente a los factores de distribución del muro y la losa, para lograr los momentos finales iguales, pero de signos contrarios.

Nótese que en la mayor parte de los casos, los valores obtenidos de las rigideces mantienen una relación de más de seis veces la rigidez del muro con relación a la losa.

En este caso, queda del lado inseguro diseñar al muro para la condición de articulación en su extremo inferior, particularmente si el empotramiento entre ésta y la losa base es real.

#### **2.4.7. Los depósitos cubiertos**

##### **2.4.7.1. Las cubiertas para los depósitos rectangulares**

En los depósitos rectangulares, dependiendo del tamaño de la estructura, las cubiertas podrán cubrir todo el claro entre los paramentos del depósito. En estructuras de claros grandes es conveniente apoyar la losa de la cubierta en una o más columnas.

##### **2.4.7.2. La geometría de las cubiertas**

Las losas de cubierta pueden ser: losas planas y sistemas de losas y trabes, inclinadas a un agua, inclinadas a dos aguas, a nivel, cúpulas y domos.

##### **2.4.7.3. Las cubiertas a base de losas**

Si el depósito es de grandes dimensiones, se podrá requerir de losas o placas planas apoyadas en una o más columnas en el interior del depósito y en pilastras sobresalientes de los muros. Se procurará que las columnas intermedias tengan separaciones entre los 4 a 5 metros. Las columnas se apoyarán en zapatas aisladas, tal y como se ilustra en la Figura 2.16.



Las tablas, que son esencialmente las mismas a las de la edición de 1942, utilizan el parámetro  $\frac{H^2}{Dt}$ , en el cual,  $H$  es el tirante del líquido,  $D$  es el diámetro interior del depósito y  $t$  es el espesor de la pared o muro.

Mediante estas tablas, es posible analizar depósitos con relaciones de  $\frac{H^2}{Dt}$  entre 0.4 y 56 y @ 0.1 de la profundidad del tirante  $H$  respecto a la superficie libre del líquido.

Para  $\frac{H^2}{Dt}$ , entre 0.4 y 2.0, los coeficientes están tabulados @ 0.4 de ese valor.

Para  $\frac{H^2}{Dt}$ , entre 3.00 y 8.00, los coeficientes están tabulados @ valor entero de  $\frac{H^2}{Dt}$ ; entre 10 y 16,

se tabulan los valores pares de  $\frac{H^2}{Dt}$ ; y entre 20 y 56 @ 8 puntos de  $\frac{H^2}{Dt}$ .

Para valores intermedios será necesario interpolar, lo que puede llevarse a cabo linealmente.

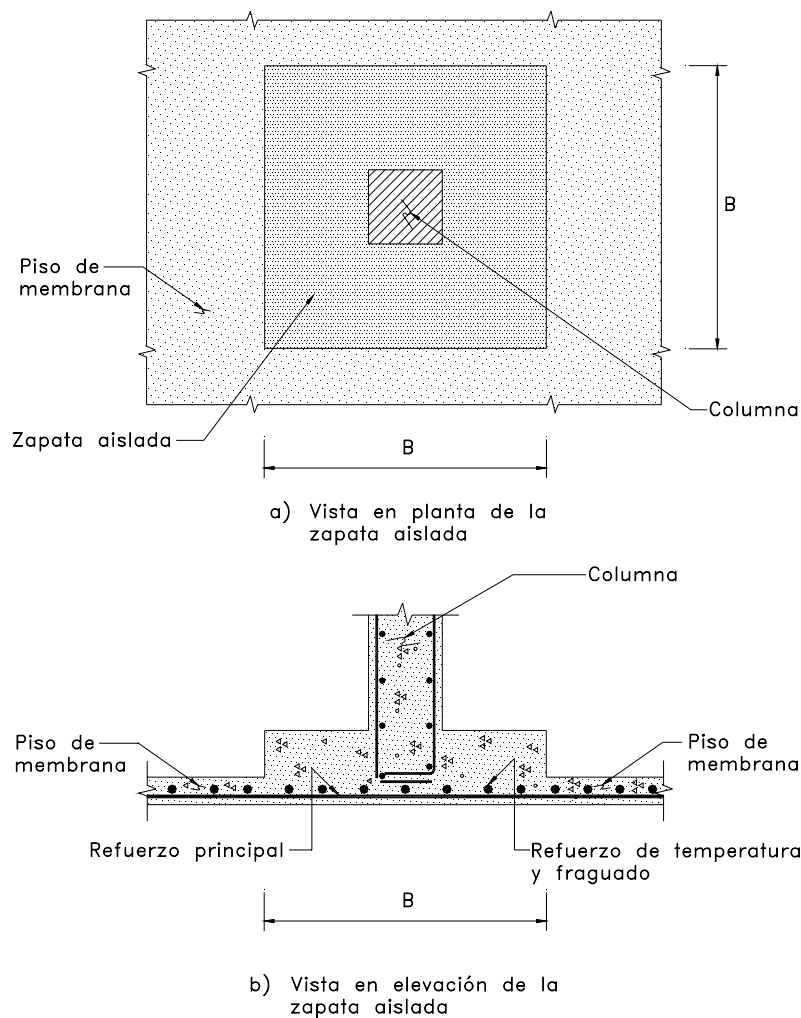
Se debe tener cuidado en ser congruente con las unidades de cada uno de los términos del parámetro  $\frac{H^2}{Dt}$ .

#### 2.4.6.2. Los comentarios de PCA, primera edición de 1942

En los párrafos que siguen se hace referencia a los comentarios vertidos en la primera edición de la publicación mencionada: *Circular Concrete Tanks Without Prestressing*, de Portland Cement Association, 1942, a la cual se remite al lector.

La suposición de que la base se encuentra empotrada, aparentemente suministra un diseño económico. Sin embargo, dicha suposición puede dar lugar a un diseño inseguro, si previamente no se lleva a cabo una investigación que garantice que no existen desplazamientos y rotaciones en la base. Los estudios que se presentan en la publicación citada, indican que es difícil lograr el empotramiento total de la base, ya que no es fácil predecir el comportamiento del suelo de cimentación y su efecto en la restricción de la base, por lo que es aconsejable suponer que ésta se encuentra articulada, obteniéndose así un diseño más seguro. Véanse las secciones 4 y 7 de este capítulo.

Cuando el depósito se encuentra cubierto por una losa, el extremo superior del muro queda imposibilitado para moverse libremente. En estos casos, es útil emplear la Tabla V, la cual supone empotrada a la base del muro, en tanto que el extremo superior del mismo está libre. Al restringirse la expansión del muro, la tensión anular tiene un valor nulo en el extremo superior de éste, por lo que es necesario aplicar una fuerza cortante en ese punto, la cual contrarreste la tensión anular, cuando el extremo se expande libremente.



Engrosamiento en la losa de piso para dar lugar a la zapata aislada que recibe a la columna.

Figura 2.16 De las columnas apoyadas en zapatas aisladas

Para reducir el espesor de las losas de cubierta, convendrá apoyarlas en trabes secundarias y éstas a su vez en trabes principales, soportadas por las columnas en las zonas interiores del depósito, o en ampliaciones de los muros, columnas, pilastras o contrafuertes en el perímetro del mismo. Dependiendo del tamaño y los claros de la estructura, podrán proyectarse y construirse cubiertas sin apoyos intermedios.

Las cubiertas pueden, asimismo, construirse con losas planas encasetonadas o en forma de panel, apoyadas de manera similar a las anteriores.

Son recomendables también, los elementos prefabricados, tales como las vigas T y doble T, apoyadas sobre las mencionadas columnas y pilastras. En este caso, las losas trabajan en una sola dirección.

La junta de la cubierta con el muro puede ser continua o del tipo deslizante (véanse las Figuras 2.12 y 2.13)

En algunas situaciones se acostumbra unir a la cubierta con el muro, dejando una junta de expansión o por medio de una dala o trabe perimetral de repartición (ver Figura 2.13)

Es importante la participación de las cubiertas en el comportamiento estructural de los depósitos, ya que ésta puede proporcionar un soporte lateral en el borde superior de los muros, reduciendo el efecto de volteo que provoca la presión hidrostática del líquido contenido. Aun en las cubiertas a nivel deberá existir una pendiente para propiciar el desagüe apropiado.

#### **2.4.7.4. Las cubiertas para los depósitos circulares**

Los depósitos circulares cubiertos se utilizan para tanques de regulación, necesarios para suministrar agua a las poblaciones.

La cubierta normalmente es un domo de concreto reforzado o una losa a base de trabes y columnas. Pueden estar sujetas o desligadas del muro perimetral. En este último caso, el comportamiento del muro continuará siendo el de tensión anular.

Para el diseño de las cubiertas es recomendable utilizar el método de diseño que sugiere la publicación mencionada de la PCA o según el Capítulo 13 del ACI-318, *Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado*. Las tablas de la PCA contienen coeficientes para el diseño de los depósitos cubiertos con columnas intermedias.

#### **2.4.7.5. Las cúpulas**

Por lo general, las cubiertas de cúpula en forma de domo se emplean en los depósitos circulares.<sup>1</sup> Este tipo de cubierta tiene la ventaja de que pueden salvarse grandes claros sin apoyos intermedios. Por otra parte, tiene el inconveniente de que su construcción es costosa, principalmente, debido al cuidado que debe tenerse en la construcción de la cimbra; si bien, existe la alternativa de la prefabricación de los domos.<sup>2</sup>

Por otra parte, tienen la ventaja, de que en virtud de su superficie en pendiente, no requieren un gran mantenimiento para su impermeabilización y aislamiento. Pero esa misma superficie curva presenta la desventaja de que estas cubiertas no se pueden utilizar para diversos fines, como ocurre con las que se construyen a nivel.

Esta desventaja la comparten las cubiertas a una y a dos aguas.

---

<sup>1</sup> Los criterios para su diseño pueden verse en el informe del Comité 344 de ACI: *Design and Construction of Circular Prestressed Concrete Structures with Circunferential Tendons*.

<sup>2</sup> En el informe del Comité 344 de ACI: *Design and Construction of Circular Wire and Strand Wrapped Prestressed Concrete Structures*, consúltense las recomendaciones para el diseño y construcción de las cubiertas con domos de concreto.

### 2.4.8. Las torres de oscilación

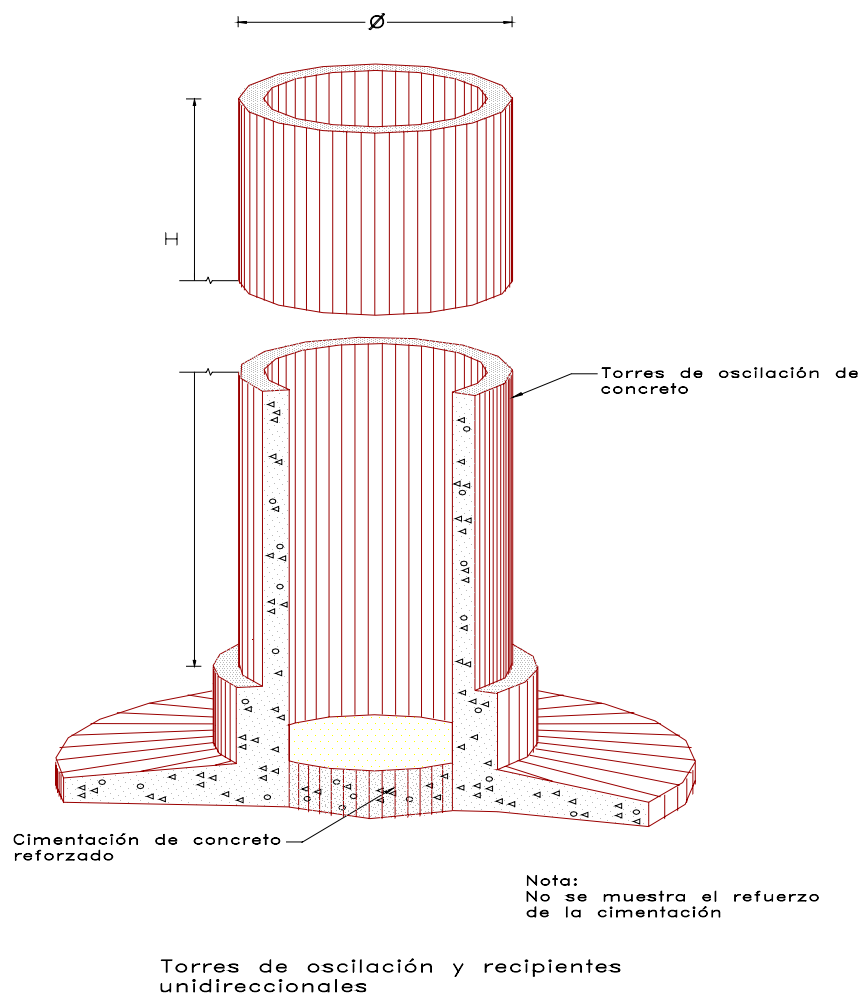


FIG. 2. 17

Figura 2.17 Torres de oscilación

Cuando el diámetro del depósito sea mucho menor que su altura, los depósitos se denominan torres de oscilación o tanques unidireccionales, que se pueden construir de concreto o de acero: el límite superior práctico para los de concreto es de unos 30 m de altura; en tanto que, cuando el diámetro esté entre 0.60 y 1.80 m, se podrá utilizar un tubo de acero de esas dimensiones.

Las torres de oscilación son depósitos verticales, cilíndricos, apoyados en el terreno y de fondo plano. Normalmente la altura de una torre de oscilación es mucho mayor que su diámetro. La altura del depósito debe ser tal, que permita lograr una carga hidrostática con la cual sea posible alcanzar una presión mínima de agua almacenada en un sistema de distribución de este líquido.

Para alturas mayores a los 30 m los depósitos se construyen de placas de acero unidas con soldadura.

Las torres de oscilación deberán quedar empotradas en su base, debido a que tienen que resistir empujes laterales de consideración, tanto del viento, como en ocasiones por sismo. Pueden utilizarse en los sistemas de agua potable y de tratamiento y siempre se construirán sin cubierta.

## **2.5. Durabilidad**

Para lograr la durabilidad en las estructuras de los depósitos, se requiere que el concreto sea resistente al deterioro provocado por el ambiente, la acción de los agentes químicos, el secado y mojado alternado, así como, la corrosión del acero de refuerzo en los depósitos de concreto.

La resistencia al ataque de los agentes químicos se logra mediante concretos de alta calidad y un buen terminado liso de las superficies, que evite la adherencia de partículas extrañas.

Para evitar la corrosión del acero de refuerzo, se tendrá cuidado de que se mantengan los recubrimientos especificados.

Para sujetar el refuerzo, se podrán utilizar dispositivos y silletas de una naturaleza tal que no corroan, manchen, ni causen daño al concreto.

Se tomarán las precauciones necesarias para evitar que los agentes atmosféricos, así como las aguas freáticas deterioren el concreto. Para tales casos, es útil el empleo de barreras protectoras que tengan una buena adherencia para ser completamente impermeables, y si se usan en el interior de los depósitos, no contengan agentes químicos capaces de contaminar el agua almacenada. Es recomendable el empleo de concretos con base en cementos resistentes a los sulfatos.

Se sugiere al lector consultar el Capítulo 4 del *Reglamento para las Construcciones*, ACI 318-95, donde se dan recomendaciones para tomar en cuenta la relación agua/materiales cementantes, así como los efectos de la exposición del concreto a la congelación y el deshielo, problema que aunque no parece ser muy severo en la República Mexicana, es conveniente tenerlo en mente en las regiones al norte del país; el efecto de la exposición a las soluciones que contengan sulfatos; así como la protección del acero de refuerzo ante los efectos de la corrosión.

## **2.6. Impermeabilidad**

Se puede asegurar la estanqueidad (impermeabilidad) de una estructura, si se cumplen las siguientes condiciones:

- a) Las bandas de sello en las juntas en el concreto se fijan adecuadamente, de tal suerte que no se safen ni tengan movimiento alguno.
- b) Un concreto bien vibrado para lograr un concreto denso.
- c) Se logra un mínimo del ancho del agrietamiento, como se indica en la unidad 4.4.2 del presente Manual.
- d) Se diseñan y construyen apropiadamente las juntas.

- e) Se emplean terminados impermeables donde se requieran, o un impermeabilizante integral en el concreto fresco.
- f) Se utilizan aditivos inclusores de aire en el concreto.
- g) El refuerzo de fibras cortas que evitan el agrietamiento.

Para evitar la filtración del agua, normalmente resulta más económico y efectivo un concreto de calidad y un detallado apropiado de las juntas, en vez de colocar barreras impermeabilizantes.

Es posible lograr la impermeabilidad del concreto mediante relaciones agua-cemento tan bajas como sea posible, a efecto de obtener una buena trabajabilidad y consolidación del concreto.

El curado prolongado mejora notablemente la calidad del concreto y su impermeabilidad.

Si se utilizan relaciones agua-cemento bajas, es recomendable incluir en el concreto fresco, agentes inclusores de aire que reducen el sangrado y mejoran la trabajabilidad.

La reducción del agrietamiento a un mínimo es un medio efectivo para aumentar la impermeabilidad.

Los depósitos que se encuentren bajo el nivel del terreno, se llenan de agua para ser probados y se determina su impermeabilidad antes de colocarse el relleno, como se señala en el subcapítulo 6.4.

## **3. ACCIONES**

### **3.1. Acciones de diseño**

#### **3.1.1. Consideraciones generales**

De conformidad con la duración con la cual actúan con una intensidad máxima sobre la estructura, las acciones o cargas de diseño se clasifican en tres categorías: permanentes, variables y accidentales.

La valuación de las acciones de diseño se efectuará como se especifica a continuación.

a) Las acciones permanentes son las que actúan en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría, son: la carga muerta; la carga de equipos y tuberías; las deformaciones y los desplazamientos impuestos a la estructura, los cuales varían poco con el tiempo; así como, los debidos al presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos de la estructura.

b) Las acciones variables son las que actúan sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que corresponden a esta categoría, son: la carga viva; el empuje estático del líquido y de tierras; los efectos de los cambios de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que puedan presentarse debido a vibraciones, impacto o frenaje.

c) Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y sólo durante lapsos breves pueden alcanzar intensidades significativas. Pertenecen a esta categoría: las acciones de viento, las acciones sísmicas, explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en la estructura, cimentación y en los detalles constructivos, a fin de evitar su comportamiento catastrófico, en caso de que estas acciones llegasen a tener lugar.

#### **3.1.2. Efectos de las cargas permanentes, variables y accidentales**

En el diseño de las estructuras para los depósitos de agua potable o tratada, se tomarán en cuenta los efectos de las cargas muertas, las cargas vivas y las provocadas por el sismo y el viento, cuando estos últimos sean significativos. Sin embargo, no será necesario diseñar para la envolvente de los

efectos simultáneos de sismo y viento, sino únicamente para la condición más desfavorable entre ambas acciones.

### 3.2. Acciones permanentes

Las acciones permanentes que deberán tomarse en cuenta para el diseño de depósitos, son las siguientes:

#### 3.2.1. Cargas muertas

Se considerará el peso de los elementos que constituyen el depósito.

Los reglamentos locales de construcción podrán suministrar valores de los pesos volumétricos de los materiales empleados, para calcular el peso propio de los elementos que son parte del depósito.

Las cargas permanentes incluirán los pesos de las tuberías y válvulas de gran diámetro, tomando en cuenta el tamaño, número y el espaciamiento de los tubos, incluyendo las cargas reales y tomando en consideración las ampliaciones planeadas.

### 3.3. Acciones variables

#### 3.3.1. La presión interior del agua

La altura del nivel de agua que se considerará en el diseño será hasta el nivel de vertido de excedencias.

Para valuar las deformaciones en la estructura y en la cimentación, se supondrá que el depósito está lleno al 70% de su capacidad, cuando se trate de depósitos de tanques de regulación y 100% en los depósitos para el proceso de potabilización y tratamiento.

Para valuar las acciones a que da lugar el líquido contenido, se recomiendan los siguientes pesos volumétricos (*Estructuras Sanitarias de Concreto para el Mejoramiento del Ambiente*):

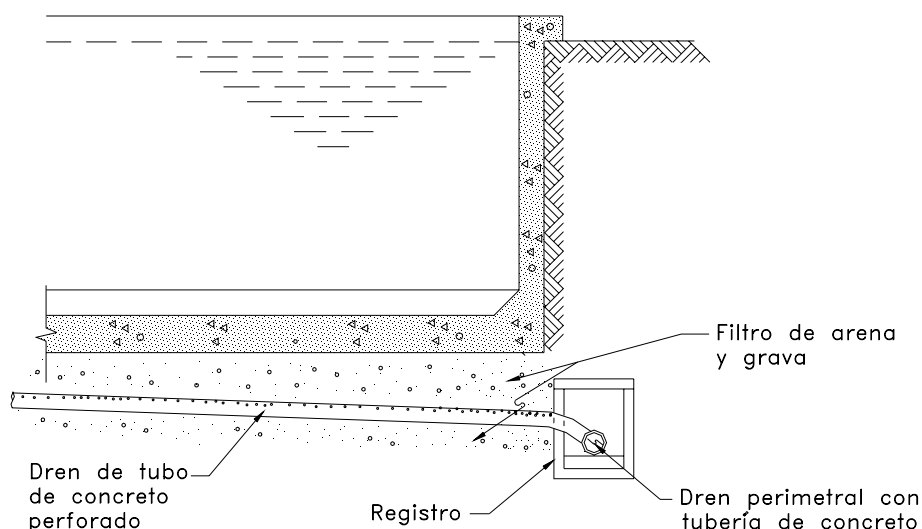
Aguas claras	1,000 kg/m <sup>3</sup>
Aguas negras sin tratar	1,010 kg/m <sup>3</sup>
Gravilla excavada del desarenador	1,760 kg/m <sup>3</sup>
Cieno digerido, aeróbico	1,040 kg/m <sup>3</sup>
Cieno digerido, anaeróbico	1,120 kg/m <sup>3</sup>
Cieno engrosado o deshidratado, dependiendo del contenido de humedad	960 a 1,360 kg/m <sup>3</sup>

#### 3.3.2. La presión exterior del agua

En los depósitos enterrados se tomará en cuenta el efecto de la subpresión sobre la losa de fondo, así como el empuje lateral del relleno y del agua freática sobre los muros.



Cuando un depósito se construya en un terreno donde el nivel del agua freática se encuentre temporal o permanentemente arriba del fondo del depósito, habrá que tomar las medidas necesarias para evitar que la estructura flote cuando ésta no contenga líquido en su interior. El nivel del agua freática se puede elevar artificialmente en el sitio de la estructura a causa de filtraciones en los depósitos cercanos o por roturas de tuberías. También en este caso, habrá que prever las medidas necesarias para resistir la subpresión ejercida por el agua freática exterior, tales como la de proveer drenes laterales que sirvan para abatir los niveles freáticos (ver la [Figura 3.1](#)).



*Figura 3.1 Drenaje de los depósitos útil para aliviar la subpresión*

### 3.3.3. La presión del suelo

Los estudios de Geotecnia establecerán los coeficientes para los empujes de suelos en el sitio donde se vayan a construir los depósitos.

En el caso de los depósitos enterrados o semienterrados, para el diseño de los muros exteriores se tomarán en cuenta los empujes activos del suelo y las posibles sobrecargas en éstos, debidas por ejemplo, a vehículos pesados en la proximidad del depósito.

En el diseño de las vigas y trabes se utilizarán los pesos reales de los equipos, incluyendo los efectos de las cargas móviles.

### 3.3.4. Carga viva sobre la cubierta

Las losas que soporten equipos, se diseñarán para una carga viva mínima de 1 465 kg/m<sup>2</sup>. Se podrán diseñar para una carga menor, si se dispone de un valor preciso del peso de dichos equipos.

En los depósitos sobre el nivel del terreno, la carga viva en la losa de cubierta con una pendiente igual o menor al 5%, se tomará igual o mayor a 120 kg/m<sup>2</sup> de proyección horizontal.

En los depósitos enterrados, la carga viva en la losa de cubierta no será menor a 400 kg/m<sup>2</sup> de proyección horizontal más una sobrecarga equivalente al peso de un relleno de 60 cm. Este último se considerará como una carga muerta.<sup>1</sup>

### **3.3.5. Carga viva en escaleras y plataformas**

En escaleras y plataformas se considerará una carga concentrada móvil de 500 kg. Los barandales se diseñarán para una carga concentrada de 100 kg actuando en cualquier punto del pasamanos y en cualquier dirección.

### **3.3.6. Otras acciones variables**

Otros valores de las cargas vivas para los cambios de temperatura podrán tomarse de los reglamentos locales y se considerarán las condiciones locales, pero con un diferencial de temperatura no inferior a los 20°C.

## **3.4. Acciones accidentales**

### **3.4.1. Viento**

En el diseño de los depósitos, tendrá especial importancia el efecto del viento sobre el área expuesta de la estructura, cuando el depósito se encuentre vacío y por lo tanto exista la posibilidad de volcamiento o de deslizamiento.

También es importante tomar en cuenta el efecto del viento durante el montaje de los tableros prefabricados de los depósitos, cuando se encuentren provisionalmente sostenidos, en tanto se conectan en forma definitiva al resto de la construcción.

En los depósitos cubiertos se revisará la estabilidad de la cubierta y de sus anclajes.

En los depósitos rectangulares o cuadrados, se supondrá que el viento puede actuar por lo menos en dos direcciones perpendiculares entre sí.

Cuando se considere el efecto del viento simultáneamente con el peso del agua, se supondrá que el depósito se encuentra lleno al 100% de su capacidad. En los tanques de regulación se considerará el 80% de su capacidad. Sin embargo, una condición de carga que puede resultar crítica para el volteo del depósito, es la de considerarlo vacío cuando está expuesto a la acción del viento.

#### **3.4.1.1. Valuación de los efectos del viento**

Los efectos del viento se valuarán tomando en cuenta las succiones y las presiones estáticas.

Para el análisis de los efectos del viento, las estructuras para los sistemas de agua potable y tratada se analizan para una recurrencia de 200 años y se consideran pertenecientes al grupo “A” (estructuras esenciales).

Las condiciones y los reglamentos locales determinarán las velocidades regionales y los coeficientes aplicables para valorar las fuerzas del viento en los depósitos en cada localidad.

---

<sup>1</sup> En el ejemplo numérico de un depósito circular que se presenta más adelante y que sigue lo propuesto por la PCA para el empuje de la sobrecarga sobre la pared del tanque, se emplea un relleno de 90 cm y se le da el tratamiento de carga viva, con un factor de carga de 1.7.

Se sugiere que los criterios de análisis utilizados y la obtención de las velocidades de diseño del viento, concuerden con lo establecido en *el Manual de Diseño de Obras Civiles* de la Comisión Federal de Electricidad, tomo “Diseño por Viento”, edición 1993 o posterior.

### **3.4.2. Sismo**

Se ha comprobado que durante los sismos, los depósitos que contienen algún fluido pueden fallar y derramar el líquido contenido.

Los reglamentos locales suministrarán información en cuanto a los coeficientes sísmicos y los espectros de diseño aplicables, de conformidad con la sismicidad local y las características del suelo donde se construyan los depósitos.

En caso de que el reglamento local no exista, se recurrirá al *Manual de Obras Civiles*, tomo “Diseño por Sismo”, de la Comisión Federal de Electricidad, edición 1993 o posterior.

Para su análisis sísmico, los depósitos de agua potable y tratamiento se deberán considerar como estructuras esenciales, es decir, pertenecientes al grupo “A”.

Al proyectar los depósitos para resistir las acciones sísmicas, se deberá tomar en cuenta la masa hidrodinámica del líquido contenido.

Cuando se considere el efecto del sismo simultáneamente con el peso del agua, se supondrá que el depósito está lleno al 100% de su capacidad. En los tanques de regulación se considerará el 80% de su capacidad.

La presión hidrodinámica deberá incluir las presiones impulsivas, así como las convectivas.

En los depósitos cerrados se efectuará el diseño tomando en cuenta un borde libre, el cual evite que el oleaje provocado por el sismo sobrecargue la losa de cubierta, mediante el golpeteo del agua al chapotear sobre la cara inferior de dicha losa. Además, el diseño sísmico de los depósitos deberá incluir los efectos sísmicos de las presiones del suelo exterior al depósito y las cargas muertas de la estructura.

#### **3.4.2.1. Las presiones impulsivas y las convectivas**

Como resultado de un temblor, el contenido de un depósito para el almacenamiento de líquidos, ubicado sobre el terreno, experimenta una oscilación a causa del movimiento del terreno. El fluido en las proximidades de los muros se acelera hacia un lado y otro, esencialmente al unísono con dichos muros, en tanto que el fluido cercano a la parte central del depósito no se acelera, sino que tenderá a oscilar con el periodo natural del chapoteo u oleaje del líquido.

Las presiones del fluido actuando sobre los muros del depósito reflejan estas dos acciones, de las cuales, una de las componentes varía con el tiempo en forma directamente proporcional a las aceleraciones del terreno, en tanto que la otra, varía en el tiempo con el chapoteo u oleaje del líquido.

Para su estudio, las presiones en el líquido generadas por el movimiento horizontal del terreno se han dividido en aquellas asociadas con la inercia del líquido que se acelera con el terreno (*presiones impulsivas*), además de las que están asociadas con el líquido que oscila con el movimiento de

chapoteo (*presiones convectivas*). Estas presiones dinámicas actúan, tanto en las paredes como en el fondo del depósito.

Además de provocar fuerzas y momentos en las paredes del depósito, unas y otras presiones se combinan con las del fondo para dar lugar a un momento neto de volteo del depósito en conjunto.

A continuación, se proporciona una discusión general de la respuesta dinámica de los depósitos que almacenan líquidos, con el fin de contar con un antecedente para la utilización de los resultados teóricos apropiados.

Las fuerzas *impulsivas* asociadas a las fuerzas de inercia en el líquido, las cuales, como ya se ha dicho, se relacionan en el tiempo directamente con las aceleraciones del terreno, son principalmente de una alta frecuencia, en el rango de 2 a 5 ciclos por segundo (periodo entre 0.5 y 0.2 seg). Por otro lado, las presiones *convectivas* se relacionan en el tiempo con la respuesta oscilatoria (el oleaje o chapoteo) del líquido, generada por las aceleraciones del temblor y fundamentalmente son de una baja frecuencia, cercana a la frecuencia natural del líquido al chapotear. Probablemente no ocurren al mismo tiempo la aceleración máxima del terreno y el movimiento máximo del movimiento de chapoteo del líquido; sin embargo, es posible que una combinación de las presiones impulsivas y convectivas en un instante dado, excedan a las presiones impulsivas o convectivas consideradas separadamente. Por consiguiente, debe emplearse un juicio ingenieril al seleccionar la condición máxima de carga dinámica para la cual se diseñe el depósito.

Es muy probable que las aceleraciones verticales del terreno no tengan una significación importante. La magnitud del momento de volteo resultante de la fuerza cortante horizontal y la amplitud del movimiento de chapoteo, pueden determinarse a partir del espectro de respuesta de velocidades para el temblor que se considere. El aspecto significativo lo constituye el momento de volteo provocado por las presiones en las paredes del depósito.

Los efectos del sismo se valuarán como se indica a continuación.

#### 3.4.2.2. Fuerzas hidrodinámicas

Puede calcularse la fuerza horizontal que representa la acción resultante de los empujes hidrodinámicos sobre los muros de un depósito de un líquido con un tirante  $H_L$  y una masa cuyo peso es  $W_L$ , si se aplican a una estructura equivalente, en la que la masa del líquido se substituye por otras dos,  $M_I$  y  $M_C$ , colocadas, respectivamente, a las alturas  $H_I$  y  $H_C$  sobre el fondo del depósito ([Figura 3.2](#)). Los sufijos *I* y *C* denotan respectivamente, impulsiva y convectiva.

La masa  $M_I$  está rígidamente unida al depósito, mientras que la masa  $M_C$  está ligada a éste mediante un resorte horizontal de rigidez  $K_C$ . Los parámetros que definen la estructura equivalente están dados por las expresiones siguientes:

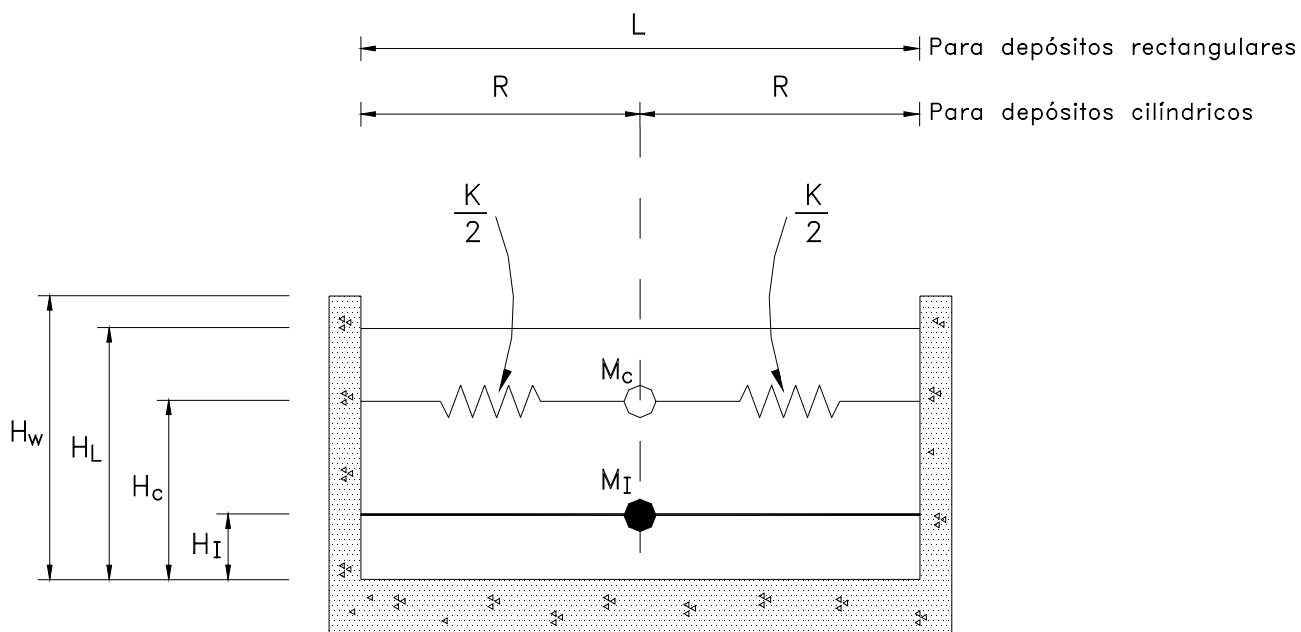


Figura 3.2 Estructura para un depósito sujeto a la acción sísmica

Las ecuaciones propuestas por Housner, las cuales pueden encontrarse en varias publicaciones (véase en particular, el tomo *Diseño por Sismo*, del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad), después de algunas adaptaciones son como se expone enseguida.

En depósitos rectangulares, en los cuales  $H_L \leq 0.75L$ , donde  $H_L$  es el tirante del líquido y  $L$  es la longitud del depósito en la dirección en la cual se lleva a cabo el análisis sísmico, el peso de la masa impulsiva se valúa así:

$$W_I = \frac{\tanh\left(0.85 \frac{L}{H_L}\right)}{0.85 \frac{L}{H_L}} W_L \quad (3.1)$$

y el peso de la masa convectiva:

$$W_C = \frac{0.83 \tanh\left(3.16 \frac{H_L}{L}\right)}{3.16 \frac{H_L}{L}} W_L \quad (3.2)$$

La altura de la masa impulsiva sobre el fondo del depósito:

$$H_I = 0.38H_L \left\{ 1 + \alpha \left( \frac{W_L}{W_I} - 1 \right) \right\} \quad (3.3)$$

La altura de la masa convectiva sobre el fondo del depósito:

$$H_c = H_L \left\{ 1 - 0.083 \frac{W_L}{W_c} \left( \frac{L}{H_L} \right)^2 + 0.315 \beta \frac{L}{H_L} \sqrt{0.07 \left( \frac{LW_L}{H_L W_c} \right)^2 - 1} \right\} \quad (3.4)$$

La rigidez del resorte de la masa convectiva:

$$K_C = \frac{12H_L}{W_L} \left( \frac{W_c}{L} \right)^2 \quad (3.5)$$

Para un depósito cilíndrico en el cual  $H_L \leq 0.75D$ , donde  $D$  es el diámetro del mismo, el peso de la masa impulsiva:

$$W_I = \frac{\tanh\left(0.85 \frac{D}{H_L}\right)}{0.85 \frac{D}{H_L}} W_L \quad (3.6)$$

y el peso de la masa convectiva:

$$W_c = \frac{0.71 \tanh\left(3.68 \frac{H_L}{D}\right)}{3.68 \frac{H_L}{D}} W_L \quad (3.7)$$

La altura sobre el fondo del depósito de la masa impulsiva:

$$H_I = \frac{3}{8} H_L \left\{ 1 + \alpha \left( \frac{W_L}{W_I} - 1 \right) \right\} \quad (3.8)$$

La altura sobre el fondo del depósito de la masa convectiva:

$$H_c = H_L \left\{ 1 - 0.0525 \frac{W_L}{M_c} \left( \frac{D}{H_L} \right)^2 + 0.275 \beta \frac{D}{H_L} \sqrt{0.0375 \left( \frac{DW_L}{H_L W_c} \right)^2 - 1} \right\} \quad (3.9)$$

La rigidez del resorte hipotético que sujeta la masa convectiva a las paredes del depósito:

$$K_c = \frac{19H_L}{W_L} \left( \frac{W_c}{D} \right)^2 \quad (3.10)$$

En ambos casos,  $\alpha = 1.3$  y  $\beta = 2.0$ , si interesa incluir en el cálculo el momento hidrodinámico sobre el fondo del depósito o bien,  $\alpha = 0$  y  $\beta = 1$ , si sólo interesan los efectos de la presión hidrodinámica que actúa sobre los muros.

En las expresiones anteriores:

$W_L$  = peso del líquido que contiene el depósito.

$W_I$  = peso de la masa impulsiva  $M_I$ .

$W_c$  = peso de la masa convectiva  $M_C$ .

$L$  = dimensión del depósito rectangular en la dirección considerada para el análisis.

$R$  = radio del depósito cilíndrico.

$D$  = diámetro del depósito cilíndrico.

$H_L$  = altura del tirante del líquido.

$H_I$  = altura sobre el fondo del depósito a la cual se considera se encuentra la masa impulsiva.

$H_c$  = altura sobre el fondo del depósito a la cual se considera se encuentra la masa convectiva.

$H_M$  = altura de la pared del depósito.

$K_c$  = rigidez del resorte al cual está unida la masa convectiva.

Una vez determinados los valores de los parámetros arriba indicados, será posible entonces, calcular la fuerza cortante y el momento de volteo en el fondo del depósito y procederse al diseño del mismo, sobreponiendo las cargas permanentes a la accidental debida al sismo. En el ejemplo numérico que se presenta en este Manual, se ilustran los diversos pasos que deben efectuarse para el análisis sísmico de un depósito.

Las amplitudes máximas del movimiento vertical de la superficie del agua, con respecto al nivel de reposo, pueden calcularse con las fórmulas siguientes:

a) Depósito de base rectangular:

$$d_{max} = \frac{0.27L \coth \left( 3.16 \frac{H_L}{L} \right)}{\frac{2g}{\omega_c^2 \theta_h L} - 1} \quad (3.11)$$

donde:

$$\theta_h = 3.16 \frac{A_c}{L} \tanh \left( 3.16 \frac{H_L}{L} \right) \quad (3.12)$$

b) Depósito cilíndrico:

$$d_{\max} = \frac{0.204D \coth\left(3.68 \frac{H_L}{D}\right)}{\frac{g}{\omega_c^2 \theta_h D} - 1} \quad (3.13)$$

donde:

$$\theta_h = 3.07 \frac{A_c}{L} \tanh\left(3.68 \frac{H_L}{L}\right) \quad (3.14)$$

En las expresiones anteriores,  $A_c$  es el máximo desplazamiento de la masa  $W_c$ , con relación a los muros del depósito,

$$A_c = \frac{S_v}{\omega_c} \quad (3.15)$$

$\theta_h$  es la amplitud angular de las oscilaciones libres de la superficie del líquido, basadas en la suposición de que esta superficie es plana;  $S_v$  es la pseudo velocidad o velocidad espectral y

$$\omega_c = \sqrt{\frac{gK_c}{W_c}} \quad (3.16)$$

es la frecuencia natural circular de la masa convectiva,  $g$  es la aceleración debida a la gravedad.

### 3.4.2.3. Aplicación de las ecuaciones anteriores cuando $H_L$ sea mayor a $0.75D$ ó $0.75L$

Cuando  $H_L > 0.75D$ , en el caso de depósitos cilíndricos o  $H_L > 0.75L$ , para depósitos rectangulares, las ecuaciones anteriores son aplicables para calcular  $W_i$  y  $H_i$  sin modificar la masa ni el tirante del líquido. Por el contrario, para calcular  $W_c$  y  $H_c$ , se supondrá que el líquido que se encuentra por debajo de la profundidad  $0.75D$  ó  $0.75L$ , medida desde la superficie, se mueve unido rígidamente al depósito, de modo que las expresiones dadas para  $W_c$  y  $H_c$  se aplicarán sólo a la porción del líquido situada arriba de esa cota (*Manual de Obras Civiles de la CFE, Diseño por Sismo*, Unidad 3.9.2). (Véase la [Figura 3.3](#)).



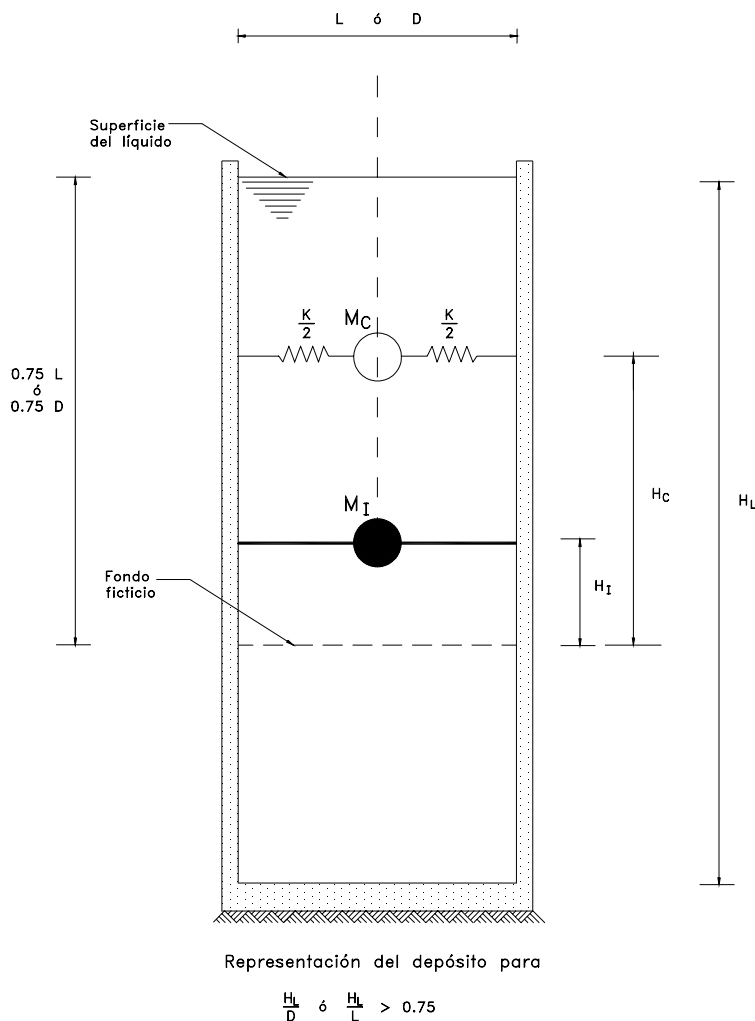


Figura 3.3

#### 3.4.2.4. Distribución de la presión hidrodinámica en los muros y en el fondo del depósito

De conformidad con la recomendación del *Manual de Obras Civiles de la CFE, Diseño por Sismo* (inciso 3.9.2.1), para determinar la distribución y la magnitud de las presiones locales y de ahí determinar la distribución de los esfuerzos en los muros y el fondo del depósito, se puede recurrir a un procedimiento aproximado, el cual consta de los siguientes pasos:

1. Se determinan la fuerza cortante y el momento de volteo de diseño en la base del depósito.
2. Se calculan las solicitaciones de diseño por unidad de longitud correspondientes a la fuerza cortante y el momento de volteo del paso 1.
3. Se distribuyen las solicitaciones de diseño del paso 2 en toda la altura del depósito, suponiendo para ello una distribución lineal equivalente de la presión.

La fuerza cortante y el momento de volteo por unidad de longitud se determinan como:

$$v_s = \frac{V_s}{\pi R} \quad (3.17)$$

$$m_s = \frac{M_s}{\pi R} \quad (3.18)$$

si se trata de un depósito cilíndrico, donde  $R$  es el radio y

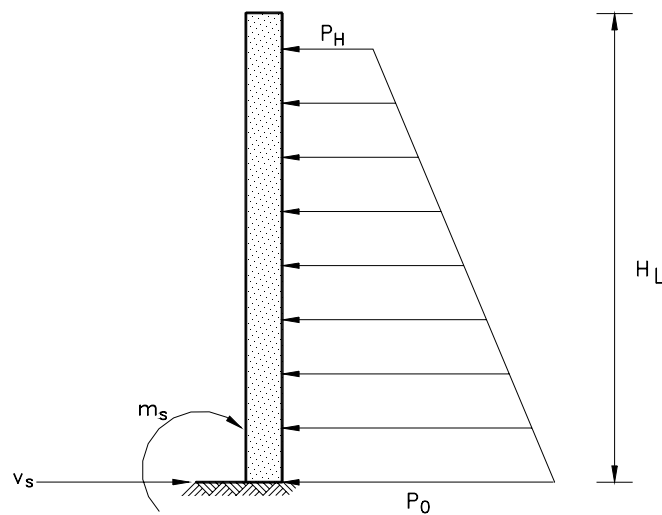
$$v_s = \frac{V_s}{4 B} \quad (3.19)$$

$$m_s = \frac{M_s}{4 B} \quad (3.20)$$

si se trata de un depósito rectangular, donde  $2B$  es la dimensión perpendicular al movimiento del terreno.

En la [Figura 3.4](#), se muestra la distribución lineal equivalente de la presión que se propone para valuar las presiones hidrodinámicas locales.

Así,  $P_H$  y  $P_O$  son la presión equivalente en el borde superior e inferior del depósito, respectivamente, valores que se determinan resolviendo el siguiente sencillo sistema de ecuaciones simultáneas siguiente:



*Figura 3.4 Distribución de presión lineal equivalente en las paredes de un depósito, de acuerdo con el criterio propuesto por el Manual de Obras Civiles de la C.F.E.*

$$(p_o + p_H) \frac{H_L}{2} = v_s \quad (3.21)$$

$$(p_o + 2p_H) \frac{H^2_L}{6} = m_s \quad (3.22)$$

En las expresiones anteriores  $v_s$  y  $m_s$  son la fuerza cortante y el momento de volteo por unidad de longitud;  $V_s$  y  $M_s$  son la fuerza cortante y el momento de volteo de diseño, en la base del depósito, respectivamente.

Una vez conocidos  $p_H$  y  $p_o$ , las presiones hidrodinámicas locales sobre las paredes del depósito se calculan como:

$$p = \left[ p_H + (p_o - p_H) \frac{z}{H_L} \right] \cos \phi \quad (3.23)$$

cuando se trate de un depósito cilíndrico o bien como:

$$p = p_H + (p_o - p_H) \frac{z}{H_L} \quad (3.24)$$

cuando se trate de un depósito rectangular.

En las ecuaciones 3.23 y 3.24,  $z$  y  $\phi$  son las coordenadas del punto donde se valúa la presión. La profundidad  $z$  se mide con respecto a la superficie libre del líquido en reposo, en tanto que la desviación  $\phi$  con respecto a un eje paralelo y de igual sentido que el movimiento del terreno considerado.

Para el efecto de volteo de la estructura en conjunto, así como para el análisis y diseño de la cimentación, las presiones hidrodinámicas sobre el fondo del depósito, se puede suponer que siguen una distribución lineal.

#### **3.4.2.5. El Factor de comportamiento sísmico**

Para el diseño de los depósitos de concreto reforzado se recomienda un factor de comportamiento sísmico igual a 1.5.

## 4. ANÁLISIS Y DISEÑO

### 4.1. Métodos de diseño para los depósitos de concreto reforzado

En este capítulo se establecen los requerimientos para el análisis y diseño de los depósitos para los sistemas de agua potable y tratada, que se mencionaron en la Introducción al presente Manual.

Los depósitos deberán diseñarse de tal manera que se evite la presencia de fugas. Por consiguiente, es necesario emplear procedimientos de diseño tales, que eliminen la posibilidad de la presencia de grietas anchas u otras fuentes potenciales de fugas.

Para el diseño de miembros de concreto reforzado existen dos métodos aceptados en la práctica. Ambos son aplicables para el diseño de los depósitos. El primero de ellos, que se basa en el criterio de resistencia última, utiliza cargas factoradas, las resistencias especificadas del acero y del concreto  $f_y$  y  $f'_c$ , y factores de reducción de la resistencia,  $F_R$ . El segundo es el método alternativo de diseño, el cual emplea cargas de servicio y esfuerzos de trabajo.

El diseñador puede optar por cualquiera de los dos métodos para el proyecto de los depósitos que se cubren en este tratado. Ambos requieren limitaciones especiales para su empleo en el diseño de los depósitos para el almacenamiento de agua potable o tratada, con objeto de que éstos sean resistentes a la filtración del agua y de asegurarles una prolongada vida útil.

### 4.2. Diseño por resistencia

El diseño se lleva a cabo de conformidad con el criterio de Resistencia que se establece en el Reglamento ACI 318-95.

Para el diseño de los depósitos se aplicarán los factores de carga que se enumeran más adelante en el inciso 4.2.2.1.

#### 4.2.1. Requisitos de resistencia

El análisis previo al diseño por el método de resistencia, puede efectuarse en el rango elástico y lineal o mediante la teoría de las líneas de fluencia, empleando en ambos casos las cargas factoradas que se indican en el inciso 4.2.2.1 del presente capítulo, pudiéndose hacer uso de la redistribución de los momentos negativos en elementos continuos sujetos a flexión, que permite la sección 8.4 del ACI 318-95, *Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado*.

Se entiende por resistencia a la magnitud de una acción o de una combinación de acciones que provoquen la aparición de un estado límite de falla en la estructura. El requisito básico para la resistencia se expresa como sigue:

$$\begin{aligned} \text{Resistencia requerida} &\leq \text{Resistencia de diseño,} \\ &\phi \\ R_R &\leq F_R(\text{Resistencia nominal}) \end{aligned}$$

donde  $F_R$  es el factor de reducción de la resistencia que corresponda, según los valores que se sugieren en el inciso 4.2.2.2 del presente capítulo.

En el procedimiento de resistencia de diseño, el margen de seguridad se proporciona multiplicando las cargas de servicio por un factor de carga y la resistencia nominal por un factor de reducción de la resistencia.

## 4.2.2. Diseño del concreto reforzado por el método de resistencia

### 4.2.2.1. Cargas factoradas

Se recomienda el uso de los factores de carga que se transcriben más adelante (ACI 318-95, subcapítulo 9.2).

La resistencia requerida  $R_R$  se calculará multiplicando las cargas de servicio por los factores de carga que se establecen enseguida:

a) La resistencia requerida  $R_R$  para la combinación de la carga muerta  $C_M$  más la carga viva  $C_V$ , se calculará como sigue:

$$\begin{aligned} R_R &\leq 1.4C_M + 1.7C_V \\ (4.1) \end{aligned}$$

b) Si en el diseño se incluye la resistencia a los empujes laterales del terreno o los empujes hidrostáticos del agua  $C_F$ , la resistencia requerida  $R_R$  se calculará como sigue:

$$\begin{aligned} R_R &\leq 1.4C_M + 1.7 C_V + 1.7C_F \\ (4.2) \end{aligned}$$

Cuando  $C_M$  o  $C_V$  sean de tal naturaleza que disminuyan el efecto de  $C_F$ , para determinar la mayor resistencia requerida  $R_R$ ,  $1.4 C_M$  deberá ser sustituida por  $0.9 C_M$  y  $C_V$  será igual a cero.

Con ninguna combinación de  $C_M$ ,  $C_V$  y  $C_F$ , deberá obtenerse una resistencia requerida  $R_R$  menor que la que se obtendría con la ec. 4.1.

c) Para las combinaciones que incluyen las acciones debidas al viento  $C_W$ , la resistencia requerida  $R_R$  se calculará como sigue:

$$\begin{aligned} R_R &\leq 0.75(1.4 C_M + 1.7 C_V + 1.7C_W) \\ (4.3) \end{aligned}$$

para una condición tal, en que sea necesario considerar la totalidad de la carga viva. Para aquella condición en que sea necesario considerar una carga viva nula, tal como ocurre cuando el depósito se encuentra vacío:

$$R_R \leq 0.9 C_M + 1.3 C_W \quad (4.4)$$

Si fuese necesario incluir en el diseño la resistencia a las cargas sísmicas  $C_s$  especificadas, será aplicable la ec. (4.3), sólo que  $1.1C_s$  habrá de reemplazar a  $C_W$ .

d) Puesto que es primordial que las estructuras para el almacenamiento de agua potable y tratada sean herméticas a la filtración o fugas de agua, lo cual se logra en una gran parte, reduciendo a un mínimo el agrietamiento, se emplea un factor de “durabilidad sanitaria”,  $S$ . La resistencia requerida  $R_R$  para el acero de refuerzo se calcula entonces como sigue (*Environmental Engineering Concrete Structures*, Unidad 2.6.5):

d1) En los cálculos del acero de refuerzo en flexión, el factor de durabilidad sanitaria,  $S = 1.3$ , por lo que la resistencia requerida será  $1.3 R_R$ .

d2) En los cálculos del refuerzo en tensión directa, el factor de durabilidad sanitaria  $S = 1.65$ , por lo que la resistencia requerida será  $1.65 R_R$ .

En un muro sujeto al empuje de tierras o agua, tomando en cuenta la ec. 4.2 y el subinciso d2, la resistencia requerida para el diseño a flexión:

$$R_R \leq 1.3 (1.4C_M + 1.7C_V + 1.7C_F) = 1.82 C_M + 2.21C_V + 2.21C_F \quad (4.5)$$

En un muro sujeto al empuje de tierras o de agua, tomando en cuenta la ec. 4.2 y el subinciso d3, la resistencia requerida en el acero a tensión directa:

$$R_R \leq 1.65 (1.4T_D + 1.7T_V + 1.7T_F) = 2.31T_D + 2.81T_V + 2.81T_F \quad (4.6)$$

d3) En el cálculo del refuerzo para tensión diagonal (como una medida del esfuerzo cortante), la resistencia requerida se afectará de un factor de durabilidad sanitaria  $S = 1.3$ , y por lo tanto, la resistencia requerida en el acero de refuerzo para cortante, es igual a 1.3 veces el exceso de la fuerza cortante aplicada  $V_u$ , menos la que soporta el concreto  $V_c$ , donde  $V_u$  es la fuerza cortante calculada con las cargas de diseño después de la aplicación de los factores de carga.  $V_c$  se calculará como sigue:

$$F_R V_s \geq 1.3(V_u - F_R V_c) \quad (4.7)$$

donde  $V_s$  es la resistencia nominal al cortante que resiste el refuerzo para cortante.

d4) En los cálculos para la zona en compresión de cargas de flexión y de compresión, y para todas las cargas que soporta el concreto, la resistencia requerida será  $1.0R_R$ .

#### 4.2.2.2. Factores de reducción de la resistencia

Se recomienda el uso de los factores de reducción de la resistencia que se transcriben a continuación (ACI 318-95, subcapítulo 9.3):

Se considerarán iguales a la resistencia nominal las resistencias de diseño proporcionadas por un elemento estructural y sus conexiones, multiplicadas por un factor de reducción de la resistencia  $F_R$ . Los factores de reducción de la resistencia para flexión, carga axial, cortante y torsión, tendrán los valores que se indican enseguida:

Flexión, sin carga axial:

0.90.

Carga axial y carga axial con flexión: para carga axial con flexión, tanto la resistencia a la carga axial como el momento resistente se multiplicarán por el valor correspondiente de  $F_R$ .

a) Tensión axial y tensión axial con flexión:

0.90

b) Compresión axial y compresión axial con flexión:

Los elementos con refuerzo en espiral que cumplan con la sección 10.9.3 del ACI 318:

0.75.

Otros elementos reforzados:

0.70

c) Cortante y torsión

0.85

d) Aplastamiento en el concreto

0.70

e) En las zonas de alto riesgo sísmico, los factores de reducción de la resistencia se considerarán iguales

a los anteriores, excepto en lo siguiente:

Salvo cuando se determine la resistencia de las uniones, el factor de reducción de la resistencia para cortante será 0.6 para todos los elementos estructurales, si su cortante nominal resistente es menor al cortante que corresponde al desarrollo de la resistencia nominal para flexión del elemento. Ésta se determinará considerando las cargas axiales más críticas e incluirá los efectos sísmicos. Para las uniones, el factor de reducción de la resistencia al cortante será igual a 0.85.

Otros factores de reducción que no se han mencionado aquí, pueden encontrarse en ACI 318-95, Capítulo 9.

#### 4.3. Método alternativo de diseño

Para el diseño por el método alternativo, se hará un análisis elástico.

Los esfuerzos admisibles para el concreto para el diseño con cargas de servicio, se presentan en las [Tablas 4.1](#) y [4.2](#).

*Tabla 4.1. Esfuerzos permisibles recomendados\* para el concreto en los depósitos, los cuales deberán permanecer estancos y resistentes a los productos químicos ♦*

Descripción	Valor recomendado
-------------	-------------------

Relación de los módulos de elasticidad	$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{15000 \sqrt{f'_c}}$
Flexión:	
Esfuerzo en la fibra extrema en compresión, $f_c$	$0.45 f'_c$
Esfuerzo en la fibra extrema en tensión, en cimentaciones y muros o muros de concreto simple	$0.42 \sqrt{f'_c}$
Cortante:	
v (como medida de la tensión diagonal a una distancia $d$ del paño del apoyo) trabes sin refuerzo en el alma	$0.29 \sqrt{f'_c}$
largueros sin refuerzo en el alma	$0.32 \sqrt{f'_c}$
elementos con refuerzo en el alma o varillas con dobleces en bayoneta, combinadas adecuadamente y estribos verticales	$1.33 \sqrt{f'_c}$
Losas y cimentaciones (cortante periférico)	$0.5 \sqrt{f'_c}$
Apoyos:	
En toda el área	$0.25 f'_c$
En una tercera parte del área, o menor	$0.375 f'_c$

\* Los esfuerzos de trabajo recomendados que se muestran en la tabla, están en términos de  $f'_c$  para todas las resistencias del concreto. Otros requisitos cumplirán con el Apéndice A, Método Alternativo de Diseño de ACI 318.

♦ De la tabla 2.6.7(a) de ACI 350R-89.

Tabla 4.2. Esfuerzos recomendados bajo cargas de servicio, para una separación máxima de 30 cm de las varillas de refuerzo, en las estructuras de los depósitos\*

Diámetro de la varilla	Condiciones de exposición sanitaria de la estructura* y el valor máximo de $Z^{**}$	Esfuerzo máximo bajo carga de servicio, $f_s$ en kg/cm <sup>2</sup>	
		$f_y = 4\ 200$ kg/cm <sup>2</sup>	$f_y = 2\ 800$ kg/cm <sup>2</sup>
Todos los diámetros	Elementos a tensión directa	1 400	980
# 3, 4 y 5	Elementos a flexión Exposición sanitaria severa ( $Z_{\text{máxima}} = 16\ 980$ kg/cm)	1 540	1 400
	Elementos a flexión Exposición sanitaria normal ( $Z_{\text{máxima}} = 20\ 555$ kg/cm)	1 890***	1 400
# 6, 7 y 8‡	Elementos a flexión Exposición sanitaria severa ( $Z_{\text{máxima}} = 16\ 980$ kg/cm)	1 265	1 265
	Elementos a flexión Exposición sanitaria normal ( $Z_{\text{máxima}} = 20\ 555$ kg/cm)	1 540	1 400
# 9, 10 y 11‡	Elementos a flexión Exposición sanitaria severa	1 190	1 190



	(Zmáxima = 16 980 kg/cm)		
	Elementos a flexión	1 470	1 400
	Exposición sanitaria normal		
	(Zmáxima = 20 555 kg/cm)		

\* La exposición sanitaria normal se define como la exposición a la retención hermética (estanca) de líquidos con pH > 5 o exposición a soluciones sulfatadas de menos de 1 500 ppm. Las exposiciones sanitarias severas son aquellas condiciones en que se rebasan los límites que definen la exposición sanitaria normal.

\*\* Los valores de Z mencionados, se definen en el Reglamento ACI 318 y en estas Recomendaciones se expresan en kg/cm. La deducción de las fórmulas de control de agrietamiento están contenidas en los Comentarios al Reglamento ACI 318R. (Véanse la ecuaciones 3-2-8 y 3-2-8.1 de nuestras Recomendaciones).

\*\*\* Este valor de  $f_s$  es mayor al permitido según el artículo A.3.2 (b) de ACI-318-95, el cual considera un máximo de 1 680 kg/cm<sup>2</sup> para acero con  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup> o mayor, así como para la malla de alambre soldado.

‡ Las varillas del # 7 al #11, con  $f_y = 2 800$  kg/cm<sup>2</sup>, han sido suprimidas de la Norma ASTM A 615.

♦ De la Tabla 2.6.7(b) de ACI 350R-89.

Estos esfuerzos son para 30 cm de separación máxima entre las varillas y se han establecido para controlar los anchos de las grietas en superficies de concreto expuestas a las condiciones encontradas en las estructuras de concreto para agua potable o tratada. Los esfuerzos para separaciones de 30 cm entre varillas, no deberán exceder de 1,890 kg/cm<sup>2</sup> para refuerzo con  $f_y = 4,200$  kg/cm<sup>2</sup> ni 1,400 kg/cm<sup>2</sup> para refuerzo con  $f_y = 2,800$  kg/cm<sup>2</sup>.

Sin embargo, la disposición A.3.2 (b) de ACI 318-95, indica que para aceros con  $f_y \geq 4 200$  kg/cm<sup>2</sup> y malla soldada (lisa o corrugada), el esfuerzo permisible  $f_s$  en el acero de refuerzo no deberá exceder de 1,680 kg/cm<sup>2</sup>.

#### 4.4. Requisitos de servicio

##### 4.4.1. Deflexiones

- a) Los elementos de concreto reforzado que estén sujetos a flexión, se diseñarán con una rigidez tal, que se limiten las deflexiones o deformaciones que afecten adversamente la resistencia o las condiciones de servicio de la estructura de la cual forman parte.
- b) Cuando el depósito esté cubierto o cuando existan circunstancias especiales que requieran limitar las deflexiones, será aceptable una relación  $\ell/250$ , donde  $\ell$  es el claro del elemento estructural.
- c) Al revisar la deflexión de un muro en voladizo, es importante considerar el grado de empotramiento de la base. Cuando un muro en voladizo esté cimentado en un suelo que permita la rotación, deberá calcularse la deflexión del muro tomando en cuenta el efecto de dicha rotación, además de la deflexión normal debida a la carga lateral.

##### 4.4.2. Agrietamiento

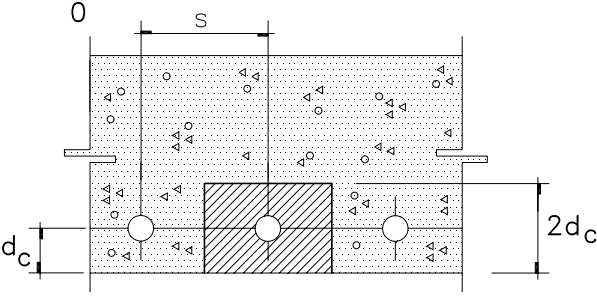
El control del agrietamiento en las estructuras de los depósitos de agua potable y tratada, es un requisito primordial para evitar la filtración del agua, por lo que se establecen límites estrictos para el agrietamiento y el ancho permisible de las grietas.

La filtración de adentro hacia afuera y viceversa del agua clara o contaminada, debe evitarse a toda costa para proteger la salud del público.

Se habrá satisfecho el estado límite de agrietamiento, si el ancho superficial de las grietas no resulta mayor al valor especificado, de conformidad con el grado de exposición a que estará sujeta la estructura y que el proyectista habrá previamente establecido para cada elemento.

Los anchos de las grietas se limitarán de tres maneras diferentes:

- a) Distribuyendo el refuerzo de tal manera que se formen un cierto número de grietas muy finas, en vez de pocas grietas de un grosor que pueda resultar excesivo. Esto se logra distribuyendo varillas de diámetros pequeños en el refuerzo principal, en vez de un área igual de diámetros mayores.
- b) Limitando la separación de las varillas de refuerzo en las zonas de momentos máximos. (ver la [Figura 4.1](#))

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c A}$$
$$S = 0.5(Z/f_s)^3 / d_c^2$$

$$A = 2d_c s$$

El término  $Z$  tal y como lo establece el Comité 318 del ACI.

*Figura 4.1 Agrietamiento*

$$s = \frac{0.5}{d_c^2} \left( \frac{Z}{f_s} \right)^3$$

(4.8)

ó  
(4.8.1)

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c A}$$

donde :

$s$  = la separación de las varillas, en cm

$Z$  = el ancho límite superficial promedio

$A = 2d_c S$

$f_s$  = esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en kg/cm<sup>2</sup>

$d_c$  = recubrimiento del concreto medido desde la fibra extrema de tensión, al centro de la varilla más próxima a ella, en cm.

#### 4.4.3. Capacidad de servicio para exposición en condiciones sanitarias normales

Excepto en los casos indicados en la presente unidad (véase la unidad 2.6.6 de ACI 350, *Estructuras Sanitarias de Concreto para el Mejoramiento del Ambiente [Environmental Engineering Concrete Structures]*), para el control de las deflexiones calculadas y el ancho de grietas son aplicables a las estructuras para el almacenamiento de agua, los requisitos de capacidad de servicio del ACI-318-95. En el acero de refuerzo para flexión colocado en una sola parrilla,  $Z$  no deberá exceder de 20 555 kg/cm.

Los valores de  $Z$  se establecieron para recubrimientos que no excedan los 5 cm y se basan en ese valor cuando el recubrimiento sobrepase los 5 cm. El recubrimiento adicional se puede considerar como una mayor protección.

El factor  $Z$  y el ancho de la grieta, son función del recubrimiento de concreto y del espesor total de un elemento de flexión y son válidos únicamente para elementos en flexión en una sola dirección. El proyectista puede utilizar la ecuación básica (4.8).

Para elementos sujetos a tensión directa puede usarse un coeficiente de durabilidad sanitaria de 1.65, para todos los grados del acero de refuerzo. El factor  $Z$  no tiene relación directa con este estado de tensión.

El acero de refuerzo para un elemento en flexión en dos direcciones (por ejemplo, losas y muros) puede diseñarse en cada una de las direcciones, con base en el diseño por resistencia que se señala en el subcapítulo 4.2, ya que en la actualidad no se dispone de ecuaciones confiables de ancho de grieta para tales elementos.

#### 4.4.4. Capacidad de servicio para exposición a condiciones sanitarias severas

Para los casos de exposición en condiciones ambientales severas,<sup>1</sup> el diseño estructural deberá cumplir con lo estipulado en la unidad 4.5.2, en la cual, la cantidad  $Z$  no excederá los 16,980 kg/cm, por lo que para esas condiciones especiales de exposición, se proporcionará una barrera u otra protección adecuada.

#### 4.5. El diseño de los depósitos rectangulares

Deberán seguirse los principios básicos de la ingeniería estructural con el propósito de investigarse las diversas condiciones de carga que conduzcan a los efectos críticos más desfavorables.

##### 4.5.1. Análisis de los muros de los depósitos rectangulares

Es recomendable el uso de las tablas propuestas por la Asociación de Cemento Portland (*Portland Cement Association* [PCA]) tanto para depósitos rectangulares como cilíndricos, donde se muestran los coeficientes de diseño para cortante y momento. Enseguida se da una breve descripción de dichas tablas, para el caso de los depósitos rectangulares (*Rectangular Concrete Tanks*).

Los coeficientes para los tableros rectangulares de los depósitos aparecen en las tablas 1, 2 y 3, para carga hidrostática y los límites de aplicación son desde 0.5 hasta 3.0 para la relación longitud a la altura del muro.

La Tabla 4 contiene los coeficientes para momento con carga uniforme en una placa rectangular que se considera articulada en sus cuatro lados. En los depósitos rectangulares de una celda, esta tabla es útil para diseñar las losas de cubierta y del fondo, en las cuales los bordes se consideran simplemente apoyados.

Para los momentos de diseño de los depósitos rectangulares, en las tablas 5 y 6 se muestran los coeficientes ya ajustados, pues los momentos en un vértice común deben ser iguales, sin embargo, si a partir de las tablas 1, 2 y 3, se aplican los coeficientes individualmente para cada vértice, se obtienen momentos diferentes en los bordes verticales adyacentes; de ahí que sea necesario efectuar un ajuste, lo que ya se ha llevado a efecto en dichas tablas 5 y 6.

La tabla 5 tabula los coeficientes para los momentos flexionantes en los depósitos con muros libres en el extremo superior y articulados en el fondo; en tanto que la tabla 6, considera articulados los extremos superior e inferior.

En ambas tablas se representan las relaciones entre la longitud del lado largo a la altura ( $b/a$ ) y la longitud del lado corto a la altura ( $c/a$ ) del muro, que deben quedar entre los límites  $1.0 \leq b/a \leq 3.0$  y  $0.5 \leq c/a \leq 3.00$ .

Las tablas 7 y 8 muestran los coeficientes para los cortantes. Son necesarios los valores de éstos a lo largo de los vértices, para poder determinar los esfuerzos cortantes y los del desarrollo del refuerzo. Tómese en cuenta también, que a lo largo de los vértices, el cortante en un muro representa la tensión en el muro perpendicular, la que debe acumularse al valor del momento flexionante, para determinar la cantidad de refuerzo total a tensión.

---

<sup>1</sup>La exposición sanitaria normal se define como la exposición a la retención estanca de líquidos con  $pH > 5$  o exposición a soluciones sulfatadas de menos de 1 500 ppm. Las condiciones de una exposición sanitaria severa, son las que exceden los límites de las condiciones de una exposición normal.

## 4.6. Diseño de los depósitos circulares

Normalmente, los muros de los depósitos circulares se soportan principalmente mediante las tensiones anulares horizontales.

### 4.6.1. Análisis de los muros

Si el muro se encuentra empotrado en su base, las tensiones anulares  $N$  por unidad de altura; los momentos  $M$ , por unidad de ancho y las fuerzas cortantes radiales  $V$ , por unidad de ancho, se pueden calcular con las expresiones siguientes:<sup>2</sup>

a) La tensión anular:

$$N = wRH \left[ 1 - \frac{x}{H} - \theta(\beta x) - \left( 1 - \frac{1}{\beta H} \right) \zeta(\beta x) \right] \quad (4.9)$$

b) El momento para un punto cuya altura es  $x$ :

$$M_x = - \frac{wRHt}{\sqrt{12(1-\nu^2)}} \left[ -\zeta(\beta x) + \left( 1 - \frac{1}{\beta H} \right) \theta(\beta x) \right] \quad (4.10)$$

En las ecuaciones anteriores:

$$\theta(\beta x) = e^{-\beta x} \cos \beta x$$

$$\zeta(\beta x) = e^{-\beta x} \sen \beta x$$

c) La fuerza cortante en la base del depósito:

$$V = \frac{wRHt}{\sqrt{12(1-\nu^2)}} \left( 2\beta - \frac{1}{H} \right) \quad (4.11)$$

Puesto que para el fondo del depósito,  $\xi(\beta x) = 0$  y  $\theta(\beta x) = 1$ ,

d) El momento máximo en la base vale:

$$M_{\text{máx}} = - \frac{wRHt}{\sqrt{12(1-\nu^2)}} \left( 1 - \frac{1}{\beta H} \right) \quad (4.12)$$

en las expresiones anteriores:

$e$  = base de los logaritmos naturales

$H$  = tirante del líquido

$p$  = peso volumétrico del líquido

<sup>2</sup> S. Timoshenko y S. Woinowsky-Krieger, *Theory of Plates and Shells*, inciso 117, págs. 485 y ss. McGraw Hill Book Co., 1959.

$$Q = \sqrt[4]{\frac{3(1 - \nu^2)}{R^2 t^2}}$$

$R$  = radio medio del depósito

$t$  = espesor del muro

$x$  = la altura del punto a partir de la base del depósito para la cual se valúan  $N$ ,  $M$  y  $V$

$\nu$  = Módulo de Poisson para el concreto,<sup>3</sup>  
Módulo de Poisson para el acero = 0.3

Como una alternativa a las ecs. (4.9) a (4.12), para cualquier otra condición de restricción en la base y en el borde superior, es recomendable el empleo de las tablas de la Portland Cement Association, que aparecen en cualquiera de las dos versiones de la publicación *Circular Concrete Tanks without Prestressing*. Information Sheet IS072D, 1a. edición de 1942 o en la más conveniente, 2a. edición de 1995.

Cuando el diseño se efectúa de tal manera que se permita el desplazamiento libre entre el muro y la cimentación, la tensión horizontal por unidad de altura debida a una presión interior del líquido  $p_i$ , está dada por la expresión:

$$N = \frac{D}{2} p_i \quad (4.13)$$

donde,  $D$  es el diámetro del depósito.

Para el cálculo del espesor del muro, se tomarán en cuenta, tanto la tensión horizontal anular, como la contracción del concreto; por lo que es útil emplear la expresión siguiente:

$$t = \frac{CE_s + f_s - nf_c}{100f_c f_s} N \quad (4.14)$$

donde:

$t$  = espesor del muro, en cm

$C$  = coeficiente de contracción del concreto = 0.0003

$n = \frac{E_s}{E_c}$  relación modular entre el acero y el concreto

$f_s$  = esfuerzo de trabajo del acero, en kg/cm<sup>2</sup>

$N$  = tensión anular obtenida mediante la expresión (4.13), en kg

$f_c$  = esfuerzo en el concreto en condiciones de servicio, en kg/cm<sup>2</sup>

$E_s$  = módulo de elasticidad del acero = 2 000 000 kg/cm<sup>2</sup>

El área de acero necesaria para tomar la tensión anular vale:

---

<sup>3</sup>El Módulo de Poisson es la relación que existe entre la deformación unitaria lateral o transversal respecto a la correspondiente axial, la cual resulta de un esfuerzo axial uniformemente distribuido. Los valores del Módulo de Poisson  $\nu$  para el concreto varían con este mismo módulo en los agregados, la pasta de cemento y la proporción relativa de ambos. También varía con las condiciones de humedad y la edad del concreto. Generalmente, su valor fluctúa entre 0.11 y 0.27. Para deformaciones elásticas bajo esfuerzos normales de trabajo, el Módulo de Poisson se considera igual a 0.20. Tiene aproximadamente el mismo valor, tanto para el concreto de peso normal como el ligero. Al aumentar la resistencia, edad o el contenido de agregados, el Módulo de Poisson tiende a disminuir.

$$A_s = \frac{N}{f_s} \text{ ó } \frac{N_u}{F_R f_y} \quad (4.15)$$

Dependiendo si se emplea el esfuerzo de trabajo o la capacidad última del acero.

Será necesario colocar refuerzo vertical, para tomar en cuenta los cambios volumétricos y de temperatura.

#### **4.6.2. Depósitos enterrados**

Las especificaciones de construcción habrán de exigir que las operaciones de colocación del relleno se lleven a cabo después de la construcción de la losa de cubierta y de haberse efectuado la prueba de impermeabilidad del depósito, de tal suerte que como consecuencia del empuje de tierras, los muros no trabajen en voladizo.

El diseño se efectuará para las dos condiciones siguientes, tanto para la estabilidad general como para dimensionar los muros, la cimentación y la losa de cubierta:

- 1) Depósito vacío, bajo la acción del empuje del relleno exterior, con la sobrecarga superficial correspondiente y la subpresión del agua freática.
- 2) Depósito lleno sin ningún empuje lateral externo.

Los depósitos enterrados serán sometidos a una prueba de impermeabilidad antes de colocar el relleno exterior.

#### **4.7. Detalles del refuerzo**

Los detalles del refuerzo, tales como: longitudes de anclaje, ganchos, empalmes y traslapes se ajustarán a lo establecido en los Capítulos 7 y 12 de ACI 318-95, *Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado*.

En los depósitos circulares, el refuerzo se colocará de manera similar a las varillas horizontales que se suministren para contracción y temperatura.

Todos los empalmes traslapados serán salteados, cuidándose que no más del 50% del refuerzo de tensión se traslape en la misma sección.

#### **4.8. El diseño de los pisos**

Los pisos pueden ser: de tipo estructural o de tipo de membrana.

##### **4.8.1. Pisos de membrana**



Los pisos de membrana se emplearán en aquellos suelos con buena capacidad de carga y que no sean deformables. El piso de membrana únicamente tiene la función de integrar un diafragma impermeable para conservar la impermeabilidad del recipiente, toda vez que las cargas se transmiten al terreno directamente a través de este diafragma.

- a) El espesor mínimo será de 10 cm.
- b) Refuerzo mínimo: para el control de los agrietamientos, el área de refuerzo respecto a la del concreto, será de 0.005 en cada una de las direcciones ortogonales.
- c) Se proporcionará refuerzo adicional en las orillas del piso y otras discontinuidades, según lo requiera el diseño.
- d) El refuerzo puede consistir de un emparrillado de varillas o una malla de alambre soldado. Dependiendo del espesor del piso, se colocarán uno o dos lechos de refuerzo. Si se coloca uno solo, éste se localizará en los 6 cm superiores del espesor de la losa, con un recubrimiento mínimo de 5 cm respecto a la cara superior de la losa. En el caso de dos lechos, se colocarán en las caras superior e inferior del piso, teniendo cuidado de mantener el recubrimiento mínimo especificado.
- e) El recubrimiento mínimo en el fondo de la losa será de 5 cm sobre el terreno. El refuerzo se mantendrá en una correcta posición por medio de silletas o cubos de concreto.
- f) Las losas que tengan un espesor de 20 cm o más, tendrán un porcentaje mínimo de refuerzo de 0.006, distribuido en dos parrillas. Una de las parrillas se localizará con un recubrimiento mínimo de 5 cm respecto de la cara superior de la losa. Esta parrilla proporcionará un porcentaje mínimo de área de refuerzo al área total del concreto de 0.004, en cada una de las direcciones ortogonales. La segunda parrilla se localizará en los 9 cm inferiores de la losa y tendrá un recubrimiento mínimo de 5 cm sobre el firme. Esta parrilla proporcionará un porcentaje mínimo de área de refuerzo al área total del concreto de 0.002, en cada una de las direcciones ortogonales. Las losas con un espesor mayor a 60 cm no necesitan tener un refuerzo mayor que el que se requiere para una losa de ese espesor.
- g) Los pisos sujetos a subpresiones que excedan de dos terceras partes el peso del sistema de piso, se dotarán de subdrenes, con el objeto de controlar dichas subpresiones.
- h) Con el objeto de colocar el menor número posible de juntas de construcción, el concreto de los pisos se vaciará sin interrupciones, en secciones tan grandes como resulte práctico. En secciones grandes del piso, se deberán tomar precauciones para limitar la contracción a largo plazo, mediante el empleo de concretos de bajo revenimiento, de un refuerzo adecuado y de condiciones apropiadas de curado para el control de la humedad. El piso se mantendrá saturado mediante anegación u otros medios, hasta que la estructura sea puesta en servicio.
- i) Cuando se diseñen juntas en el concreto, los detalles de éstas deberán garantizar la impermeabilidad para una carga hidrostática igual a la altura del recipiente. La rigidez del subsuelo y su uniformidad se controlarán cuidadosamente, para limitar el movimiento diferencial de las juntas.

#### **4.8.2. Pisos estructurales**

Cuando se tengan terrenos compresibles o exista una subpresión proveniente de las aguas freáticas, se hace necesaria una ampliación del área que transmite las cargas al terreno o para resistir las que proceden de la subpresión y para ello se utiliza un piso estructural. La losa de fondo del recipiente

se deberá estructurar de manera tal, que todo el recipiente de conjunto pueda resistir las deformaciones diferenciales, conservando su integridad e impermeabilidad.

Se requerirán pisos estructurales cuando se utilicen pilotes a causa de una inadecuada capacidad soportante del suelo, subpresión o suelos expansivos. También podrán utilizarse los pisos estructurales donde los asentamientos locales excesivos del suelo reduzcan el soporte de la losa de piso.

Dichos pisos se diseñarán para que puedan resistir las reacciones del terreno y las presiones hidrostáticas cuando el tanque se encuentre vacío.

Los pisos estructurales pueden ser de dos tipos diferentes:

- a) Losas corridas.
- b) Sistemas de losas y trabes de cimentación.

El diseño de las losas de piso que salvan el claro entre dos muros paralelos puede llevarse a cabo incrementando su espesor para contrarrestar la subpresión con la ayuda de un mayor peso, lo que reducirá la cantidad de refuerzo. Sin embargo, este procedimiento tiene limitaciones económicas. En estos casos, se podrán utilizar trabes de cimentación para reducir los claros de la losa y permitir espesores económicos de ésta.

En los recipientes de dimensiones relativamente pequeñas (aproximadamente 15 m de diámetro en recipientes cilíndricos o su equivalente en los rectangulares), se podrán colocar losas de cimentación corridas. Para dimensiones mayores, es conveniente el empleo de trabes de cimentación para proporcionar rigidez a la losa de fondo.

## **4.9. Cimentaciones**

### **4.9.1. Estudios de geotecnia**

Para poder llevar a cabo el análisis de las estructuras y sus cimentaciones, es conveniente contar con un estudio de geotecnia, el cual deberá indicar la capacidad de carga, el nivel freático, la velocidad de los asentamientos, el peso volumétrico y las características de los empujes activo y pasivo del terreno.

La información de geotecnia relativa a la resistencia y compactación del suelo es de gran importancia, a fin de reducir al mínimo los asentamientos diferenciales que podrían ser causa de agrietamientos en las estructuras.

En el diseño de las cimentaciones de los depósitos se deberá prever que los asentamientos diferenciales sean mínimos, a fin de garantizar un funcionamiento adecuado y evitar que se produzcan agrietamientos en dichos depósitos.

### **4.9.2. Tipos de cimentaciones**

El tipo de cimentación para los depósitos dependerá de las características del terreno donde se vayan a desplantar.

Se recomienda que cada depósito quede en su totalidad apoyado sobre un solo tipo de terreno, con el objeto de evitar que se presenten asentamientos diferenciales.

Desde el punto de vista técnico se tomarán las medidas necesarias, cuando los depósitos queden desplantados sobre arcillas expansivas, ya que éstas tienen ciclos de expansión y contracción, dependiendo de la temporada de lluvia, así como de la fluctuación de los niveles freáticos, fenómenos que pueden ser causa de movimientos diferenciales en la estructura y dar lugar a agrietamientos en los elementos del depósito.

#### **4.9.3. La subpresión**

Para los depósitos subterráneos, reviste especial importancia el nivel de las aguas freáticas, por lo cual, la carga de éstas deberá tomarse en cuenta de la misma manera que las cargas o el agua en el interior del depósito. El nivel de las aguas freáticas puede elevarse si de las tuberías o de los depósitos cercanos existen filtraciones o fugas. Los muros laterales y el fondo de la estructura deberán soportar la combinación de las presiones laterales y verticales del agua y del suelo, sin que el efecto de una de las acciones reduzca los efectos de la otra. La estructura en conjunto, habrá de resistir la flotación.

Para verificar la posibilidad de flotación, lo mismo que para calcular el efecto de las presiones exteriores, se supondrá que el depósito se encuentra vacío.

Se investigará el efecto de las cargas alternas de gravedad y de la subpresión. En algunos casos, se puede limitar la subpresión en la base de la losa de cimentación:

1. Por medio de columnas reguladoras que automáticamente verterán agua dentro del depósito, cuando se rebase cierto nivel del manto de aguas freáticas.
2. Instalando sistemas automáticos liberadores de la presión en la losa de piso o en los muros laterales donde sea posible.
3. Haciendo descender el nivel del manto de agua freáticas con tubos de drenaje perforados y sistemas colectores. Dependiendo de las condiciones del suelo, también pueden usarse pilotes contra la subpresión o anclas taladradas en condiciones apropiadas de suelo/roca para resistir la subpresión.

En caso de que ninguno de estos métodos resulte práctico, se considerará la posibilidad de usar algún sistema de alarma. Si se llega a un nivel de aguas freáticas que resulte peligroso, el sistema de alarma podría alertar al operador para que de inmediato pusiera en práctica las medidas necesarias para empezar a llenar los tanques y así equilibrar la subpresión. Por lo menos, se deberá contar con dos sistemas independientes de alarma. Tales sistemas deberán probarse a intervalos frecuentes.

## **5. MATERIALES**

### **5.1. Requisitos**

Los materiales que se utilicen para la construcción de los depósitos habrán de cumplir con los estándares de la Dirección General de Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial: Norma Oficial Mexicana (NOM) y/o los de la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (*American Society for Testing and Materials/ASTM*).

En caso de que existan dudas en la calidad de los materiales, la dirección de la obra podrá ordenar la prueba de los materiales utilizados, para determinar si éstos cumplen con la calidad especificada en el proyecto.

### **5.2. Concreto**

#### **5.2.1. Concreto reforzado**

Las recomendaciones contenidas en este capítulo, se aplican al concreto reforzado con varillas de acero estructural y/o malla electrosoldada.

El concreto se elaborará con cemento portland, agregados sanos, tanto gruesos como finos; agua carente de impurezas nocivas y en ocasiones, con puzolanas.

##### **5.2.1.1. Resistencia del concreto**

Se recomienda que la resistencia  $f'_c$  especificada a los 28 días para el concreto reforzado, no sea menor a 250 kg/cm<sup>2</sup> para los muros y los demás elementos estructurales, tales como: trabes, losas, columnas y zapatas. Cuando se utilice concreto lanzado, la resistencia mínima a la compresión a los 28 días, será de 280 kg/cm<sup>2</sup>.

##### **5.2.1.2. Módulo de elasticidad del concreto**

El módulo de elasticidad para el concreto de peso normal podrá tomarse igual a  $E_c = 15\,000\sqrt{f'_c}$ , en kg/cm<sup>2</sup> (ACI 318-95, secc. 8.5).

Toda vez que las Normas Técnicas Complementarias para las Construcciones de Concreto del Reglamento de Construcciones para el D.F., recomiendan un módulo de elasticidad  $E_c = 14,000\sqrt{f'_c}$  para concretos de calidad estructural, esto es, en aquellos en los cuales  $f'_c \geq 250 \text{ kg/cm}^2$ , el proyectista deberá asegurarse de la calidad del concreto y del módulo de elasticidad que es factible lograr en el concreto manufacturado para la localidad donde se vayan a construir los depósitos, antes de proceder a su diseño estructural.

### 5.2.1.3. Módulo de elasticidad del acero

El módulo de elasticidad del acero  $E_s$ , vale  $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ .

Para el cálculo de resistencias, se usarán los esfuerzos de fluencia mínimos  $f_y$ , del acero en las varillas de refuerzo.

### 5.2.2. Cemento

Se utilizará cemento que cumpla con alguna de las siguientes especificaciones ASTM C 150:

#### 1. Cemento *portland* normal

- Tipo I (para utilizarse cuando no se requieran propiedades especiales).
- Tipo II (para uso general, cuando se desea una resistencia moderada a los sulfatos o a un moderado calor de hidratación).
- Tipo III cemento de alta resistencia temprana.
- Tipo V (cemento para cuando se requiera una alta resistencia a los sulfatos), que cumpla con la norma NOM C1-80 o ASTM C 150.

2. Cemento hidráulico combinado, ASTM C 595, tipos I(PM), I(SM) ó IP (cemento *portland* puzolánico modificado; cemento *portland* de escoria modificado o cemento *portland* puzolánico, respectivamente). Todos estos cementos son aptos para la construcción en general.

3. Cemento hidráulico expansivo, ASTM C 485, tipo E-1K.

Estos diferentes tipos de cementos no deberán intercambiarse en los elementos o partes de la obra.

El cemento empleado en la obra deberá corresponder con el que se ha tomado como base para la selección de la dosificación del concreto.

#### 5.2.2.1. Cemento resistente a los sulfatos

El contenido de aluminato tricálcico ( $C_3A$ ) del material cementante, no excederá del 8% en todo concreto que esté expuesto al ataque de los sulfatos (de 150 a 1 000 ppm).

Para tales exposiciones, también se podrá utilizar cemento *portland* de escoria de alto horno (ASTM C 595), tipos IS(MS) o IS-A(MS) (cemento *portland* de escoria de alto horno, para uso en construcción general, con moderada resistencia a los sulfatos o el mismo cemento, con la combinación de moderada resistencia a los sulfatos y aire incluido); cemento *portland* puzolánico,

tipos IP e IPA (cemento *portland* puzolana y cemento *portland* puzolana con aire incluido, respectivamente), siempre que el contenido de puzolana no sobrepase el 25% en peso de los materiales cementantes.

Para exposiciones severas a los sulfatos (1000 ppm o más), se utilizará un material cementante con no más de 5% de aluminato tricálcico ( $C_3A$ ). Si no se encuentra disponible éste, se podrá utilizar un cemento con un contenido de aluminato tricálcico ( $C_3A$ ) entre 5 y 8%, con una reducción del 10% en la relación agua-cemento.

Alternativamente, se podrá sustituir una puzolana, tal como la ceniza volante por el cemento en peso (ASTM C 618-92a), de tal suerte que el contenido total de aluminato tricálcico ( $C_3A$ ) del cemento más la puzolana resultantes, no sea mayor a 5%. En este caso, la puzolana no excederá del 25% por peso del cemento más la puzolana, o se podrá utilizar como inhibidora de la reacción a la escoria de alto horno granulada en tierra.

Algunos cementos hidráulicos expansivos (de contracción compensada) manufacturados con *clinker* de cemento *portland* Tipo II o Tipo V y adecuadamente sulfatados, pueden proporcionar una adecuada resistencia a los sulfatos.

#### **5.2.2.2. Cemento con bajo contenido de álcalis**

En los casos en que los agregados reaccionen con los álcalis, deberá usarse un cemento que contenga menos del 0.60 % de este material. Dichas reacciones pueden tener un efecto adverso para la durabilidad del concreto.

#### **5.2.3. Las puzolanas**

Las puzolanas deben concordar con la norma ASTM C 618 y tendrán una pérdida en la ignición de al menos el 3% (véase: *Análisis Químico*, en ASTM C 311).<sup>1</sup> No todas las puzolanas son benéficas para obtener resistencia a los sulfatos. Para evitar la absorción errática en los aditivos, las puzolanas no deberán exceder del 25% en peso del cemento más las puzolanas.

#### **5.2.4. Los agregados para el concreto estructural normal**

Los agregados para concreto deberán cumplir con las especificaciones NOM: C30, C111 y/o ASTM C 33 (*Especificación Estándar de los Agregados para Concreto*).

Cuando así lo autorice la dirección de la obra, podrán utilizarse aquellos agregados que no cumplan con estas especificaciones pero que hayan demostrado por pruebas especiales o por experiencias prácticas, que producen un concreto de resistencia y durabilidad adecuadas.

Se seleccionarán agregados que tengan una baja contracción por desecación y una baja absorción. Se recomienda el uso de agregados compuestos de materiales silicios (cuarzo y feldespato).

##### **5.2.4.1. Tamaño nominal máximo de los agregados**

---

<sup>1</sup> ASTM C 618. *Métodos Estándar de Prueba para el Muestreo y Ensaye de la Ceniza Volante o Puzolana Natural, que se vaya a utilizar como Aditivo Mineral en el Concreto con base en el Cemento Portland.*

El tamaño nominal máximo de los agregados no será mayor a un quinto de la menor distancia horizontal entre las caras de los moldes, un tercio del peralte de la losa, ni tres cuartos de la separación libre mínima entre las varillas de refuerzo, paquetes de varillas o cables de presfuerzo.

Estas limitaciones pueden omitirse si la trabajabilidad y los métodos de consolidación del concreto sean tales, que éste se pueda colocar sin que queden huecos.

En general, los agregados habrán de cumplir con la sección 2.4 del informe del Comité ACI 301 (*Especificaciones Estándar para el Concreto Estructural*). Del Informe ACI 221R (*Guía para la Utilización de Agregados de Peso Normal y Pesados en el Concreto*) se podrá obtener una mayor información en relación con los agregados.

### **5.2.5. El agua**

El agua empleada en el mezclado del concreto deberá estar limpia y libre de aceites, ácidos, sales, material orgánico y otras sustancias que puedan ser nocivas al concreto o al acero de refuerzo y habrá de cumplir con la Norma NOM C 283 o ASTM C 94.

### **5.2.6. Los aditivos**

Se define como aditivo a aquel material que no sea agua, agregados o cemento hidráulico, el cual se utiliza como ingrediente del concreto y se le introduce inmediatamente antes o después del mezclado, con el propósito de modificar las propiedades del concreto en forma tal, que lo hagan más manejable, para lograr economía u otros propósitos, en beneficio de la calidad y la trabajabilidad del concreto (véase ASTM C 494: *Especificación Estándar para los Aditivos Químicos para el Concreto*).

Los aditivos que se empleen en el concreto estarán sujetos a la aprobación previa de la dirección de la obra.

Es aconsejable comprobar que los aditivos sean capaces de mantener esencialmente la misma composición y comportamiento en el concreto, en toda obra donde se use el producto, en las proporciones establecidas sin que reduzca la resistencia del concreto, ni ocurran incrementos de la temperatura, ni se provoquen agrietamientos por contracciones que pudiera sufrir el concreto a causa de los aditivos.

#### **5.2.6.1. Clasificación de los aditivos**

Principalmente, los aditivos se clasifican de la siguiente manera:

Aditivos aceleradores o retardadores del fraguado (ASTM C 494) (tipos B y C en esta especificación).

Aditivos inclusores de aire (NOM C200-1978 y/o ASTM C 260).

Aditivos reductores del agua de mezclado o para control del fraguado (NOM C255-1981; ASTM C 494) (tipos A, D, E, F, y G en esta especificación).

Se incluyen en esta clasificación los agentes puzolánicos.

En adición, podrán usarse otros tipos misceláneos de aditivos para usos tales como:

Generadores de expansión del concreto (NOM: C140 y C117; ASTM C 1107).

Para mejorar la adherencia entre el concreto y el refuerzo.

Para ayudar el bombeo del concreto (ASTM C 1017).

Para reducir la permeabilidad.

Para impedir la corrosión del refuerzo.

#### **5.2.6.2. Precauciones en el uso de los aditivos**

Deberá prestarse una cuidadosa atención a las instrucciones suministradas por el fabricante de los aditivos.

Los aditivos inclusores de aire, el cloruro de calcio y otros aditivos químicos, se vaciarán en la revolvedora en forma de soluciones y se medirán por medio de dispositivos aprobados.

El aditivo líquido se considera como parte del agua de mezclado. Los aditivos que no pueden verse en forma de solución podrán pesarse o medirse en volumen, según la recomendación del fabricante.

Los aditivos no deberán emplearse antes de una apropiada evaluación de sus efectos y de las condiciones que se pretenden con su uso.

Si se utilizan dos o más aditivos en el concreto, se colocarán por separado para evitar toda posible interacción que pudiese interferir con la eficiencia de cualesquiera de los aditivos o que pudiese provocar efectos adversos en el concreto. Se atenderá a las recomendaciones del fabricante en relación con la posibilidad de utilizar más de un aditivo en una misma mezcla.

Si se emplean aditivos retardadores, éstos se agregarán a la mezcla dentro del minuto siguiente después de haber terminado de vaciar el agua de mezclado o antes de comenzar las últimas tres cuartas partes del mezclado, lo que ocurra primero.

Los aditivos inclusores de aire deberán cumplir con lo estipulado en la norma ASTM C 260. Se ha revelado que esta clase de aditivos tiene efectos benéficos, además de mejorar la resistencia a los efectos de los ciclos de congelación y deshielo, mejoran la trabajabilidad con un revenimiento constante, disminuyen el sangrado y se obtiene una mejor estructura de la pasta, además de reducir la contracción. Como resultado, su uso contribuye a lograr una estructura densa e impermeable y es aconsejable utilizarlos en la construcción de los depósitos de concreto reforzado.

Cuando se apruebe el empleo de aditivos químicos, éstos deberán cumplir con los requisitos estipulados en la norma ASTM C 494 y las puzolanas se emplearán de acuerdo con los requisitos de la norma ASTM C 618. El uso de todos los aditivos se efectuará de acuerdo con el informe de ACI 212.2R (*Comité ACI 212, Aditivos para Concreto*) y será aprobado por la dirección de la obra.

Se recomienda el uso de los aditivos reductores de agua.

Los aditivos que se deseen usar con cemento de contracción compensada, se utilizarán con el conocimiento previo y la aprobación del fabricante del cemento.

#### **5.2.7. Contenido de cloruro**



El cloruro de calcio o los aditivos que contengan cloruro que no sean impurezas de los componentes del aditivo, no deberá emplearse en el concreto reforzado, en concreto que contenga aluminio ahogado o en concreto vaciado contra cimbras fijas de metal galvanizado.

El contenido máximo de iones de cloruro soluble en agua, expresado como un porcentaje del contenido de cemento, al cual contribuyen todos los ingredientes de la mezcla de concreto, incluyendo agua, agregados, materiales cementantes y aditivos, no excederá del 0.06% del peso de cemento para el concreto presforzado ó 0.10% en peso del cemento para todos los otros tipos de concreto.

El concreto reforzado que se encuentra en un ambiente húmedo y expuesto a cloruros propicia la corrosión del acero de refuerzo. Si la estructura está expuesta a los cloruros, el contenido máximo de cloruro soluble al agua será de 0.10%, expresado y medido de manera similar. Deben utilizarse solamente aquellos aditivos establecidos por el fabricante como libres de cloruro. La determinación del contenido de iones de cloruro solubles en agua, se efectuará de acuerdo con el informe FHWA-RD 77-85 de la Administración Federal de Carreteras<sup>2</sup> de los Estados Unidos “*Muestreo y pruebas de iones de cloruro en el concreto*”. No debe usarse cloruro de calcio o aditivos que contengan cloruro de otras fuentes, a menos que sean impurezas en muy pequeñas cantidades. Consúltese el ACI 350, Unidad 3.2.1.

### **5.3. Acero de refuerzo para el concreto reforzado**

Para refuerzo del concreto se utilizarán varillas corrugadas de acero de alta resistencia que cumplan con las normas NOM: B6-1983, B18-1975 y B32-1975 y/o ASTM: A 615, A 616, A 617 y A 706.

También es permisible como refuerzo para el concreto, el uso de malla de alambre soldado de conformidad con las especificaciones ASTM: A 82, A 185, A496 y A 497.

Para el cálculo de resistencias, se usarán los esfuerzos de fluencia mínimos  $f_y$ , establecidos en las normas citadas.

---

<sup>2</sup> Federal Highway Administration.

## 6. CONSTRUCCIÓN Y MANTENIMIENTO

### 6.1. Preparación del terreno

El terreno donde se vaya a construir el o los depósitos, debe estar a nivel, libre de material orgánico y previamente se compactará adecuadamente, ya sea con pisón de mano o mecánicamente. Se evitará que el desplante del depósito se haga sobre suelos cuyas características difieran entre sí, lo que podría dar lugar a asentamientos diferenciales.

Cuando el nivel de agua freática pueda causar una subpresión en la base del depósito, antes de iniciar la construcción de la cimentación, se colocarán filtros y drenes para desalojar dicha agua. Asimismo, será necesario mantener un bombeo constante durante la excavación y la construcción de la cimentación. Así, al mismo tiempo que se intenta suprimir el agua freática se propicia que se trabaje en seco, evitándose la posible flotación del depósito cuando éste se encuentre vacío. Deberán seguirse las recomendaciones del estudio de geotecnia.

Se construirá una plantilla con un mínimo de 5 cm de espesor, con un concreto de  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ , la que tendrá por objeto un trabajo más limpio en la construcción de la cimentación, evitándose la contaminación del acero de refuerzo y del concreto fresco en el momento de su colocación.

El depósito se desplantará en el material de corte, evitando los desplantes sobre rellenos no consolidados.

### 6.2. Tolerancias

Las tolerancias se basan en los requisitos relativos al diseño del depósito, el tamaño de los tableros de los muros, la configuración de las juntas, etc.. Como una guía, se recomiendan las siguientes tolerancias:

*Tabla 6.1 Tolerancias*

Longitud	Tolerancia
Ancho	$\pm 1.25 \text{ cm}$
Espesor	$\pm 6 \text{ mm}$
Alabeo	9 mm
Escuadras en las esquinas	6 mm

## **6.3. Control del concreto**

### **6.3.1. Dosificación del concreto estructural normal**

No es el propósito de este Manual, recomendar criterios y procedimientos para el proporcionamiento y la dosificación de los materiales que intervienen en la mezcla de concreto. Por lo tanto, se remite al lector a las publicaciones especializadas en el tema, muy particularmente al informe del Comité ACI 211.1: *Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heaveyweight, and Mass Concrete* (ACI 211.1-91. Confirmado en 1997) (*Práctica Estándar para Seleccionar las Proporciones para el Concreto Normal, Pesado y en Masa*).

### **6.3.2. Aprobación de los proporcionamientos**

El contratista deberá someter a la dirección de la obra para su revisión, los proporcionamientos de las mezclas preparadas por el laboratorio de prueba autorizado por la dirección de la obra.

Las proporciones de la mezcla se seleccionarán con el fin de lograr trabajabilidad, densidad, resistencia, impermeabilidad y durabilidad en el concreto.

Las especificaciones para el concreto en obra establecerán algunos o todos de los siguientes requisitos:

- Una relación máxima agua-cemento.
- Un contenido mínimo de materiales cementantes.
- El contenido de aire.
- El revenimiento.
- El tamaño máximo de los agregados.
- La resistencia.
- Otros requisitos, tales como: aditivos y tipos especiales de cementos o de agregados.

Hasta donde sea posible, la selección de las proporciones de los ingredientes del concreto se deberá basar en datos de pruebas o en la experiencia con materiales a emplear.

Además de los parámetros de diseño de la mezcla tendientes a obtener un concreto que reúna las características apropiadas desde el punto de vista estructural, resistencia a los agentes químicos y que cumpla con los requisitos de impermeabilidad y durabilidad, las mezclas de concreto deberán ser adecuadas para cada sistema de colocación que se elija.

Se evitarán las mezclas demasiado sueltas, arenosas o con abundante sangrado, como consecuencia de un contenido de agua en exceso.

### **6.3.3. Tamaño máximo de los agregados**

El tamaño máximo del agregado deberá ser el mayor que se encuentre económicamente disponible y sea congruente con las dimensiones de la estructura. El tamaño nominal máximo se especifica en la subunidad 5.2.4.1.

### 6.3.4. Concreto impermeable y resistente a los productos químicos

Todos los tipos de concreto que requieran ser impermeables y resistentes a los ciclos de congelación y deshielo, ante los elementos químicos naturales o los productos químicos usados comunmente, llevarán aire incluido. El proporcionamiento de todos los materiales utilizados deberá ser el que produzca una mezcla con buena granulometría, que tenga alta densidad y máxima trabajabilidad; con una resistencia mínima a la compresión a los 28 días, especificada de  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , cuando el concreto no esté expuesto a ciclos severos y frecuentes de congelación y deshielo; o  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$  cuando esté expuesto a severos y frecuentes ciclos de congelamiento y deshielo; excepto en aquellos casos en los cuales las consideraciones estructurales especiales o de otro tipo, requieran de un concreto de mayor resistencia.

El proporcionamiento del concreto se sujetará a los siguientes requisitos especiales:

- a) Tipo de cemento: véase la unidad 5.2.2 de este Manual.
- b) Relación agua-cemento máxima: 0.45. Si se incluye alguna puzolana en el concreto, la relación máxima agua-cemento más puzolana debe ser de 0.45.
- c) Contenido mínimo de materiales cementantes.

Tabla 6.2 Contenido mínimo de materiales cementantes

Tamaño nominal máximo del agregado grueso*	Contenido mínimo de los materiales cementantes, $\text{kg/m}^3$
38 mm (1½ pulgadas)	279
25 mm (1 pulgada)	308
19 mm (¾ de pulgada)	320
9 mm (3/8 de pulgada)	362

Nota: Cuando se utilice la ceniza volante, su cantidad no será menor al 15% ni mayor a 25% en peso del total de los materiales cementantes.

\* Adaptada de la Tabla 4.2.2.1 "Requerimiento del contenido mínimo de los materiales cementantes" del Documento Propuesto a revisión por el Comité 301: *"Proposed Revisions to Specification for Structural Concrete"*.

Podrán usarse las mezclas de concreto que contengan menos material cementante del que se indica en la tabla anterior, cuando ante la dirección de la obra se haya demostrado que con las mezclas propuestas se obtendrá un concreto que cumple con los demás requisitos de la presente subunidad y que tiene durabilidad, impermeabilidad, trabajabilidad, capacidad de ser compactable y facilidad de acabado aceptables.

- d) El contenido de aire (determinado según las indicaciones de las Normas ASTM C 231 o C 173) será:  $5\frac{1}{2} \pm 1\%$  para agregado grueso de 38 mm y  $6 \pm 1\%$  para agregado grueso de 25 mm ó de 19 mm.

El empleo de materiales puzolánicos, tales como el microsílíce y algunas cenizas volantes incluidas como aditivo en el concreto, son de gran ayuda para reducir la permeabilidad de éste. Véase el subcapítulo 3.8, *Permeabilidad al Agua*, del Tomo I del Manual de Tecnología del Concreto, de la Comisión Federal de Electricidad.

### 6.3.5. Mezclado del concreto

El concreto podrá ser premezclado o mezclado a pie de obra.

Puesto que para obtener un concreto impermeable es muy importante la uniformidad de la mezcla, los ingredientes se mezclarán por un periodo de tiempo suficiente para producir un concreto de color y consistencia uniformes a efecto de lograr un revenimiento especificado.

Si la mezcla se ejecuta en la obra, se empleará una revolvedora que sea capaz de combinar apropiadamente los agregados, el cemento y el agua, a fin de producir una masa uniforme en el tiempo especificado de mezclado y capaz de descargar el concreto sin una segregación que resulte dañina. De ser posible, la mezcladora podría ostentar una placa colocada por el fabricante, que indique la capacidad y las revoluciones por minuto recomendadas, operándose en concordancia con tales recomendaciones.

### 6.3.6. Revenimiento

Si no se especifica el revenimiento, se puede elegir un valor apropiado a partir de la [Tabla 6.3](#). Véase también la Norma NOM C156-1980 y/o ASTM C 143.

*Tabla 6.3 Revenimientos recomendados para diversos tipos de construcción \**

Tipo de construcción	Revenimiento en cm	
	Máximo**	Mínimo
Muros y zapatas reforzadas	8	2
Zapatas de concreto simple	8	2
Vigas y paredes	10	2
Columnas	10	2
Losas	8	2

\* Adaptada de *Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete* (ACI 211.1- 91, Tabla 6.3.1).

\*\* Se pueden incrementar 2 cm para otros métodos de consolidación que no sea el vibrado.

El revenimiento se puede incrementar cuando se utilicen aditivos químicos, siempre que el concreto tratado con aditivos tenga la misma o una menor relación agua/cemento o agua/material cementante y no presente posibilidades de segregación o un sangrado excesivo.

## 6.4. Colocación del concreto

### 6.4.1. Preparación antes de la colocación

El concreto endurecido y todo el material extraño será removido de las canaletas de descarga. Se removerá el concreto suelto de las porciones de la estructura previamente construidas.

La construcción de la cimbra deberá haber quedado totalmente terminada, se retirará toda el agua existente en el sitio, el refuerzo estará ya colocado y asegurado en su lugar, el material de las juntas de todo tipo, las anclas y demás dispositivos embebidos habrán sido previamente colocados y verificada su correcta colocación, posición y alineamiento. Todas las preparaciones deberán aprobarse previamente a la colocación del concreto.

#### **6.4.2. Vertido del concreto**

El concreto se depositará en forma continua o en capas de un espesor tal, que no se deposite concreto fresco sobre el que ya haya endurecido lo suficiente como para provocar juntas visibles o planos débiles en una sección. Si una porción no puede depositarse en forma continua, se localizarán juntas de construcción como lo prevengan los planos estructurales o que en su defecto, hayan sido previamente aprobadas. Véase el Capítulo 7: Juntas en los Depósitos de Concreto.

El vertido se desarrollará a un ritmo tal, que la mezcla quede integrada a un concreto fresco aún en estado plástico. No se depositará ningún concreto que haya endurecido parcialmente o se haya contaminado con materiales extraños.

Los separadores temporales de la cimbra serán retirados cuando la altura del concreto depositado haya alcanzado un nivel tal, que los haga innecesarios.

Los informes del Comité 304 (304R-89, 304.1R-92, 304.2R-96, 304.3R-96, 304.4R-95, 304.5R-91 y 304.6R-91) contienen amplias recomendaciones para lograr prácticas adecuadas de medición, mezclado y transportación del concreto, así como los diversos medios utilizados para su colocación, con el fin de lograr un concreto impermeable y durable, aspectos que son sumamente necesarios en las estructuras sanitarias que aquí se cubren.

El contratista deberá tomar las providencias necesarias para la continuidad de vertido del concreto en el caso de que llegasen a ocurrir fallas en la planta o en el equipo. Se dispondrá de equipo de apoyo para el vertido del concreto, el cual esté en posibilidad de utilizarse antes de que transcurran 30 minutos, en el caso de que el equipo primario llegase a fallar. La fuente alternativa de concreto disponible a la mano, con materiales y mezclas aceptables, asegurará la continuidad de la colocación del concreto, evitándose así la presencia de juntas de construcción no planeadas.

#### **6.4.3. Equipo para el transporte y la colocación del concreto**

Al elegir el equipo, deberá tomarse en consideración la facilidad con la cual dicho equipo puede efectuar el transporte y la colocación del concreto en el sitio adecuado, en una forma económica y sin alterar su calidad.

Algunos tipos de equipo tales como la cubetas, tolvas, *buggies*, etc. son adecuados para la producción por etapas, en tanto que otro tipo de equipos, tales como las bandas transportadoras y el bombeo, son más adecuados para una producción continua.

Algunos tipos de este equipo son los siguientes:

- Cubetas y tolvas. Para transportar el concreto premezclado al sitio deseado, se pueden utilizar cubetas con descarga de fondo. Hay que evitar golpearlas o sacudirlas, ya que esto puede causar segregación. Otra causa común de la segregación, es la descarga del concreto mientras la cubeta está moviéndose.

En lo posible, en el control de la cubeta y su compuerta inferior, se tendrá la seguridad de que existe una corriente continua de concreto descargando sobre el que haya sido colocado previamente.

- Canaletas o canalones. Podrán ser de metal, los canalones que se utilizan para transportar el concreto, con la excepción del aluminio o de madera con revestimiento metálico y tener una pendiente que no exceda de uno vertical por dos horizontal y no menos de uno en la vertical por tres en la horizontal, de tal modo que el concreto se deslice lo suficientemente lento como para que los materiales no se segreguen. El extremo del canalón contendrá un deflector para evitar la segregación o bien, se puede descargar el concreto directamente dentro de la cimbra, por medio de un *tremie* o trompa de elefante.

- Trompas de elefante (*tremies*). Para evitar la caída libre del concreto y permitir así que éste pueda fluir dentro de las cimbras, para los muros y columnas conviene utilizar las trompas de elefante o *tremies*. Los *tremies* también se emplean para la colocación del concreto bajo el agua, con el fin de evitar la segregación.

- Bombeo. El equipo de bombeo será del tipo adecuado y contará con la capacidad de bombeo apropiada para los requisitos de revenimiento y tamaño máximo del agregado. Los tubos no deben contener aluminio.

La reducción del revenimiento con el bombeo no será mayor a 4 cm.

Puede obtenerse una información más amplia en relación con el bombeo del concreto, en el trabajo del Comité ACI 304, traducido al español y publicado por IMCYC: *Bombeo del Concreto ACI 304*.

- Transporte. El equipo para transporte del concreto estará diseñado específicamente para colocar el concreto sin que se segregue. Los sistemas de transporte serán de tal naturaleza que no afecten la resistencia, el revenimiento o el contenido de aire del concreto vertido. El sistema de colocación será capaz de descargar el concreto en forma continua sobre toda el área de vertido, sin que haya retrasos ocasionados por los frecuentes cambios de posición del equipo.

#### **6.4.3.1. Sistemas de apoyo para la colocación del concreto**

De ser posible, se contará con un equipo de reserva para la colocación del concreto, el cual pueda ser utilizado en caso de descompostura o inutilización del sistema primario. El equipo de reserva estará en condiciones de comenzar las operaciones de colocación del concreto en un lapso de treinta minutos, para evitar que se formen juntas frías en los elementos estructurales donde se esté colocando el concreto. Se tomarán las disposiciones necesarias para el empleo de retardantes.

#### **6.4.3.2. Aberturas en cimbras de muros y columnas: limitaciones**

Se puede hacer uso de orificios y aberturas temporales en las cimbras de los muros y de las columnas, para limitar la caída libre del concreto a menos de un metro. Estarán ubicados de tal manera que faciliten la colocación y la compactación del concreto.

#### **6.4.3.3. Colocación del concreto en los moldes**

Las secciones de muro que quedan entre las juntas se vaciarán en forma continua, a fin de obtener una unidad monolítica.

#### **6.4.4. Segregación**

Se evitará que el concreto esté sujeto a alguna operación que pueda causarle segregación.

Hasta donde sea posible, el concreto se depositará en su posición final, para evitar la segregación si se llegase a manipular con exceso.

Para evitar la segregación, el concreto se depositará en capas aproximadamente horizontales de 30 a 60 cm, colocadas lo más cerca posible de su posición definitiva (ver el informe ACI 309R *Guide for Consolidation of Concrete*). No debe permitirse una caída libre de más de un metro o a través del entramado de acero de refuerzo.

El Capítulo 5 del Informe ACI 304R contiene los lineamientos para la adecuada colocación del concreto.

#### **6.4.5. Consolidación del concreto**

Todo el concreto se consolidará mediante picado, vibrado o apisonado, de tal manera que confine totalmente al refuerzo, a los elementos embebidos, llene las esquinas de los moldes y se eliminen las bolsas de aire que puedan provocar la presencia de huecos o de planos débiles.

Los vibradores internos tendrán una frecuencia entre 130 y 200 ciclos por segundo (Hertz) las cuales representan un mínimo de 8,000 y un máximo de 15,000 vibraciones por minuto y una amplitud suficiente para que pueda consolidar con eficiencia al concreto (consúltese la Tabla 5.1.5 del Informe del Comité ACI 309R: *Guide for Consolidation of Concrete*). Serán operados por personal eficiente y experto.

No se deberá permitir que se utilice el vibrador para la transportación del concreto dentro de los moldes.

Los vibradores se insertarán y extraerán en puntos que estén separados 50 cm entre sí. El lapso de duración de cada inserción será la suficiente para consolidar la revoltura sin provocar segregación. Durante todas las operaciones de colocación del concreto se tendrá un vibrador de repuesto en la obra.

Después de haber depositado el concreto, éste deberá compactarse cuanto antes, siguiendo un procedimiento aprobado, motivando que el concreto penetre entre el refuerzo, así como alrededor de las inserciones y de tal manera que se evite la formación de cavidades. Cada una de las capas



horizontales se compactará por medio de un equipo mecánico vibratorio apropiado. El vibrador deberá llegar a la capa subyacente para proporcionar adherencia entre cada capa.

Con objeto de no ejercer una presión excesiva en la cimbra, el vibrador no penetrará más de 60 cm en la capa subyacente.

La vibración se continuará hasta que se detenga el escape de grandes burbujas en la superficie y antes de que ocurra alguna segregación.

Para compactar el concreto dentro de la cimbra es preferible utilizar los vibradores externos mecánicos de alta frecuencia.

Los vibradores externos pegados a la cimbra proporcionan un excelente medio para vibrar muros altos y columnas.

Para mayores detalles acerca del importante proceso de consolidación del concreto, consúltese el informe ya mencionado líneas arriba, del Comité ACI 309R.

#### **6.4.6. Protección del concreto**

A menos que sea factible proporcionar una protección adecuada y se obtenga la aprobación correspondiente de la dirección de la obra, no se colocará el concreto cuando esté lloviendo.

#### **6.4.7. Limitaciones impuestas por las temperaturas extremas**

##### **6.4.7.1. Clima frío**

Si la temperatura llegase a tener un valor inferior a 4.5° C sin que esta temperatura ascienda, se deberán calentar el agua y los agregados, para que al colocarlo, la temperatura del concreto no sea inferior a 13° C. Es preciso tomar las medidas necesarias para mantenerlo con una humedad y una temperatura mínima no inferior a 10° C durante un periodo mínimo de 7 días, tendientes a evitar que las bajas temperaturas reduzcan la resistencia del concreto.

Pueden utilizarse lonas y mantas impermeables para cubrir las losas de concreto o para cubrir y envolver muros, columnas y vigas, a fin de retener el calor generado por la hidratación del cemento. Las cimbras pueden calentarse o recubrirse con un aislante térmico. Puede utilizarse un curado a vapor para acelerar el aumento de resistencia.

Debido a que puede resultar peligroso, en algunas circunstancias deberá verificarse la resistencia del concreto antes de proceder a descimbrar.

Los informes ACI 306R *Cold Weather Concreting* y 306.1 *Standard Practice for Cold Weather Concreting*, proporcionan detalladas recomendaciones en relación con la colocación del concreto en climas fríos.

##### **6.4.7.2. Clima cálido**

Cuando la temperatura ambiente sea igual o mayor a 32° C, se tomarán precauciones especiales durante el mezclado, la colocación y el curado. Es necesario que el cemento y los agregados se mantengan fríos. Puede resultar benéfico el uso de un aditivo retardante del fraguado, en especial cuando se emplee cemento de contracción compensada.

A veces es preferible enfriar el agua mediante el uso de nitrógeno, refrigeración, o bien, reemplazando una parte del agua con hielo raspado o triturado.

El informe ACI 305R *Hot Weather Concreting* ofrece más detalles al respecto. Puede consultarse también la publicación *Elaboración, Colocación y Protección del Concreto en Clima Caluroso y Frío* (ACI 305, 306), publicado por IMCYC, 1995.

## **6.5. Curado del concreto**

### **6.5.1. La necesidad del curado**

El curado consiste en mantener en el concreto durante sus primeras etapas, un valor satisfactorio de la temperatura y del contenido de humedad, de tal manera que éste pueda desarrollar las propiedades deseadas. Solamente si tiene lugar un proceso apropiado del curado podrán desarrollarse la resistencia y la durabilidad esperadas en el concreto.

El curado apropiado del concreto fresco requiere que se preserve la humedad que contiene, con el fin de estimular la hidratación adicional del cemento durante el periodo de curado, y de evitar la formación de grietas y fisuras superficiales, debidas a una pérdida rápida del agua, mientras el concreto se encuentra en estado plástico. En el informe del Comité ACI 308 se encontrarán recomendaciones detalladas.

El curado se iniciará inmediatamente después del fraguado inicial o después de haberse finalizado las operaciones de terminado de las superficies. El tiempo mínimo de curado será de dos semanas, a menos que la dirección de la obra determine lo contrario.

La cimbra y el concreto expuesto se mantendrán húmedos en forma continua, por periodos de tiempo mínimos de 48 horas después de colocado el concreto.

### **6.5.2. Materiales y métodos para el curado**

Existen varios materiales y procedimientos para llevar a cabo el curado del concreto, aunque todos ellos conducen al mismo propósito: mantener valores satisfactorios de la temperatura y del contenido de humedad en el concreto, con el objeto de que se desarrollen las propiedades deseadas en el mismo.

Los dos sistemas para mantener un contenido satisfactorio de la humedad son:

La aplicación continua o frecuente de agua mediante el anegado, el regado, el vapor o los materiales saturados para cubrir al concreto, tales como las mantas de yute o de algodón; tierra, arena, aserrín, paja, etc. y evitar una pérdida excesiva de agua, lo cual se logra con materiales tales como hojas de plástico o de papel reforzado o mediante la aplicación de compuestos para curado, los cuales forman una membrana sobre el concreto aún en estado fresco.

El dejar sin retirar las cimbras de los muros proporciona un excelente medio para retener la humedad. Sin embargo, en clima caliente y seco, las cimbras secas tienden a absorber la humedad del concreto e inhiben la disipación del calor de hidratación. Por lo tanto, en este tipo de climas, las cimbras deberán de permanecer húmedas o se retirarán tan pronto como el concreto haya endurecido lo suficiente. Inmediatamente después de la remoción de las cimbras se iniciará el curado húmedo o la aplicación de membranas de curado.

Los compuestos de curado que forman una membrana cumplirán con la Norma ASTM C 309, en tanto que las películas de plástico y el papel reforzado lo harán con la Norma ASTM C 171. Para el curado a vapor, consúltese el informe del Comité ACI 516.

El informe del Comité 308: *Standard Practice for Curing Concrete* o *La Práctica Estándar para el Curado del Concreto*, publicada en 1992 por IMCYC, tratan en detalle todos los aspectos relacionados con los materiales y los procedimientos para el curado apropiado y oportuno del concreto.

## **6.6. Cimbras**

### **6.6.1. Consideraciones generales**

La cimbra es una estructura provisional, la cual soporta al concreto, mientras se encuentra en su proceso de fraguado, y adquiere la resistencia necesaria para sostener su propio peso. La cimbra puede ser de madera, de acero o de una combinación de los dos materiales.

### **6.6.2. Diseño de la cimbra**

La cimbra se diseñará de tal manera que todos los componentes y elementos de la estructura queden moldeados con sus dimensiones, forma, alineamiento, elevación y posición correctas. Asimismo, dicho diseño tomará en consideración, que su montaje, soportes y contravientos, sean capaces de resistir todas las cargas verticales y horizontales que le son aplicadas, en tanto que la estructura de concreto no sea capaz de soportarlas por sí sola.

La planeación y el diseño de la cimbra, lo mismo que su construcción, serán responsabilidad del contratista. Sin embargo, aun cuando la seguridad de la cimbra sea responsabilidad del contratista, el ingeniero, el arquitecto o la dirección de la obra, podrán revisarla y/o aprobarla, incluyendo los planos y sus cálculos.

#### **6.6.2.1. Cargas verticales**

Las cargas verticales consisten de las cargas muerta y viva. El peso de la cimbra y el concreto recién colocado constituyen la carga muerta. La carga viva comprende el peso de los trabajadores, el equipo, el material que se almacene, las pasarelas y el impacto.

Para la combinación de carga muerta más viva, considérense 500 kg/m<sup>2</sup>. Si, por ejemplo, se utilizan carretillas motorizadas durante la construcción de las cubiertas de los depósitos, considérense 600 kg/m<sup>2</sup>.

#### **6.6.2.2. Presión lateral del concreto**

La cimbra de los muros y otros elementos estructurales de los depósitos, tales como las columnas y trabes, se deberán diseñar tomando en cuenta la presión lateral del concreto recién colocado.

Para el concreto de peso normal con cemento Tipo I, que no contenga puzolanas o aditivos, con un revenimiento de 10 cm o menos y en el cual se utilicen vibradores internos cuya penetración sea menor a 1.20 m, la cimbra se podrá diseñar para una presión lateral como se indica enseguida:

- a) En los muros, con una rapidez en la colocación del concreto que no exceda de 2 m/hora:

$$p = 0.073 + \frac{8.0R}{T + 17.8}$$

con un máximo que no exceda al menor de 1 kg/cm<sup>2</sup> o de 0.24h.

- b) En los muros, para una rapidez de colocación entre 2 y 3 m/hora

$$p = 0.073 + \frac{11.78 + 2.49R}{T + 17.8}$$

con un máximo que no exceda al menor de 1 kg/cm<sup>2</sup> o de 0.24h.

donde:

$p$  = la presión lateral, en kg/cm<sup>2</sup>

$R$  = la rapidez de colocación, en m/hora

$T$  = la temperatura del concreto en los moldes, en °C

$h$  = la altura del concreto fresco arriba del punto considerado, en m

### 6.6.2.3. Cargas laterales

Los contravientos y puntales se diseñarán para soportar las cargas horizontales, tales como sismo, viento, tensiones de cables, soportes inclinados, el vaciado del concreto, así como el arranque y frenaje de los vehículos.

Las formas para los muros se diseñarán de tal manera, que cumplan con los requerimientos para viento de los reglamentos locales o con las recomendaciones del tomo de *Diseño por Viento*, del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.

### 6.6.2.4. Cargas especiales

La cimbra se diseñará tomando en cuenta también aquellas condiciones especiales con alguna posibilidad de ocurrir durante la construcción, tales como asimetrías de la carga durante la colocación del concreto, el impacto de las máquinas o los dispositivos mecánicos que transportan el concreto, el levantamiento en vilo o el volteo de la cimbra, cargas concentradas, el manejo y colocación de la cimbra, así como el almacenamiento de materiales.

### **6.6.3. Tirantes de molde**

Los tirantes de molde o separadores, permitirán la fijación de la cimbra y serán de un tipo tal, que no dejen ningún material metálico o de otra clase, a más de 3 cm de la superficie. Los dispositivos de los tirantes deberán proporcionar depresiones cónicas en la superficie de los moldes, de al menos 2.5 cm de diámetro y de 3 cm de profundidad, los cuales permitan su relleno y resanado posterior.

### **6.6.4. Preparación de la cimbra**

Todos los moldes y los materiales embebidos deberán quedar limpios de mortero o lechada antes del vaciado del concreto.

Antes de colocar el acero de refuerzo y el concreto, las superficies interiores de los moldes se cubrirán con una membrana que evite la absorción de la humedad y la adherencia con el concreto fresco y no deje manchas en las superficies del mismo.

Antes de la colocación del concreto, los moldes se inspeccionarán para verificar su alineamiento y la posición adecuada del refuerzo.

Se podrán tener aberturas temporales en la base de las columnas, muros y otros puntos que se consideren necesarios, para facilitar la limpieza e inspección inmediatamente antes de la colocación del concreto. La cimbra se sujetará a los puntales u otros elementos de soporte, de tal manera que se eviten los movimientos laterales o verticales de cualquier parte de la misma, durante la colocación del concreto.

### **6.6.5. Descimbrado**

Los moldes y puntales de la cimbra que soporten el peso del concreto de las vigas, losas, muros y otros elementos estructurales que formen parte de los depósitos, deberán mantenerse en su sitio hasta que el concreto haya alcanzado la resistencia mínima especificada en los contratos de obra o por la Dirección de la misma.

La *Guía para el Diseño y la Construcción de Cimbras*, ACI 347, publicada por IMCYC en 1990, así como el Informe de ACI 347R *Guide to Formwork*, lo mismo que la publicación especial de ACI SP-4(95) *Formwork for Concrete*, proporcionan toda la información necesaria para el diseño, construcción e instalación y el desmontaje de las cimbras, para toda clase de obras de concreto.

## **6.7. Pruebas al concreto**

### **6.7.1. Pruebas de resistencia al concreto**

Las pruebas de resistencia al concreto sirven para verificar el cumplimiento con la especificación de resistencia y para medir la variabilidad de dichas resistencias en el concreto.

Para cada obra, se ejecutará un número suficiente de pruebas que garanticen una representación adecuada de las variaciones del concreto.

Una prueba de resistencia deberá ser el promedio de las resistencias de dos cilindros estándar de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, hechos de la misma muestra del concreto y probados a los 28 días o a la edad de prueba designada para la determinación de  $f'_c$ .

#### **6.7.2. Resistencia satisfactoria**

Será considerado satisfactorio el nivel de resistencia de una clase determinada de concreto, si cumple con los dos requisitos siguientes:

- a) El promedio de una serie de tres pruebas de resistencia consecutivas es igual o superior a la  $f'_c$  especificada para el proyecto.
- b) Ningún resultado individual de la prueba de resistencia (promedio de dos cilindros), es menor que  $f'_c$  en más de 35 kg/cm<sup>2</sup>.

Cuando no se cumpla con cualquiera de los dos requisitos anteriores, deberán tomarse las medidas necesarias para incrementar el promedio de los resultados subsecuentes de las pruebas de resistencia. Cuando no se satisfagan los requisitos del párrafo b, deberán observarse los requisitos de la unidad 6.7.5, que más adelante se indican.

#### **6.7.3. Especímenes curados en el laboratorio**

Las muestras para pruebas de resistencia se tomarán de acuerdo con las Normas: NOM C161 y/o C172. Los cilindros para las pruebas de resistencia deberán moldearse y curarse en el laboratorio y probarse de acuerdo con las Normas NOM: C109-1977, C290-1980, C83-1977 y/o ASTM C 31 y C 39. Consúltense también el ACI 214 (Informe 214-77, confirmado en 1997. *Práctica Recomendada para la Evaluación de los Resultados de las Pruebas de Resistencia en el Concreto*).

#### **6.7.4. Especímenes curados en la obra**

La dirección de la obra podrá exigir pruebas de resistencia de cilindros curados en condiciones a pie de obra, para verificar lo adecuado del curado y la protección del concreto en la estructura.

Los cilindros se curarán en condiciones de campo, de acuerdo con la Sección 9 de la Norma ASTM C 31 (*Métodos para elaborar y curar especímenes de pruebas para el concreto, hechos a pie de obra*).

Los cilindros de prueba curados a pie de obra se moldearán al mismo tiempo y de las mismas muestras que los cilindros de prueba curados en laboratorio.

Deberán perfeccionarse los procedimientos para proteger y curar el concreto, cuando la resistencia de cilindros curados a pie de obra, a la edad de prueba designada para determinar  $f'_c$ , sea inferior al 85% de los cilindros compañeros curados en el laboratorio. Este 85% puede omitirse cuando la resistencia de aquellos que fueron curados a pie de obra, sea superior a  $f'_c$  en más de 35 kg/cm<sup>2</sup>.

#### **6.7.5. Investigación de resultados de pruebas con resistencias bajas**

Si en cualquier prueba de resistencia de cilindros curados en el laboratorio, el resultado es menor que el valor especificado de  $f'_c$  en más de 35 kg/cm<sup>2</sup> o si las pruebas de cilindros curados a pie de obra indican deficiencias de protección y de curado, deberán tomarse las medidas necesarias para

evitar que se ponga en peligro la capacidad de carga de la estructura. Véanse la Unidad 6.7.2; el último párrafo de la Unidad 6.7.4; el párrafo b de la unidad 6.7.2 de este capítulo y la unidad 5.6.4 de ACI 318-95.

Si se confirma que el concreto es de baja resistencia y los cálculos indican que la capacidad de carga se ha reducido apreciablemente, se podrán requerir pruebas con núcleos extraídos de la zona de que se trata, de acuerdo con la Norma ASTM C 42 (*Método Estándar de Prueba para la Obtención y el Ensayo de Núcleos Extraídos Mediante Perforación y Vigas Aserradas de Concreto*). En estos casos se obtendrán tres núcleos por cada resultado de prueba de resistencia que sea menor a  $f'_c$  en más de 35 kg/cm<sup>2</sup> (NOM C169-1978, ASTM C 42).

Si el concreto de la estructura va a estar más que superficialmente húmedo en las condiciones de servicio, como es el caso de las estructuras que se cubren en las recomendaciones de este Manual, los núcleos deberán sumergirse en agua por lo menos durante cuarenta horas y probarse húmedos.

El concreto de la zona representada por las pruebas de núcleos se considerará estructuralmente adecuado, si el promedio de los tres núcleos es por lo menos igual al 85% de  $f'_c$ , y ninguno de ellos tiene una resistencia menor al 80% de  $f'_c$ . A fin de comprobar la precisión de las pruebas, las zonas representativas de resistencias erráticas de los núcleos podrán probarse de nueva cuenta.

Si no se satisfacen los criterios del párrafo anterior y si hay duda con respecto a la suficiencia estructural, la dirección de la obra podrá ordenar las pruebas de carga que considere pertinentes para la porción dudosa de la estructura o podrá tomar otras medidas, según las circunstancias.

## 6.8. Pruebas en el depósito terminado

Se hará una prueba en el depósito terminado para verificar que no existan filtraciones de agua por los muros y el fondo.

Los criterios de aceptación para el hermetismo del depósito se especificarán en el contrato para la construcción.

El procedimiento de prueba consistirá en llenar el depósito con agua y medir cualquier descenso en el nivel de la misma en un cierto periodo de tiempo. Generalmente, los depósitos se llenan hasta el nivel de sobrellenado.

Podrá esperarse algún descenso en el nivel en las etapas iniciales de la prueba, debido a la absorción del concreto, grietas menores por contracción, etc. pero en un periodo máximo de siete días deberá llegarse a condiciones estables.

Si la estructura se encuentra sobre el nivel del terreno, cualquier filtración será visible desde el exterior.

Si el depósito se encuentra bajo el nivel del terreno, se llenará con agua y se mantendrá lleno durante siete días, periodo durante el cual, se llevará un registro del nivel de agua y se efectuarán mediciones cada veinticuatro horas. Es aconsejable no colocar los rellenos antes de realizar la prueba de impermeabilidad.

En las cubiertas inclinadas o en forma de domo, se colocará un sistema impermeabilizante que evite el paso del agua de lluvia al interior del depósito y la posible contaminación del agua potable. Dicho sistema puede consistir de un impermeabilizante integral, membranas impermeabilizantes colocadas en frío o en caliente, y con una pintura reflejante en la superficie.

Si existiesen filtraciones o fugas de agua, la dirección de la obra determinará las medidas correctivas que considere necesarias.

El nivel del agua dentro del depósito se mantendrá el tiempo suficiente para permitir que haya absorción.

Se considera aceptable la condición de los depósitos si:

- a) No se observa una filtración o zonas húmedas visibles.
- b) El volumen de la filtración en un periodo de tiempo dado (después de la corrección para las pérdidas de evaporación, por un periodo de siete días) resulta menor a la cantidad especificada.

Los volúmenes aceptables de filtración dependen de la aplicación específica. En un depósito para agua, se considera aceptable un porcentaje de filtración de 1 al millar del volumen del depósito,<sup>1</sup> en un periodo de 24 horas (después de la absorción y la estabilización).

Según ACI 350 (véase el Informe de los Comités ACI 350 y AWWA 400, mencionado en la nota 10 al pie de esta página), al principio de la prueba en las estructuras nuevas se medirá la altura de la superficie del agua en dos puntos a 180 grados de separación, aunque de preferencia en cuatro puntos a 90 grados de separación. Normalmente, las mediciones que se hagan en estos lugares harán mínimo el efecto de los asentamientos diferenciales del depósito en los valores calculados.

Se registrará la temperatura del agua a una profundidad aproximadamente de 45 cm abajo de la superficie. Si es muy estricto el criterio para medir las fugas, la temperatura del agua se medirá en intervalos a cada 1.50 m. de profundidad.

Para la medición de la evaporación/precipitación en las estructuras no cubiertas, se colocará un contenedor calibrado, parcialmente lleno y cada 24 horas se medirá el nivel del agua. El exterior del depósito se inspeccionará diariamente, para tratar de encontrar algún indicio de fuga.

La prueba se prolongará por un periodo de tiempo lo suficientemente largo, como para producir al menos un descenso de 1.25 cm en el nivel del agua, con base en la filtración que ocurra con la velocidad máxima permitida.

## 6.9. Mantenimiento

El interior de los depósitos requerirá un mantenimiento y limpieza periódicos, para evitar la contaminación del agua potable.

Se tendrán las precauciones necesarias para que durante el periodo que dure la limpieza, el mantenimiento o la reparación de un depósito, no se interrumpa el servicio de suministro de agua.

Cuando los depósitos sean de pequeñas dimensiones, es conveniente contar con más de uno de ellos en la planta, a fin de disponer de depósitos de reserva durante la suspensión del servicio en uno de ellos.

En depósitos de grandes dimensiones, es recomendable que éstos estén divididos en dos celdas independientes, de tal manera que cada una cuente con su propio sistema de tuberías y bombas para

---

<sup>1</sup> *Testing Reinforced Concrete Structures for Watertightness*. Informe de los Comités ACI 350 y AWWA 400. ACI Structural Journal/Mayo-Junio, 1993, págs. 324-328.



propósitos de llenado y vaciado. Asimismo, cada celda contará con un cárcamo donde puedan instalarse bombas de achique para facilitar el vaciado total del agua en la limpieza del depósito.

Para tal efecto, la limpieza del interior de los depósitos deberá hacerse con chorros de agua a presión y un cepillo duro capaz de remover las partículas adheridas a las paredes y al piso.

Es recomendable que la unión entre los muros y el piso termine en un zoclo curvo, para facilitar la limpieza en dicha intersección. Para el mismo objeto, el piso interior de los depósitos se terminará con una ligera pendiente, de aproximadamente 1 ó 2%, hacia el cárcamo recolector.

## **7. JUNTAS EN LOS DEPÓSITOS DE CONCRETO**

### **7.1. La necesidad de colocar juntas**

Las juntas en el concreto de los depósitos son discontinuidades en la construcción de un muro, un piso o una cubierta. Tienen por objeto la liberación de esfuerzos, tales como los ocasionados por los cambios de temperatura, esfuerzos que son una consecuencia de la contracción o a la dilatación que experimenta la estructura.

Normalmente, el concreto experimenta pequeños cambios en sus dimensiones, como consecuencia de su exposición al ambiente o a causa de las cargas que se le imponen a la estructura.

Suelen también ocurrir cambios de volumen en el concreto, que generalmente son provocados por la contracción o la expansión, como respuesta al flujo plástico (la fluencia), a los cambios de temperatura o a causa del contenido de humedad. Como resultado de estos cambios, el concreto experimenta movimientos en los extremos de los elementos estructurales, que pueden ser permanentes o temporales.

Se tienen, por ejemplo, contracciones debidas a la pérdida de humedad de la masa del concreto.

La contracción debida a la evaporación del exceso de agua comienza durante o después del periodo de curado, dependiendo de la calidad y el control de la humedad y de la temperatura. La contracción podría manifestarse durante varios años, a menos que se añada humedad al concreto ya endurecido, por un periodo entre los 7 y 15 días posteriores a su colocación en los moldes.

En las estructuras de los depósitos para agua, sin embargo, la contracción podrá detenerse al ponerse éstas en servicio, debido a que estarán siempre en contacto con la humedad.

Si la longitud de un elemento estructural resulta demasiado grande, la magnitud de la deformación total debida a la contracción o a la dilatación, puede ser tal, que los esfuerzos provocados resulten altos y como consecuencia se tendrá la aparición de agrietamientos en el concreto. Por tal motivo, es oportuna la segmentación de la estructura mediante la colocación de las llamadas juntas de expansión (o de dilatación) a intervalos regulares, menores a la longitud total del elemento estructural.

Si los movimientos de contracción se restringen excesivamente, se presentará el agrietamiento en el elemento estructural. La restricción del movimiento de expansión puede tener por resultado la distorsión y el agrietamiento del elemento o la trituration de sus extremos, así como la transmisión de fuerzas no previstas a los apoyos de la estructura.

También pueden tener lugar algunos cambios anormales de volumen debido al ataque de sulfatos, reacciones álcalis-agregado y otras causas.

Una manera de reducir al mínimo estos efectos perjudiciales al funcionamiento de la estructura, es la de dotarla de juntas, en las cuales se asimilen los movimientos que experimenta dicha estructura.

También es costumbre dejar juntas deliberadas en el concreto al quedar terminada una etapa de *colado*. Estas son las juntas de construcción.

Sea cual fuere su objeto y características, en los depósitos para el almacenamiento de líquidos, las juntas en el concreto deberán sellarse mediante bandas de polivinilo, hule, metal o cualquier material que impida las filtraciones del líquido.

El ingeniero proyectista especificará el número, la localización y el refuerzo en las juntas de movimiento necesarias. Todas las juntas se mostrarán en los planos de diseño. En el informe del Comité 504 del Instituto Americano del Concreto (ACI) se proporciona información adicional en relación con las juntas (ACI 504R-90, *Guía para el Sellado de las Juntas en las Estructuras de Concreto*. En 1997 fue confirmada la aprobación de este Informe).

## 7.2. Aplicaciones

Cuando se utilizan los elementos o cuñas de cortante en muros esbeltos, se deberá tener especial cuidado con la colocación adecuada del dispositivo de retención del agua, pues en caso de que esta colocación resulte defectuosa, podrá dar lugar a filtraciones.

El diseño de las losas de cubierta deberá tomar en cuenta la exposición a un ambiente húmedo y posiblemente corrosivo del interior, así como los movimientos de las juntas en los muros. Lo anterior puede preverse si se prolongan dichas juntas a la cubierta, ya sea colocando apoyos deslizantes o utilizando materiales flexibles.

Los apoyos diseñados para permitir el deslizamiento de concreto sobre concreto, frecuentemente dan como resultado problemas tales como descascaramiento de las vigas-cornisa, donde se apoyan las trabes, muros y losas, por lo que no son recomendables.

Se han utilizado con éxito las separaciones entre las juntas de movimiento del orden de 23 m, empleándose un concreto de contracción compensada, con un 0.3% de acero de refuerzo total en ambas caras.

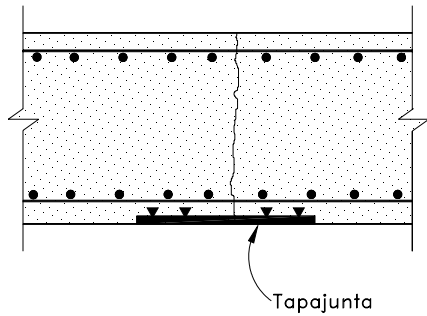
Cuando se utilice concreto de contracción compensada, los detalles constructivos se desarrollarán de acuerdo con las recomendaciones de ACI 223 (Informe ACI 223-98 [Propuesto] *Standard Practice for the Use of Shrinkage Compensating Concrete*).

## 7.3. Tipos de juntas

Básicamente, se consideran dos tipos de juntas en el concreto para las estructuras de los depósitos: de construcción y de movimiento.

### 7.3.1. Juntas de construcción

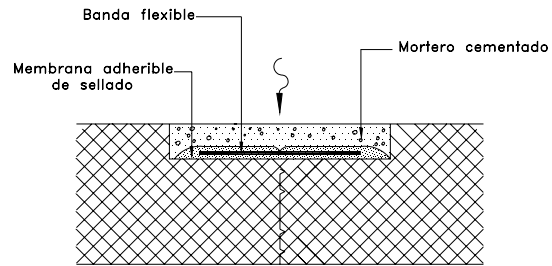
Las juntas de construcción se proporcionan en la estructura con el objeto de segmentarla en unidades más pequeñas, de acuerdo con la capacidad de construcción en la obra. Su función es la de separar una etapa de la colocación del concreto respecto a la subsecuente (ver las [Figuras 7.1](#)).



Junta de construcción

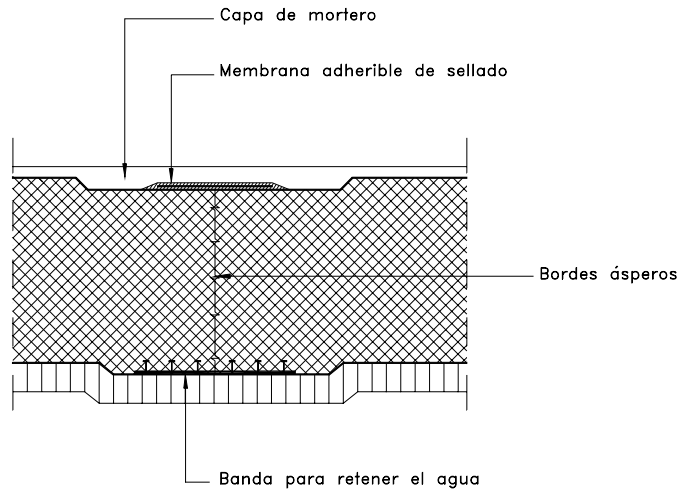
Juntas en losas de piso

FIG. 7. 1 a )



Junta de construcción para piso o pared

FIG. 7. 1 b )



Diseño de una junta de construcción

FIG. 7. 1 c )

Figura 7.1. a, b y c

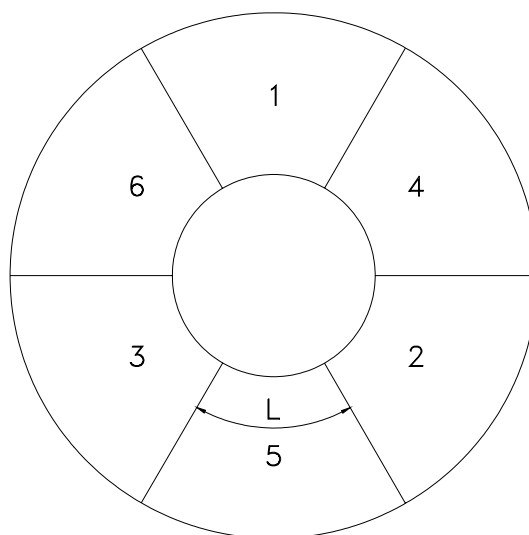
El diseñador estructural indicará la localización de las juntas de construcción, las cuales no deben considerarse como juntas de movimiento, a fin de que afecten lo menos posible la resistencia de la estructura y de proporcionar separaciones lógicas entre los segmentos de ésta y facilitar la construcción.

A menos que se trate como una junta de contracción, antes de colocar el concreto nuevo sobre la superficie de una junta, es necesario prepararla para asegurarse de que haya una buena adherencia.

Todo el acero de refuerzo se debe continuar a lo largo o a través de las juntas de construcción, siendo necesaria la colocación de un dispositivo de retención de agua.

La posición de las juntas de construcción se indicará en los planos respectivos. Si el contratista requiere aumentar el número o cambiar la posición de dichas juntas, deberá contar con la aprobación previa de la dirección de la obra.

Se procurará que las juntas de construcción se localicen donde el cortante al igual que el momento tengan magnitudes pequeñas, con el fin de evitar que afecten la resistencia de la estructura. Véase en la [Figura 7.2](#), la disposición recomendada de las juntas de construcción para la losa de piso de un depósito circular.



Localización de juntas de construcción en una losa de fondo, y orden de los vaciados de concreto.

Procede esta distribución de las juntas para  $L$  entre 5 y 10 m.

*Figura 7.2 Disposición de las juntas de construcción en la losa de piso de un depósito circular*

En la [Figura 7.3](#) se muestra la disposición común de una junta de construcción para un piso no estructural o de membrana.

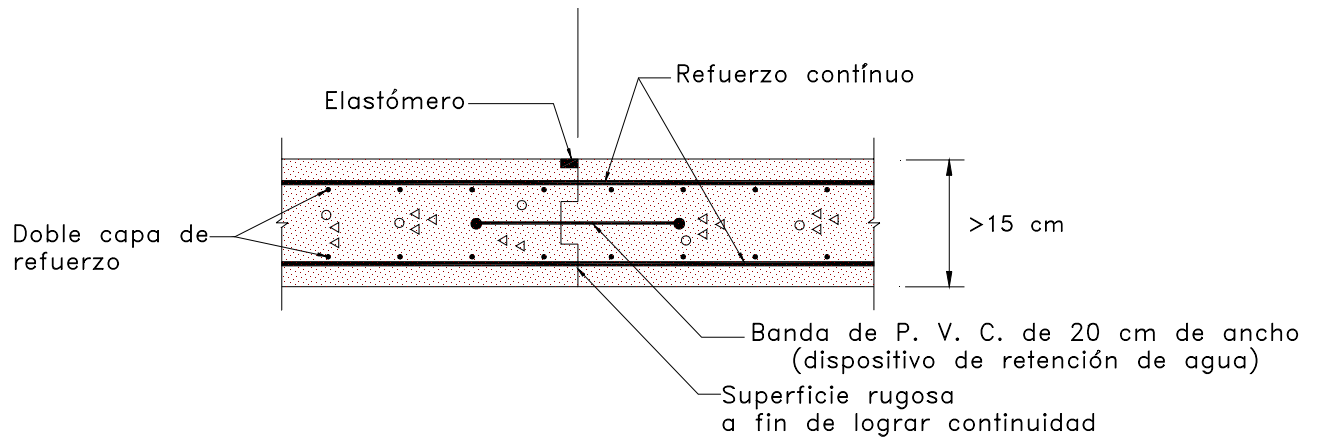


FIG. 7.3 a )

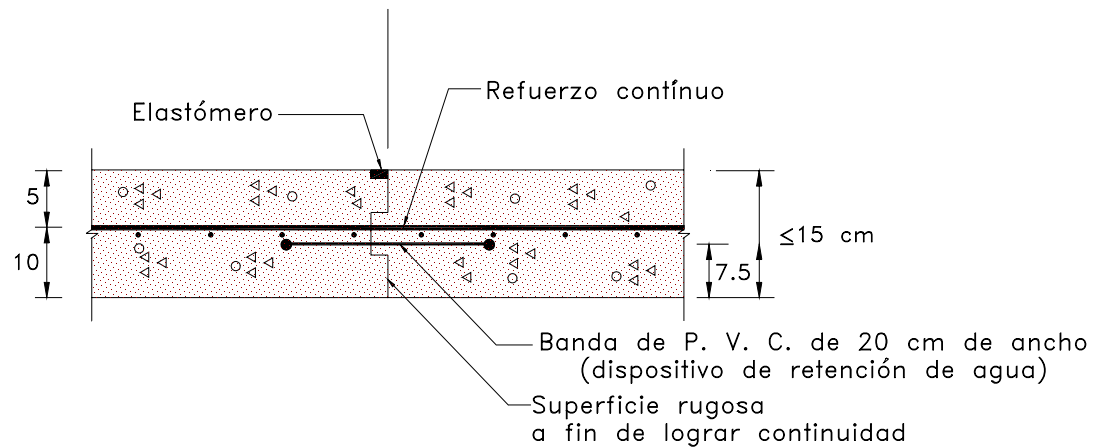
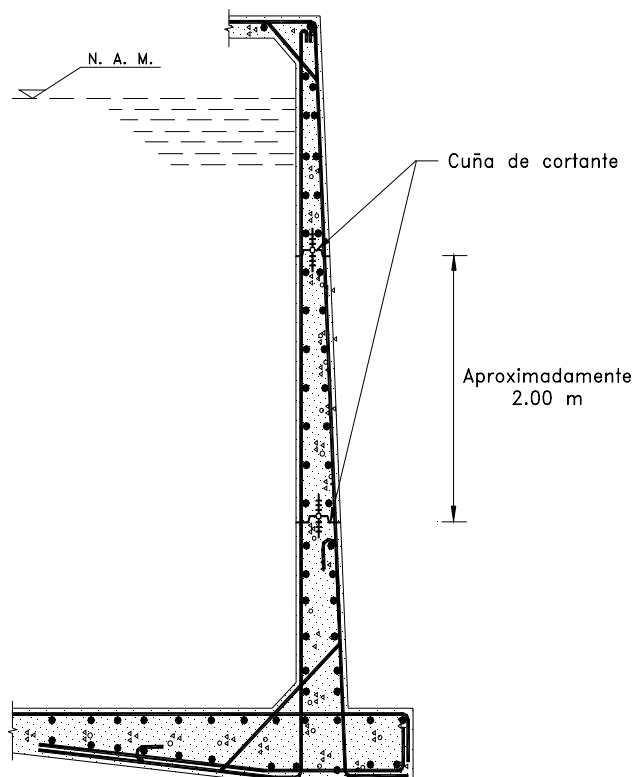


FIG. 7.3 b )

Figura. 7.3 Junta de construcción en un piso de membrana

Véase en la [Figura 7.4](#), una junta vertical de construcción en los muros. En la misma figura se muestra un elemento para la transmisión de cortante de un lado al otro de la junta (también llamado, cuña o elemento de cortante).



Corte en elevación de un depósito cubierto

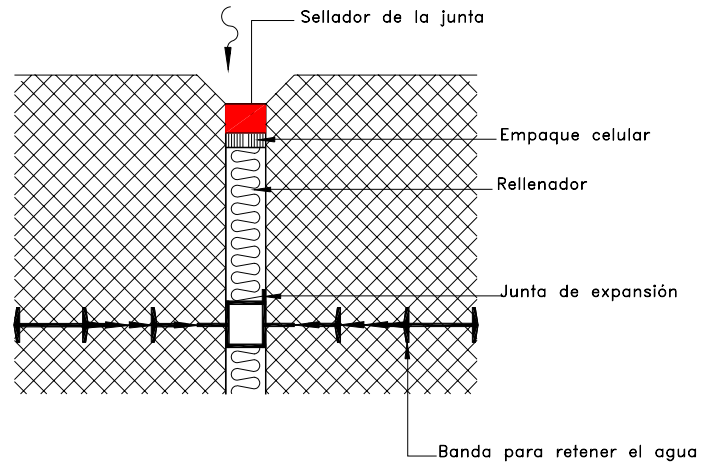
Figura 7.4)

### 7.3.2. Juntas en movimiento

Las juntas en movimiento tienen por objeto dar libertad a los movimientos relativos en la estructura y que tienen lugar a ambos lados de la junta, debiéndose tomar las precauciones para garantizar la impermeabilidad de éstas. Se considerarán dos tipos de juntas en movimiento: juntas de expansión o dilatación y juntas estructurales.

#### 7.3.2.1. Juntas de expansión o de dilatación

Las juntas de expansión tienen por objeto que, durante los periodos de construcción y de servicio, puedan tener lugar, tanto la expansión, como la contracción del concreto en la estructura, con el objeto de permitir cambios en las dimensiones en el concreto debidos a las incrementos o decrementos en la temperatura que habrá de experimentar la estructura. En este tipo de junta existirá una completa discontinuidad tanto en el concreto como en el refuerzo. Deberá haber una holgura inicial entre las secciones del concreto a ambos lados de la junta, la cual permita absorber los cambios de volumen producido por las variaciones de temperatura. (véase la [Figura 7.5](#)).



Junta de expansión para piso o pared

FIG. 7. 5 a )

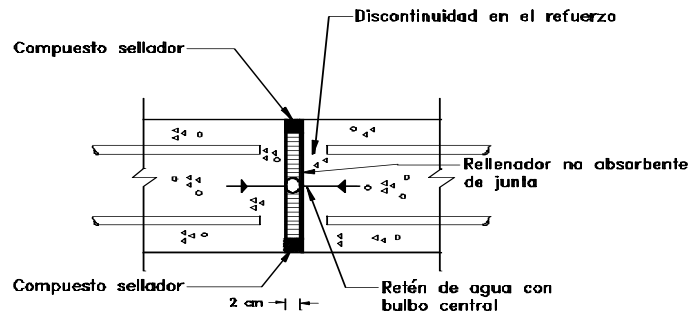


FIG. 7. 5 b )

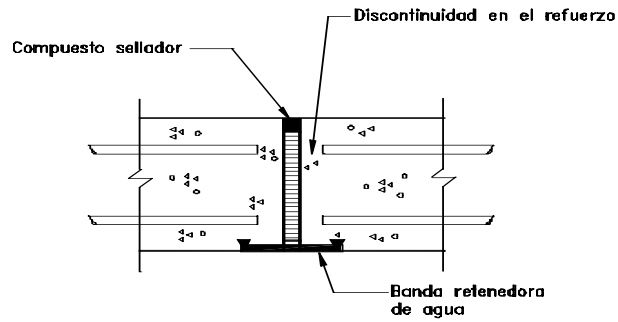


FIG. 7. 5 c )



*Figura. 7.5 a) Junta de expansión para piso o pared, b) Movimiento potencial y c) Junta de expansión*

### **7.3.2.2. Localización de las juntas de expansión**

En general, las juntas de expansión se colocarán cercanas a los cambios abruptos en la configuración de la estructura aun cuando, debido a la complejidad del problema no se han establecido procedimientos aceptables para determinar con precisión la separación y la ubicación de dichas juntas de expansión.

Cuando las juntas de expansión se coloquen en los cambios bruscos en la configuración de la estructura, sus detalles se diseñarán de tal manera que sean capaces de transmitir el cortante provocado por la deflexión diferencial de los elementos a cada lado de la junta o de otra forma, para que los detalles de ésta puedan absorber la distorsión provocada por la deflexión diferencial, como es el caso de los dispositivos para retención de líquidos.

### **7.3.2.3. Separación de las juntas de expansión**

La separación de las juntas de expansión dependerá de:

El grado de exposición de la estructura.

La posición de los elementos estructurales en relación con otras partes de la propia estructura.

Las variaciones de temperatura.

Tradicionalmente, en los depósitos de concreto para almacenar líquidos, el espaciamiento de las juntas de expansión ha sido conservador y muy influido por las restricciones inherentes a la geometría de los depósitos, con espaciamientos que varían entre 15 y 75 m. para los muros. Se han construido losas de cimentación hasta de 180 m de largo, sin juntas de expansión y con juntas de construcción a pequeñas separaciones.

En términos generales, las juntas de dilatación (o expansión), de preferencia deberán colocarse a intervalos no mayores de 35 m. Cuando las juntas de expansión se coloquen a distancias mayores de 45 m, se llevará a cabo un análisis especial para determinar los requisitos del acero de refuerzo y los detalles de las juntas de dilatación. Deberá también investigarse la restricción que ejerce el suelo en la losa de base.

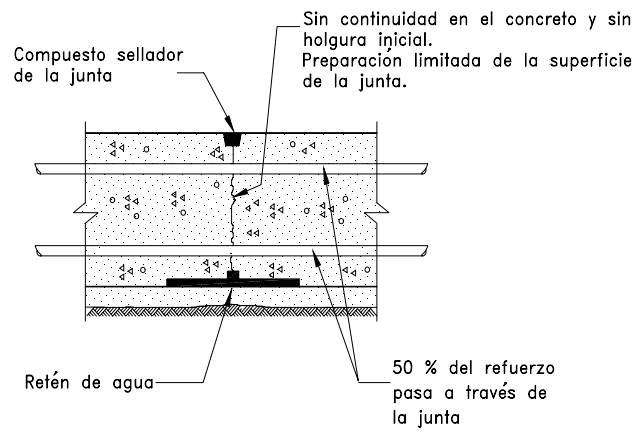
Las recomendaciones del párrafo anterior son aplicables a las estructuras sanitarias para el mejoramiento del ambiente en condiciones normales, llenas con el líquido. Si se prevé que los depósitos vayan a permanecer vacíos por periodos prolongados, sobre todo en climas cálidos, se tendrán separaciones menores de las juntas. A este respecto, es necesario prestar especial atención a las condiciones que predominen durante la construcción.

Las juntas de expansión también podrán funcionar como juntas de contracción o de construcción.

### **7.3.3. Juntas de contracción**

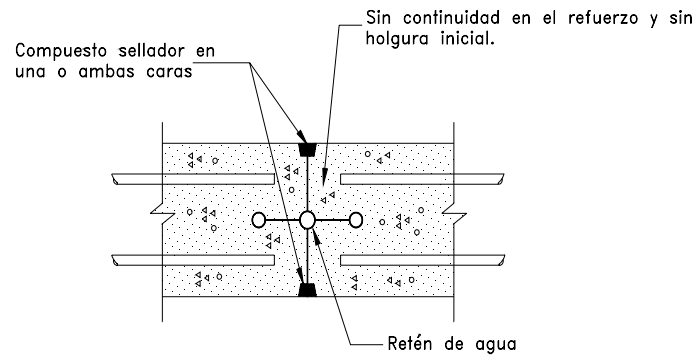
Las juntas de contracción, como su nombre lo señala, tienen por objeto absorber los movimientos que provocan la contracción entre dos secciones del concreto (ver las [Figuras 7.6 a, b, c y d](#)).





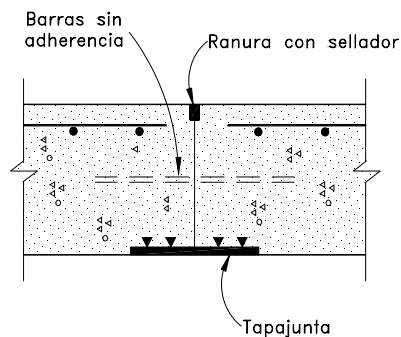
Junta parcial de contracción

FIG. 7. 6 a )



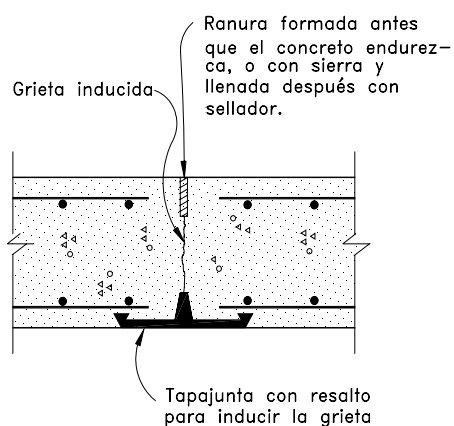
Junta completa de contracción

FIG. 7. 6 b )



Junta de contracción

FIG. 7. 6 c )



Junta de contracción inducida

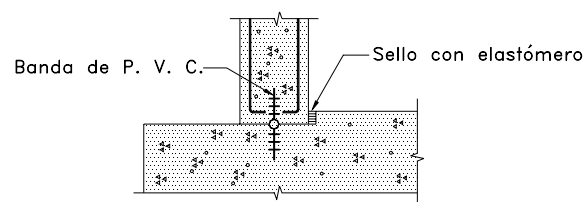
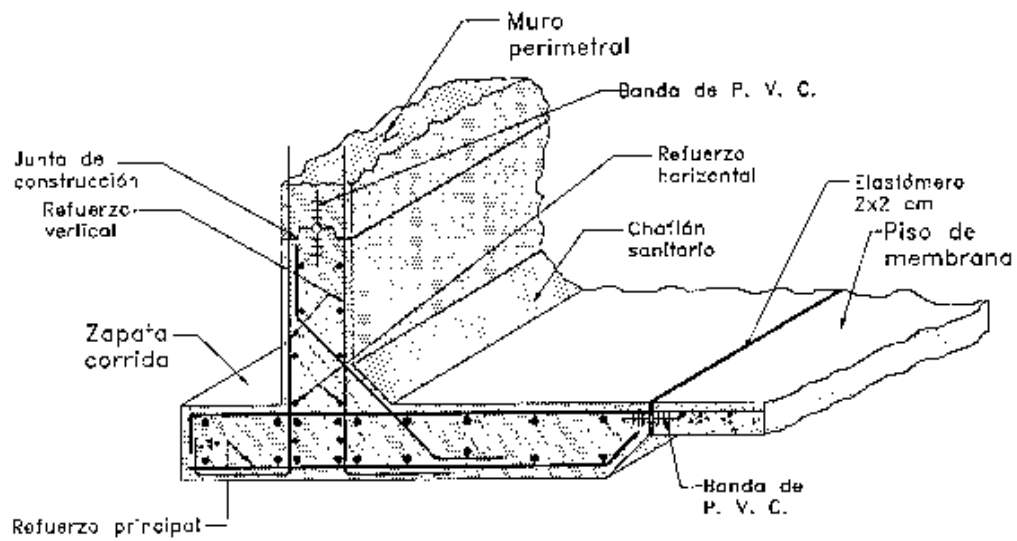
FIG. 7. 6 d )

*Figuras 7.6 a, b, c, y d. Juntas de contracción*

#### 7.3.4. Juntas estructurales

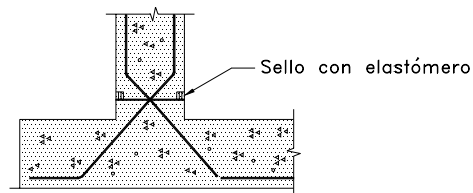
Las juntas estructurales tienen una función específica en el diseño. Los ejemplos son: juntas deslizantes entre los muros y la losa de cubierta en los depósitos cubiertos (véase la Figura 2.13), en las losas de fondo de los depósitos circulares ([Figura 7.7](#)), en la unión entre el muro y su cimentación ([Figura 7.8](#)) o en las estructuras postensadas.

Las juntas articuladas tienen por objeto permitir la rotación sin restricción entre dos elementos estructurales.



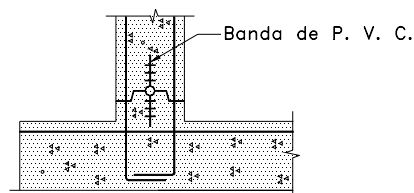
Base deslizante

FIG. 7. 8 a )



Base articulada

FIG. 7. 8 b )



Base continua

FIG. 7. 8 c )

Figuras 7.7. y 7.8

#### **7.4. Dispositivos para la retención del agua**

Los dispositivos de retención de agua fabricados con caucho, vinyl, metal u otros materiales aprobados, deberán tener contornos y patrones que estén de acuerdo con la función que vayan a desempeñar.

Estos dispositivos para retener el agua se encuentran disponibles en diversas configuraciones, aunque esencialmente son bandas preformadas de un material impermeable y durable, generalmente de hule, o de PVC; aun cuando también se usa el cobre y el acero (véanse las Figuras 7.8 a, b, y c).

Durante la construcción se empotrarán parcial o totalmente en el concreto para cubrir la junta, proporcionándose así una barrera permanente al paso del líquido, aun para los movimientos posteriores de la junta.

Cuando están totalmente empotradas, normalmente las bandas se localizan a media sección del elemento, si bien, se han desarrollado formas para fijarlas al exterior de los elementos de concreto, por ejemplo: en la base de las losas de piso, se fijan rígidamente al concreto por medio de lengüetas. En general, son unidades patentadas, por lo cual, las ilustraciones mostradas no necesariamente representan los detalles completos y sólo son representativas de las características fundamentales de su colocación en los elementos estructurales.

Los elementos retenedores de metal son de una sección plana o corrugada, habiéndose utilizado con éxito. Las tiras metálicas algunas veces están galvanizadas, pero éste no es un requisito esencial si el concreto se ha compactado adecuadamente alrededor de la banda y ésta se ha colocado centrada en la sección (véase la Figura 7.6 a).

Cuando se usen dispositivos flexibles para la retención del agua, es necesario sujetar firmemente todas sus partes, incluyendo los bordes y los extremos o fijarlos en su posición para evitar que ocurran movimientos durante la colocación del concreto. Para consultar las recomendaciones en cuanto a la instalación, véanse las Figuras 12 y 16 del informe del Comité ACI 504R (*Guía para el Sellado de Juntas en las Estructuras de Concreto*).

#### **7.5. Materiales para las juntas**

Los materiales para rellenar las juntas en los depósitos para el almacenamiento de agua, deberán reunir los siguientes requisitos:

- a) Hermetismo al paso del agua.
- b) Compresibilidad.
- c) Evitar que se expandan al contacto con el agua.

Los materiales que se usarán para lograr el hermetismo en las juntas se dividen en las siguientes categorías:

- 1) Tapajunta. Es una barrera que se coloca en la sección de la junta durante el proceso de construcción para constituir un diafragma resistente al paso del agua. Pueden ser de hule natural o de cloruro de polivinilo, aun cuando también llegan a usarse de cobre y de acero, como ya se ha mencionado antes. Los tapajuntas se usan en las juntas de construcción y de expansión.

2) Relleno compresible. Es una tira de material compresible para rellenar y tapar el espacio en una junta de expansión y proporcionar una base para el sellador de la junta y permitir el movimiento de expansión del concreto. Este material debe ser elástico y no interferirá con el sellador. Se recomienda el poliestireno expandido.

3) Sellador de la junta. Se usa para evitar el paso del agua o de algún material extraño a través de la junta. Deberá ser impermeable y deformable para permitir los movimientos, así como el recuperar sus propiedades y forma original, después de las deformaciones cíclicas, manteniendo la integridad de la junta y su adherencia, a pesar de los cambios de temperatura y durante la vida útil de la estructura. Se recomienda el uso de elastómeros, desechándose los materiales con base en asfaltos. En las Figuras 7.7, 7.8 a y 7.8 b pueden verse los detalles ilustrativos.

Se han desarrollado y utilizado muchas juntas de expansión satisfactorias. En las Figuras 8, 11 y 12 del informe del Comité ACI 504R (*Guía para el Sellado de Juntas en las Estructuras de Concreto*), se muestran

algunos tipos propuestos de juntas. Todas las juntas de expansión contarán con algún tipo de relleno premoldeado compresible y un sellador de juntas en la cara donde está el líquido. Cuando el elemento requiere ser hermético, como sucede con los depósitos, es preciso incluir algún dispositivo adecuado para la retención de agua, fabricado de caucho, neopreno o plástico, para que actúe como una barrera primaria contra las fugas de agua.

Los dispositivos para retención de agua, los rellenos premoldeados y los selladores para juntas se elegirán de tal suerte que permitan la libertad de movimientos. El acero de refuerzo debe terminar a 5 cm. de la cara de la junta.

Las bandas de caucho permiten mayor movimiento en la junta y duran por tiempo indefinido cuando se colocan en un ambiente oscuro y húmedo. Las bandas hechas de cloruro de polivinilo (PVC) permiten un poco menos de movimiento que las de caucho, pero son menos sensibles a la luz y al secado. Una ventaja del cloruro de polivinilo es la sencillez con que se empalma cuando se le aplica calor. El espesor mínimo de cualquiera de los dos tipos debe ser de 9 mm. y deben tener, al menos 23 cm. de ancho para juntas de expansión y 15 cm. de ancho, para otros tipos de juntas, a fin de permitir un correcto empotramiento en el concreto. En cualquier caso, la dirección de la obra deberá verificar que el dispositivo de retención de agua sea químicamente compatible con el líquido que habrá de contener.

El relleno premoldeado de la junta tiene la doble función de servir como cimbra para el segundo colado de concreto y de preservar el espacio en el que se pueda dilatar éste. Un relleno premoldeado ideal para relleno de juntas deberá comprimirse hasta alcanzar la mitad de su ancho original y dilatarse cuando se contraigan los elementos adyacentes. El corcho, el neopreno, el caucho, la espuma, así como otros materiales que cumplan con las normas ASTM D 994, D 1056, D 1751 y D 1752 constituyen rellenos satisfactorios para las juntas.

El fabricante recomendará los selladores para el servicio que se pretenda. Únicamente algunos selladores no deformables son recomendables para el servicio sumergido. Para otros servicios pueden usarse selladores no deformables y autonivelantes.

Las plantas y depósitos para tratamiento de agua requieren selladores aprobados para agua potable. Además de los cuidados en cuanto al sabor, al olor y la toxicidad, el sellador debe ser resistente al agua clorinada. Se deben considerar los efectos de la exposición prolongada al cloro, en concentraciones normales para el agua potable; así como también la exposición de corto plazo a

éste, pero con las altas concentraciones requeridas para la desinfección, aquellos selladores que se desee utilizar deberán ser previamente aprobados por la dirección de la obra.

## **7.6. Refuerzo adicional en las juntas**

Las orillas de las juntas en movimiento, especialmente las juntas de expansión, deben estar reforzadas para resistir el descascaramiento y/o cuarteaduras, debidas al contacto accidental con el concreto en el otro lado de la junta. El refuerzo consistirá de varillas no menores al #3 espaciadas 30 cm en el centro, a lo largo de cada cara de la junta y se anclarán a lo largo del acero de refuerzo normal del concreto.

### **7.6.1.Elementos de cortante para juntas de movimiento**

En algunos casos se ha visto que los elementos de cortante han causado problemas en la práctica. Si el elemento falla, puede haber fuga del líquido debida a una desviación hacia un lado del dispositivo de retención del agua. Por ello, cuando se utilicen elementos de cortante, deberán tomarse precauciones especiales para evitar este problema. Se han utilizado varias técnicas entre las que se incluyen: la transferencia de cortante con varillas para reforzar las juntas y los dispositivos de retención de agua con base en el acero; la reubicación del dispositivo de retención de agua, así como nuevos diseños para evitar la necesidad de la transferencia de cortante.

## **7.7. Diseño de las juntas**

Se dará una especial atención a la localización y a los detalles de las juntas en el diseño de los elementos estructurales para tomar en cuenta adecuadamente el efecto de los cambios volumétricos debidos a los ascensos y descensos de la temperatura.

En el diseño de las juntas se tomarán en cuenta los siguientes aspectos:

- a) Las juntas en movimiento se construirán como cortes continuos en la estructura. Cada parte de ella se diseñará de manera independiente.
- b) Se considerarán los movimientos transversales de los elementos estructurales bajo las condiciones de carga previstas y se suministrarán los detalles apropiados. Se dará consideración también a los cambios volumétricos y de temperatura.
- c) Las juntas se localizarán en los sitios donde sea práctica y factible su construcción.
- d) Estarán localizadas de tal manera que no ofrezcan una apariencia desagradable a la estructura y no interfieran con otros elementos, tales como las tuberías.

## **7.8. Aspectos que es preciso vigilar durante la construcción de las juntas**

Durante la construcción de las juntas se proporcionará una estricta supervisión.



Se pondrá especial atención a la fijación de los dispositivos retenedores de agua, pasajuntas, cuñas de cortante y los sellos que se aplicarán según las recomendaciones de su fabricante.

Antes de la colocación de los materiales para las juntas, las superficies del concreto estarán secas y libres de grasa, aceite o de los compuestos para curado.

### 7.9. Precauciones donde existan cruces de tuberías

Cuando las tuberías crucen por las paredes o el piso es recomendable que la porción de las mismas que pasa a través del concreto sea colocada previamente al vaciado de éste, utilizando anillos de anclaje para impedir el paso del agua en la unión de los dos materiales. Por tal motivo, también es importante que las tuberías no coincidan con la posición de las juntas (véase la [Figura 7.9](#)).

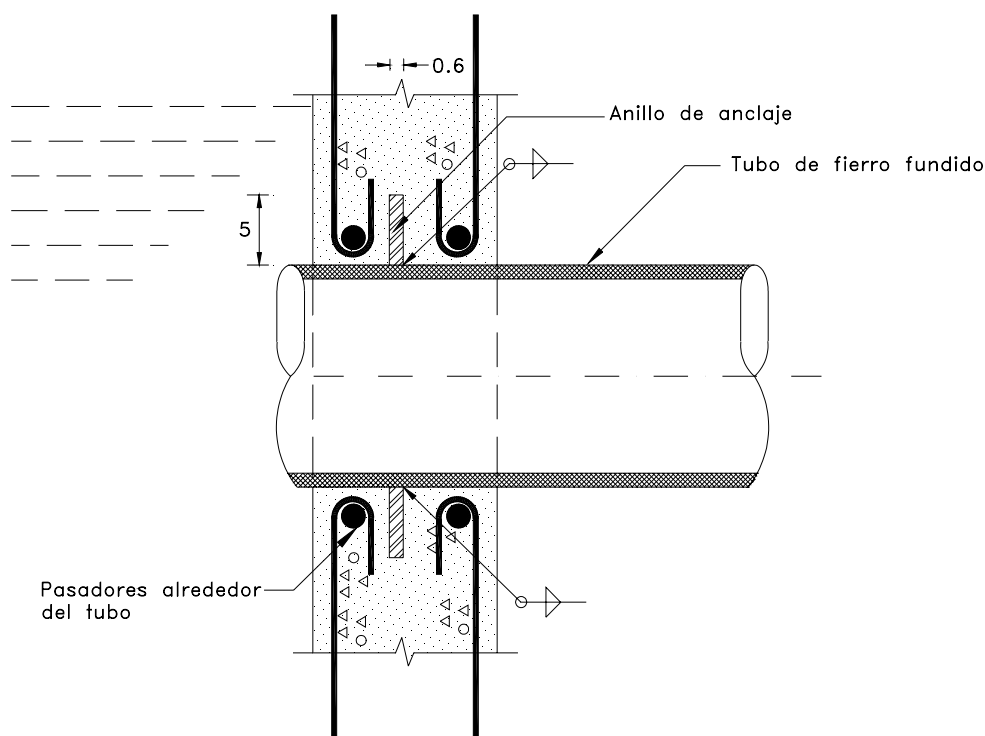


Figura 7.9 Depósito de una entrada de tubería al depósito

# BIBLIOGRAFÍA

- *ACI Manual of Concrete Practice*. American Concrete Institute, P.O. Box 9094, Farmington Hills, MI 48333:
- *Guide to Durable Concrete*. ACI 201.2R.
- *Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures*. ACI 209R.
- *Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight and Mass Concrete*. ACI 211.1.
- *Chemical Admixtures for Concrete*. ACI 212.3R.
- *Recommended Practice for Evaluation of Strength Test Results of Concrete*. ACI 214.
- *Guide for Use of Normal Weight Aggregates in Concrete*. ACI 221R.
- *In Place Methods to Estimate Concrete Strength*. ACI 228.1R.
- *Causes, Evaluation and Repair of Cracks in Concrete Structures*. ACI 224.1R.
- *Joints in Concrete Construction*. ACI 224.3R.
- *Proposed Revisions to Specification for Structural Concrete*. ACI 301.
- *Placing Concrete by Pumping Methods*. ACI 304.2R.
- *Standard Practice for Curing Concrete*. ACI 308.1.
- *Behavior of Fresh Concrete During Vibration*. ACI 309.1R.
- *Standard Practice for Consolidation of Concrete*. ACI 309R.
- *Guide to Formwork*. ACI 347R.
- *Use of Epoxy Compounds in Concrete*. ACI 503R.
- *A Guide to the Use of Waterproofing, Dampproofing, Protective and Decorative Barrier Systems for Concrete*. ACI 515.1R.
- Adidam S.R. y Subramanyan A.V. *Optimum Design of Reinforced Concrete Tanks*. Journal of the Structural Division, Proceedings of ASCE. Vol. 108 No. ST6. June 1982, Págs. 1219-1231.
- Batty I. y Westbrook R. *The Design of Water Retaining Structures*. John Wiley & Sons, 1991.
- Broms, Bengt B. *Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members*. ACI Journal. Vol 62, No. 10. Octubre de 1965. Págs. 1237-1256. American Concrete Institute. Detroit, Michigan.
- *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89)*. American Concrete Institute, Detroit, 1989. Traducción al español por IMCYC, México, D.F.
- *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)*. American Concrete Institute, P.O. Box. 9094, Farmington Hills, MI 48333.
- *Cimentación de Depósitos*. Norma 2.214.01 Petróleos Mexicanos. 1974.
- *Circular Concrete Tanks without Prestressing*. Information Sheet IS072D, Portland Cement Association, 1a. edición: 1942; 2a. edición: 1995.
- Concrete and Constructional Engineering. Vol. LIV. No. 10. Oct. 1959. Págs. 345 y 346.

- *Concrete Domes for Water and Wastewater Tanks.* ACI Structural Journal. Julio-Agosto de 1990. Vol. 87. No 4. Págs. 445-452.
- *Concrete Sanitary Structures.* Concrete International. Abril de 1981, 3, No. 4, American Concrete Institute, Detroit, Michigan.
- *Concrete Sanitary Structures.* ACI Committee 350. Journal ACI, Nov-Dic. 1983, No. 6, Proceedings V. 80. Págs. 467-486.
- Cheng, R. *Design Tables to BS-8007. Design of Concrete Structures for Retaining Aqueous Liquids.* Thomas Telford, Londres, 1996.
- *Chlorides and Concrete.* Concrete Internacional, American Concrete Institute. Sept. 1985, Vol. 7, No. 9, Detroit, Michigan. Número especial dedicado a los efectos del cloruro de calcio en el concreto.
- Davies J.D. *Bending Moments of Long Rectangular Tanks on Elastic Foundations.* Concrete and Constructional Engineering. Vol. LVI. No. 10. Oct. 1961. Págs. 335-338.
- Davies J.D. *Stresses in Cylindrical Tanks Due to Shrinking.* Concrete and Constructional Engineering. Vol. LVII. No. 5. May. 1962. Págs. 193-196.
- Davies J.D. y Cheung Y.K. *Bending Moments in Long Walled Tanks.* ACI Journal. Vol. 64 No. 10. Octubre de 1967. Págs. 685-691.
- Davies J.D. y Long J.E. *Behavior of Square Tanks on Elastic Foundations.* Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of ASCE. Vol. 94. No. EM3 June 1968. Págs. 753-772.
- Dhingra, Ashok K. *Seismic Design of Rectangular Liquid Containing Structures.* Presentado en la Convención de Primavera de ACI, en Vancouver, B.C., 1993.
- *Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.* Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el D.F.
- *Effect of Calcium Chloride on Reinforcement.* Concrete and Constructional Engineering. London, Vol. LIV, No. 10, Oct. 1959. Págs. 345 y 346.
- *Environmental Engineering Structures-ACI 350R-89.* ACI Committee 350. American Concrete Institute, Jun-1990. Véase también, la traducción de este informe: *Estructuras Sanitarias de Concreto para el Mejoramiento del Ambiente.* Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., 1992.
- *Exploración y Muestreo de los Suelos para Proyecto de Cimentaciones.* Primera y Segunda Parte. Norma 2.214.05. Petróleos Mexicanos, 1975 y 1976.
- Gogate A.B. *Structural Design Considerations for Settling Tanks and Similar Structures.* Journal of ACI, Dec. 1968, No. 12, Proceedings V. 65. Págs. 1017-1020.
- Gray W.S. *Reinforced Concrete Reservoirs and Tanks.* Concrete Publications Limited. London, 1960.
- Gray W.S. y Manning G.P. *Concrete Water Towers, Bunkers, Silos and Other Elevated Structures.* Concrete Publications Limited. London, 1984.
- *Handbook on BS 5337: 1976.* View Point Publications Limited. London, 1979.

- Haroun H.A. y Ellaithy H.M. *Seismically Induced Fluid Forces on Elevated Tanks*. Journal of Technical Topics in Civil Engineering, Vol. 111, No. 1, Dec. 1985, American Society of Civil Engineering. Págs. 1-15.
- Haroun H.A. y Housner G.W. *Seismic Design of Liquid Storage Tanks*. Journal of the Technical Councils of ASCE. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Vol. 107. No. TC1. Abril, 1981. Págs. 191-207.
- Jofriet J.C. *Design of Rectangular Concrete Tanks Walls*. ACI Journal. Vol. 72, No. 7. Págs. 329-332.
- Johnson S.M. y Kavanagh T.C. *The Design of Foundations for Buildings*. Mc Graw Hill Book Company, New York, 1964. Cap. 2, Págs. 7-52.
- Leonhardt F. *Crack Control in Concrete Structures*. IABSE Surveys No. 54/77. International Association for Bridge and Structural Engineering. Zurich, 1977.
- *Manual de Tecnología del Concreto*. Comisión Federal de Electricidad-Instituto de Ingeniería. 3 volúmenes. Limusa Noriega Editores. México 1994.
- *Manual de Diseño por Sismo*. Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas, México, D.F. 1993.
- *Manual de Diseño por Viento*. Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas, México, D.F. 1993.
- Olander H.C. *Design of Cylindrical Concrete Water Tanks*. Journal of the Structural Division, Proceedings of ASCE. Vol. 96. No. ST5. May. 1970. Págs. 947-971.
- *Rectangular Concrete Tanks*. Information Sheet IS003.03D, Portland Cement Association, 1969, (Revised 1981).
- *Reservoir Roofs Designed for Limiting Width of Cracks*. Concrete and Constructional Engineering. Vol. LVIII. No. 9. Sept. 1963. Págs. 365 y 366.
- Seidensticker J.F. *Sanitary Structures. Tanks and Reservoirs*. Cap. 18 del Handbook of Concrete Engineering. Editado por Mark Fintel. Van Nostrand Reinhold Co. 1974.
- *Storage Tanks*. Sección 10.5, Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering. Vol. VII. Págs. 383-461. San Francisco, Cal.. Jul, 1984. Colección de diez ponencias de diversos autores.
- *Structural Design of Concrete Sanitary Structures*. Concrete International, Oct. 84, Vol. 6. No. 10. American Concrete Institute, Detroit, Michigan.
- *Tanques y Depósitos*. Manual de Diseño. Tomo C.2.5. Comisión Federal de Electricidad.
- Terzaghi K. y Peck, R.B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, Inc., New York, 2a. Edición, 1964. Cap. 7, Págs. 289-360.
- *Testing Reinforced Concrete Structures for Watertightness*. Informe de los Comités ACI 350 y AWWA 400. ACI Structural Journal, mayo-junio de 1993. Págs. 324-328.

- *Underground Concrete Tanks*. Structural Bureau. No. ST 36. 2a. Edición. Portland Cement Association.
- Veletsos A.S. y Tang Y. *Dynamics of Vertically Excited Liquid Storage Tanks*. Journal of Structural Engineering. Vol. 112, No. 6, Junio, 1986. American Society of Civil Engineers. Págs. 1228-1246.
- Villaseñor M., J.M. *Cementos Producidos en México*. Revista IMCYC. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. Vol. 24, No. 183, Agosto de 1986. Págs. 25-30.
- Wilby Ch. A. *Structural Analysis of Reinforced Concrete Tanks*. Journal of the Structural Division, Proceedings of ASCE. Vol. 103 No. ST5. May. 1977. Págs. 989-1004.
- Yerlici V.A. *Minimum Wall Thickness of Circular Concrete Tanks*. Publication No. 35-I. International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, 1975. Págs. 237-246.

## ***EJEMPLO No. 1*** ***DISEÑO DE UN DEPÓSITO CILÍNDRICO***

Se trata de diseñar un depósito cilíndrico para almacenar agua potable. Se cuenta con los siguientes datos:

Diámetro,  $D = 30$  m.

Altura del líquido,  $H = 6.00$  m.

Se hace uso de las tablas de coeficientes, en la publicación *Circular Concrete Tanks without Prestressing*, de Portland Cement Association (PCA), edición 1993.

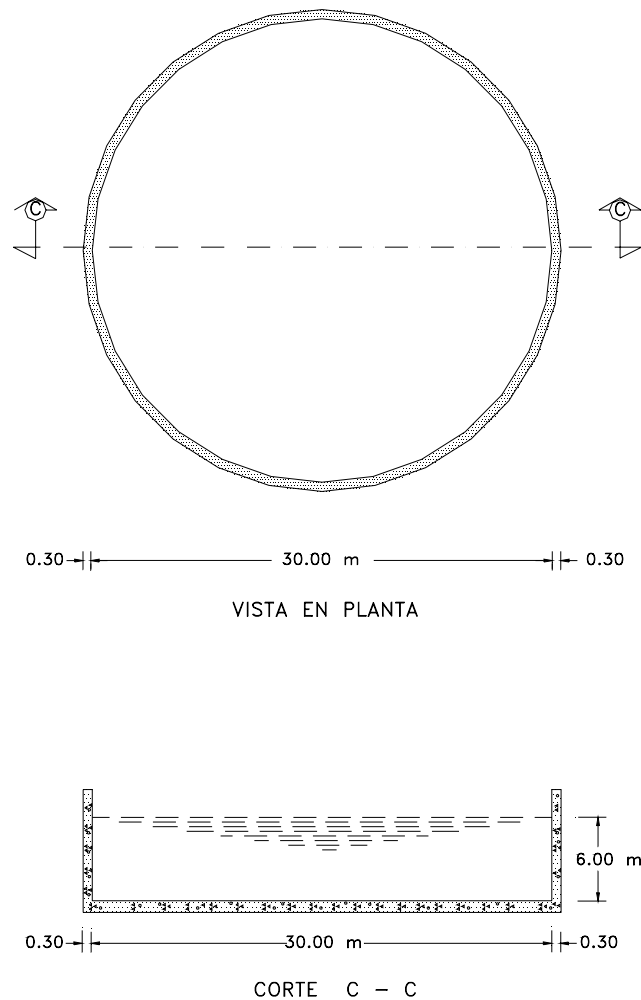


Figura E.1.1. Depósitos cilíndricos

### Materiales:

concreto  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

acero de refuerzo en flexión,  $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$   
acero para la tensión directa,  $f_s = 1\,400 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del acero:  $E_s = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del concreto:  $E_c = 14\,000\sqrt{f'_c} = 14\,000\sqrt{280} = 234\,265 \text{ kg/cm}^2$   
según las NTC del D.D.F.

Relación de módulos  $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2\,000\,000}{234\,265} = 8.5$

### 1.0. Estimación del espesor necesario de la pared del depósito

El espesor del muro se puede calcular en forma preliminar si se limita la tensión anular a 10% de

$$\frac{H^2}{Dt} = \frac{36}{30(0.30)} = 4$$

. Supóngase un espesor de 30 cm, lo que da un valor de:  
Téngase cuidado de ser congruente con las unidades.

El espesor de 30 cm para la pared del depósito es el valor mínimo que recomienda el Comité 350 (sección 2.5, párrafo 15).

La carga actuante por el lado interior del depósito, es la presión hidrostática del agua.

De conformidad con las disposiciones contenidas en el informe del Comité 350 de ACI, se debe considerar un coeficiente sanitario de 1.65 para la tensión directa y de 1.3 para flexión. Por consiguiente, la carga última para tensión directa vale:

$$\begin{aligned}w_u &= (\text{coeficiente sanitario para tensión directa}) \times (\text{factor de carga}) \times (w) = \\&= 1.65(1.7)1\,000 = 2.81(1\,000) = 2\,810 \text{ kg/m}^3\end{aligned}$$

y para flexión:

$$\begin{aligned}w_u &= (\text{coeficiente sanitario para flexión}) \times (\text{factor de carga}) \times (w) = \\&= 1.3(1.7)1\,000 = 2.21(1\,000) = 2\,210 \text{ kg/m}^3\end{aligned}$$

La Tabla A.5 de la PCA suministra los coeficientes para determinar la tensión anular, en la suposición de que la base del depósito se encuentra articulada y el borde superior libre.

La tensión anular máxima se determina al multiplicar  $w_u HR$  por el mayor coeficiente de la Tabla

$$\frac{H^2}{Dt}$$

A.5, que para  $\frac{H^2}{Dt} = 4$  vale + 0.579, a una altura de  $0.6H$ .

La tensión anular máxima vale entonces (véase la tabla E.1.1).

$$N_{max} = (\text{coeficiente}) w_u HR = +0.579(2\,810)6.00(15.00) = 146\,429 \text{ kg}$$

## 2.0. Verificar que el espesor supuesto para la pared es el adecuado

Se considera que el coeficiente de contracción del concreto  $C = 0.0003$  y con un esfuerzo permisible a la tensión del 10% de  $f'_c$ , la fórmula siguiente permite calcular el espesor de la pared de concreto del depósito.

$$f_c = \frac{CE_s A_s + N_{max} (\text{sin factorar})}{A_c + nA_s}$$



Si se propone un espesor  $t = 30$  cm de la pared del depósito y se reemplazan valores:

$$f_c = \frac{0.0003(2 \times 10^6) 39.00 + \frac{146\,429}{1.7(1.65)}}{100(30) + 8.5(39.70)} = 22.69 \text{ kg/cm}^2 < 0.1f'_c = 28 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de tensión aceptable para el concreto es de un 10% de su resistencia a la compresión, de conformidad con *Circular Concrete Tanks*.

Por consiguiente, el espesor elegido de 30 cm es adecuado.

### 3.0. Determinación de las fuerzas de tensión anular y los momentos flexionantes producidos por la presión hidrostática interna del líquido (condición de carga No. 1).

Los coeficientes para la tensión anular y el momento flexionante en la pared de un depósito con la base articulada y el borde superior libre, se calculan con las Tablas A.5, como ya se ha visto y la A.7 respectivamente.

Para esta condición de carga con la presión hidrostática triangular por el interior del depósito, se tienen las siguientes fuerzas:

*Tabla E.1.1. Tensión anular provocada por la presión hidrostática  
(Condición de carga No. 1)  
Base articulada, borde superior libre*

Punto	Coeficientes de la Tabla A.5 $\frac{H^2}{Dt} = 4$	Fuerza anular en kg El signo + denota tensión $N = \text{coef} \times w_u HR$
0.0 H	+0.017	+4 299
0.1	+0.137	+34 647
0.2	+0.253	+63 984
0.3	+0.367	+92 814
0.4	+0.469	+118 610
0.5	+0.545	+137 830
<b>0.6</b>	<b>+0.579</b>	<b>+146 429</b>
0.7	+0.553	+139 854
0.8	+0.447	+113 046
0.9H	+0.256	+64 742

$$w_u = 1.7(1.65)1\,000 \text{ kg/m}^3 = 2\,810 \text{ kg/m}^3$$

$$w_u HR = 2\,810 (6.00)15 = 252,900 \text{ kg/m}$$

Los momentos flexionantes para la misma condición de carga se determinan multiplicando los coeficientes de la Tabla A.7, por  $w_u H^3$ . Nótese que  $w_u$  se obtiene para un coeficiente sanitario de 1.3, que es el correspondiente a la flexión.

Tabla E.1.2. Momentos flexionantes provocados por la presión hidrostática  
(Condición de carga No. 1)  
Base articulada, borde superior libre

Punto	Coefficientes de la Tabla A.7 $\frac{H^2}{Dt^2} = 6$	Momento flexionante en kg.m/m El signo + indica tensión en la cara exterior
0.1	+0.0001	+47.74
0.2	+0.0007	+334.15
0.3	+0.0016	+763.78
0.4	+0.0033	+1 575.29
0.5	+0.0057	+2 720.95
0.6	+0.0083	+3 962.09
0.7	+0.0109	+5 203.02
<b>0.8</b>	<b>+0.0118</b>	<b>+5 632.85</b>
0.9	+0.0092	+4 391.71
1.0H	0	0

$$w_u = 1.7(1.3)1\,000 = 2210 \text{ kg/m}^3$$

$$w_u H^3 = (2210)(6)^3 = 477,360 \text{ kg m/m}$$

En el análisis del depósito con la base articulada y el borde superior libre, se ha supuesto que dicha base está restringida al desplazamiento lateral. Sin embargo, podría suceder que la losa de cimentación no sea capaz de proporcionar una restricción total.

También, puede suponerse que se utilice la tensión anular máxima para diseñar toda la parte inferior de la pared del depósito y despreciarse la reducción que resulta en los momentos, si la base de la pared se desplaza lateralmente (ver el inciso 11 de *Circular Concrete Tanks*).

#### 4.0. Revisión de cortante para la misma condición de carga No. 1

La capacidad al cortante del muro de 30 cm, con  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ , es:

$$V_c = 0.5 \sqrt{f'_c} b d = 0.5 \sqrt{280} (100) 24.4 = 20415 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0.85(20415) = 17353 \text{ kg}$$

La fuerza cortante aplicada se obtiene multiplicando al coeficiente correspondiente de la Tabla A.12, por  $w_u H^2$ . El valor  $w_u$  se aplica con un coeficiente sanitario de 1.0, si  $V_u < V_c$ .

$$w_u = (\text{factor de carga}) \times (\text{coeficiente sanitario}) \times (\text{peso volumétrico del líquido}) =$$

$$= 1.7(1.0)1\,000 = 1\,700 \text{ kg/m}^3$$

$$w_u H^2 = 1\,700(6)^2 = 61\,200 \text{ kg/m}$$

En la Tabla A.12, el coeficiente para  $\frac{H^2}{Dt} = 4$ , carga triangular, base articulada y borde superior libre = + 0.137

$$\therefore V_u = 0.137(61\ 200) = 8,384\text{ kg} < 17\ 484\text{ kg}$$

Si la base se encuentra empotrada, el coeficiente vale + 0.236 (Tabla A.12) y por consiguiente:

$$V_u = 0.236 (61\ 200) = 14,443 < 17\ 353\text{ kg, lo que es también adecuado.}$$

Por lo tanto, la sección de concreto soporta satisfactoriamente la fuerza cortante impuesta sin necesidad de incrementar sus dimensiones o con un refuerzo especial.

### 5.0. Comparación con la suposición de que la base se encuentra empotrada con el borde superior libre

Los datos:

$$\frac{H^2}{Dt} = 4; w_u H R = 252\ 900; \quad y \quad w_u H^3 = \frac{1.3}{1.65} 2810(216) = 478211$$

y la carga hidrostática triangular, son los necesarios para obtener los coeficientes de las Tablas A.1 y A.2, para la tensión anular y el momento flexionante, respectivamente. La Tabla 1.3 muestra los resultados obtenidos.

Tabla E.1.3. Tensión anular y momento flexionante provocados por la presión hidrostática  
(Condición de carga No.1 )  
Base empotrada, borde superior libre

Punto	Coeficiente de la Tabla A.1 para la fuerza anular $\frac{H^2}{Dt} = 4$	Fuerza anular en kg/m El signo + indica tensión	Coeficiente de la Tabla A.2 para momento $\frac{H^2}{Dt} = 4$	Momento flexionante kg m/m El signo + indica tensión en la cara exterior
0.0H	+0.067	16 944.30	-	-
0.1	+0.164	41 475.60	+0.0003	+146.46
0.2	+0.256	+64 742.40	+0.0015	+717.32
0.3	+0.339	+85 733.10	+0.0028	+1 338.99
0.4	+0.403	+101 918.70	+0.0047	+2 247.59
0.5	+0.429	+ 108 404.10	+0.0066	+3 156.19
0.6	+0.409	+103 436.10	+0.0077	+ 3 682.22
0.7	+0.334	+84 468.60	+0.0069	+3 299.66
0.8	+0.210	+53 109.00	-0.0023	+1 099.89
0.9	+0.073	+18 461.70	-0.0080	- 3 285.69

1.0H	-	-	-0.0268	- 12 816.05
------	---	---	---------	-------------

## 6.0. Revisión del análisis de base empotrada utilizando las ecuaciones propuestas por Timoshenko

La mayor parte de las tablas para diseño de depósitos circulares se basan en el trabajo original de Timoshenko. En *Theory of Plates and Shells* por Timoshenko y Woinowsky-Krieger,<sup>1</sup> las ecuaciones básicas para condiciones de base empotrada se determinan como sigue.

a) La tensión anular:

$$N = wRH \left[ 1 - \frac{x}{H} - \theta(\beta x) - \left( 1 - \frac{1}{\beta H} \right) \zeta(\beta x) \right]$$

donde  $x$  es la altura del punto a partir de la base del depósito.

b) El momento para un punto cuya altura es  $x$ :

$$M_x = - \frac{wRHt}{\sqrt{12(1-\nu^2)}} \left[ -\zeta(\beta x) + \left( 1 - \frac{1}{\beta H} \right) \theta(\beta x) \right]$$

En las ecuaciones anteriores:

Nota: Tener cuidado de introducir el seno y el coseno en radianes.

c) La fuerza cortante en la base del depósito:

$$V = \frac{wRHt}{\sqrt{12(1-\nu^2)}} \left( 2\beta - \frac{1}{H} \right)$$

Puesto que para el fondo del depósito,  $\zeta(\beta x) = 0$  y  $\theta(\beta x) = 1$ ,

d) El momento máximo en la base vale:

$$M_{\text{máx}} = - \frac{wRHt}{\sqrt{12(1-\nu^2)}} \left( 1 - \frac{1}{\beta H} \right)$$

donde:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3(1-\nu^2)}{R^2 t^2}} ;$$

$\nu$  es el Módulo de Poisson.

Ver la página 468, ecuación 275, de la obra citada de Timoshenko, Woinowsky-Krieger.

Si se supone, un Módulo de Poisson,  $\nu = 0$ :

<sup>1</sup> S. Timoshenko y S. Woinowsky-Krieger. *Theory of plates and shells*, inciso 117, págs. 485 y siguientes. McGraw Hill Book Co. 1959.

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{3}{R^2 t^2}}$$

**5.1. Cálculo de  $N$ ,  $M$ ,  $M_{\max}$  y  $V$  para el presente ejemplo, en el cual, a manera de recordatorio, se repiten los datos desde el principio propuestos para el depósito:**

Para la tensión anular, la presión hidrostática,  $w_u = 1.00(2.81) = 2.81 \text{ ton/m}^3$

Para momento flexionante, la presión hidrostática  $w_u = 1.00(2.21) = 2.21 \text{ ton/m}^3$

diámetro,  $D = 30 \text{ m}$

radio,  $R = 15 \text{ m}$

altura,  $H = 6.00 \text{ m}$

espesor de la pared,  $t = 0.30 \text{ m}$

módulo de Poisson supuesto,  $\nu = 0$

$N$  es máxima @  $0.6H$  para base empotrada, esto es (ver la Tabla A.2):

Para  $0.6H$ ,  $x = 6.00 - 0.6(6.00) = 2.40 \text{ m}$  de la altura respecto la base:

$$x = 2.40 \text{ m}$$

Sustituyendo:

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{3}{15.00^2 (0.30)^2}} = 0.620$$

$$\beta x = 0.62(2.40) = 1.49;$$

$$e^{-\beta x} = e^{-1.49} = +0.225$$

$$\cos \beta x = \cos(1.49 \times 57.3) = \cos(85.377) = 0.081$$

$$\sin \beta x = \sin(1.49 \times 57.3) = \sin(85.377) = 0.997$$

donde  $180/\pi = 57.3$  grados/radián

$$\theta(\beta x) = e^{-\beta x} \cos \beta x = 0.225(0.081) = +0.018$$

$$\zeta(\beta x) = e^{-\beta x} \sin \beta x = 0.225(0.997) = +0.224$$

Aplicación de las ecuaciones de Timoshenko para calcular la variación de la tensión anular y el momento flexionante en toda la altura del depósito:

Si se sustituyen los valores, se determinan  $N$ ,  $M_{\max}$  y  $V$  en la base:

$$N_{u, \max} = 2.81(15.00)6.00 \left[ 1 - \frac{2.40}{6.00} - (0.018) - \left( 1 - \frac{1}{0.62(6.00)} \right) 0.224 \right] = 105.77$$

$$M_{u, base} = - \frac{2.21(15.00)6.00(0.30)}{\sqrt{12}} \left[ 1 - \left( \frac{1}{0.62(6.00)} \right) \right] = -12.59 \text{ ton}$$

$$V_{u, base} = \frac{1.7(1.00)15.00(6.00)0.30}{\sqrt{12}} \left[ 2(0.62) - \left( \frac{1}{6.00} \right) \right] = 14.22 \text{ ton}$$

Tabla E.1.4. Desarrollo de las Fórmulas de Timoshenko

H'	x	x/H'	$\beta x$	$e^{-\beta x}$	$\theta(\beta x)$	$\zeta(\beta x)$	$\left(1 - \frac{1}{\beta H}\right) \zeta(\beta x)$	N <sub>u</sub> (ton)	M <sub>u</sub> (ton-m)
0	6.00	1.00	3.72	0.024	-0.020	-0.013	-0.010	7.89	-
0.60	5.40	0.9	3.35	0.035	-0.034	-0.007	-0.005	36.56	+0.307
1.20	4.80	0.8	2.978	0.051	-0.050	0.008	0.006	64.17	+0.775
1.80	4.20	0.7	2.606	0.074	-0.064	0.038	0.028	88.37	+1.449
2.40	3.60	0.6	2.333	0.107	-0.066	0.084	0.061	<b>106.52</b>	+2.286
3.00	3.00	0.5	1.861	0.155	-0.045	0.149	0.109	110.67	+3.127
3.60	2.40	0.4	1.489	0.226	+0.018	0.225	0.165	109.67	<b>+3.641</b>
4.20	1.80	0.3	1.117	0.327	+0.144	0.294	0.215	89.68	+3.259
4.80	1.20	0.2	0.744	0.475	+0.349	0.322	0.235	56.81	+1.144
5.40	0.60	0.1	0.372	0.689	0.642	0.251	0.184	19.46	-3.77
6.00	0	0	0	1.00	1.00	0	0	-	<b>-12.598</b>

Si se comparan estos resultados con los de la Tabla E.1.3, tensión anular y momento flexionante cuando la base se considera empotrada, se podrá apreciar que los resultados son muy similares.

Tabla E.1.5. Resumen de resultados

	BASE DESLIZANTE	BASE ARTICULADA (tablas de PCA)	BASE EMPOTRADA (tablas de PCA)	BASE EMPOTRADA (Timoshenko)
N (TON)	253	146 @ 0.6H	108 @ 0.5H	106.52 @ 0.6H
M <sub>BASE</sub> (TON-M)			- 12.82	-12.60
M(+) MÁX		+5.63 @ 0.8H	+3.68 @ 0.6H	+3.64 @ 0.6H
V <sub>BASE</sub> (TON)		8.38	14.44	14.22

En las representaciones gráficas siguientes puede verse la gran diferencia de los resultados al considerar la base articulada respecto a la empotrada. Puede observarse que es mucho más recomendable suponer la base articulada, ya que la consideración de la base empotrada puede conducir a un diseño del lado inseguro. Se puede utilizar una envolvente de los efectos máximos de una y otra condición. Por ejemplo: una tensión anular de 146 ton en la base, un momento máximo positivo de 5.63 ton-m, a una altura de 0.8 H, y por el otro lado, un momento negativo de 12.82 ton-m y un cortante de 14.44 ton, ambos en la base. Sin embargo, antes de proceder en esa forma, hay que recordar que todavía falta considerarse el efecto de otras condiciones de carga, tal y como se verá más adelante.



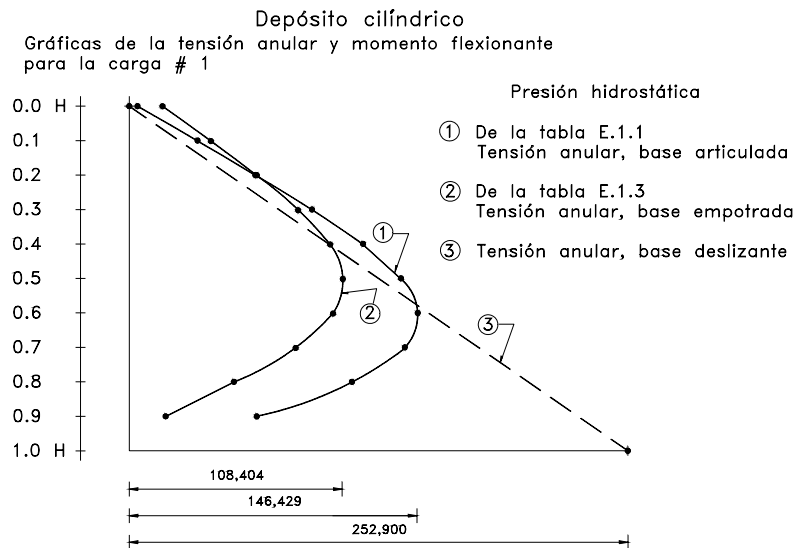


FIG. E.1.2

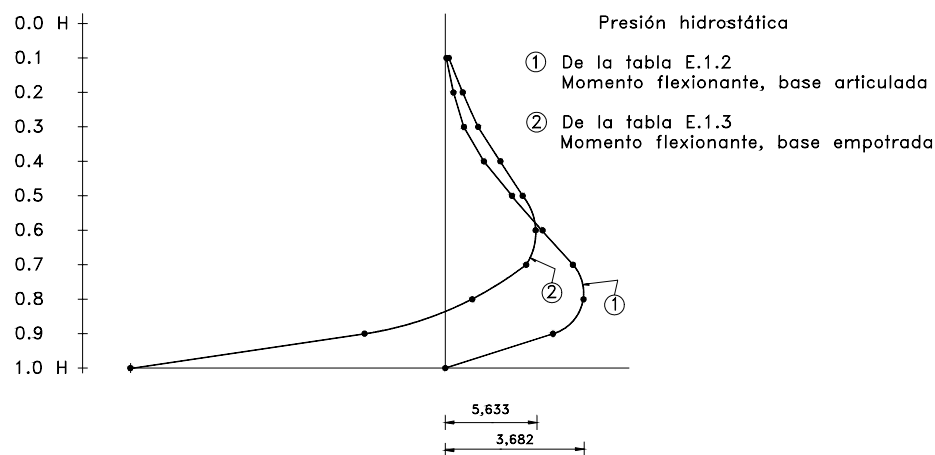


FIG. E.1.3

Gráficas E.1.2 y E.1.3

## 6.0 Presión de tierras por el lado exterior (condición de carga No. 2)

Podrá presentarse la situación en la que el depósito se encuentre enterrado o semienterrado y al mismo tiempo vacío. En este caso existirá un empuje de tierras por el lado exterior. Para esta condición de carga habrá que determinar:

- La compresión anular y los momentos flexionantes de la presión exterior del empuje de tierras.
- Adicionar el efecto de la restricción al desplazamiento lateral que experimenta el borde superior, en el caso de que el depósito tenga una losa de cubierta simplemente apoyada sobre el muro.

El depósito con la base articulada y el extremo superior libre está sujeto a una carga trapezoidal, que consiste en la presión hidrostática equivalente del suelo, más la sobrecarga, la cual es usual calcularla como una presión rectangular sobre la pared del depósito, equivalente a una altura de 90 cm del mismo suelo (la altura de 90 cm es una propuesta de la nueva edición de *Circular Concrete Tanks*, PCA 1993. Véase en la sección 20, el ejemplo de diseño y en particular, la Tabla E.3 del mismo ejemplo).

Supóngase que el peso volumétrico del suelo es de 1 600 kg/m<sup>3</sup>.

Para la carga trapezoidal se supone un coeficiente sanitario de 1.65, aun cuando ACI 350 no previene nada sobre el particular (*Circular Concrete Tanks*), cuando se trata de una presión de compresión.

Para calcular la compresión anular se utilizan los coeficientes de las Tablas A.5 y A.6, multiplicados por  $w_u HR$  y  $p_u HR$ , respectivamente, donde  $w_u$  y  $p_u$  son el empuje triangular y rectangular equivalente, respectivamente.

$$w_u HR = (1.7) 1.65 (-1\ 600) 6 (15) = -403\ 920$$

$$p_u HR = (1.7) 1.65 (-0.90 \times 1600) 15 = -60\ 588$$

Nótese que en 3.2.4 del texto de este Manual, se recomienda un relleno de 60 cm que se considera como una carga muerta. Sin embargo, en este ejemplo, el cual sigue los lineamientos de PCA, el relleno se considera una carga viva y con 90 cm de altura. El lector podrá hacer sus propias consideraciones.

Los resultados se muestran en la Tabla E.1.6 siguiente:

*Tabla E.1.6. Tensión anular para el empuje de tierras por el lado exterior  
(Condición de carga No.2 )  
Base articulada, borde superior libre*

Punto	Coeficiente de la fuerza anular de la Tabla A.5, para carga triangular $\frac{H^2}{Dt} = 4$	Coeficiente de la fuerza anular de la Tabla A.6, para carga rectangular $\frac{H^2}{Dt} = 4$	Fuerza anular para carga triangular (kg)	Fuerza anular para carga rectangular (kg)	Resultante de ambas fuerzas El signo + denota tensión (kg)
0.0H	+0.017	+1.017	-6 866.64	-61 618.00	-68 484.64
0.1	+0.137	+1.037	- 55 337.04	-62 829.76	-118 166.80
0.2	+0.253	+1.053	102 191.76	-63 799.16	-165 990.92
0.3	+0.367	+1.067	-148 238.64	-64 647.40	-212 886.04
0.4	+0.469	+1.069	189 438.48	-64 768.57	-254 207.05
0.5	+0.545	+1.045	-220 136.40	63 314.46	-283 450.86
<b>0.6</b>	<b>+0.579</b>	<b>+0.979</b>	<b>-233 869.68</b>	<b>59 315.65</b>	<b>-293 185.33</b>
0.7	+0.553	+0.853	-223 367.76	-51 681.56	-275 049.32
0.8	+0.447	+0.647	-180 552.24	-39 200.44	-219 752.68
0.9	+0.256	+0.356	-103 403.52	-21 569.33	-124 972.85

Para el cálculo de los momentos se utiliza la tabla A.7, multiplicando cada uno de los correspondientes coeficientes por la suma de ( $w_u H^3 + p_u H^2$ ).

$$\begin{aligned}w_u H^3 &= 1.7 (1.3) (-1\ 600) 6^3 = & -\ 763\ 776 \\p_u H^2 &= 1.7 (1.3) (-0.90 \times 1600) 6^2 = & -\ 114\ 566 \\ \text{Suma} &= & -\ 878\ 342\end{aligned}$$

*Tabla E.1.7. Momentos flexionantes para el empuje de tierras por el lado exterior  
(Condición de carga No. 2 )  
Base articulada, borde superior libre*

Punto	Coeficiente de la Tabla A.7 $\frac{H^2}{Dt} = 4$	Momento flexionante El signo + denota tensión en la cara interior (kg-m)
0.1H	+0.0001	-87.83
0.2	+0.0007	-614.84
0.3	+0.0016	-1405.35
0.4	+0.0033	-2 898.53
0.5	+0.0057	-5 006.55
0.6	+0.0083	-7 290.24
0.7	+0.0109	-9 573.93
<b>0.8</b>	<b>+0.0118</b>	<b>-10 364.44</b>
0.9	+0.0092	-8 080.75
1.0H	0	0

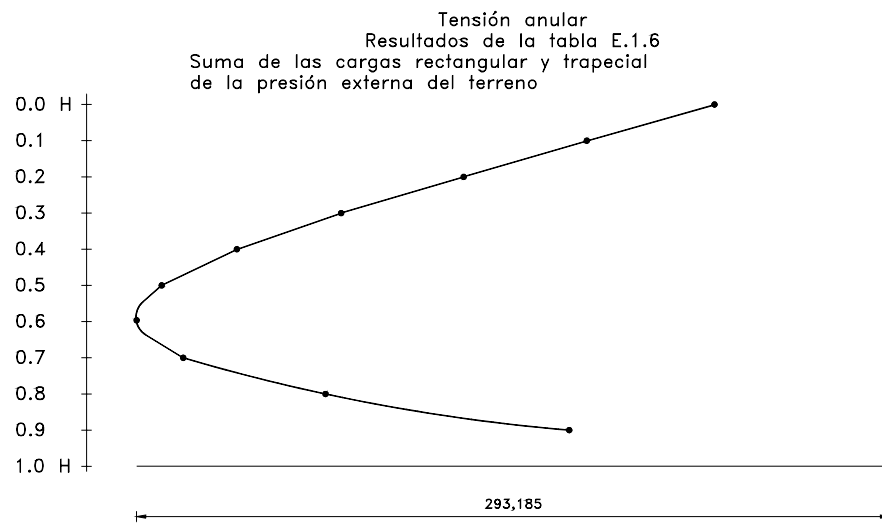


FIG. E.1.4

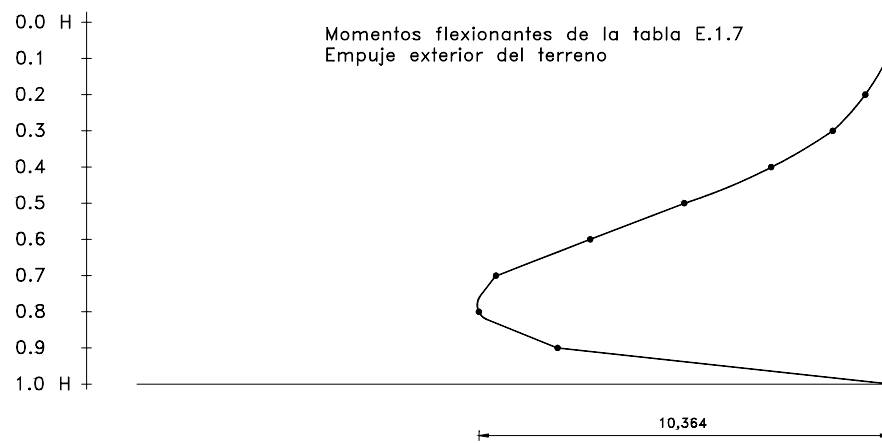


FIG. E.1.5

Gráficas E.1.4. y E.1.5

## 7.0. La influencia de la cubierta

Los resultados anteriores se obtuvieron a partir de la suposición de que el borde superior se puede desplazar lateralmente sin restricción alguna, pero si el depósito fuese a contar con una losa de cubierta, ésta impone una restricción que impide el libre desplazamiento lateral de dicho borde superior. Si el borde estuviese libre, la compresión anular sería de 68 485 kg como puede verse en la Tabla E.1.6 para el punto 0.0H.

Con objeto de suprimir el desplazamiento lateral, deberá aplicarse una fuerza cortante del mismo valor, en la dirección contraria al empuje del suelo, con objeto de neutralizar la compresión anular en el punto.

Para lograrse una fuerza anular de valor cero en el borde superior con la fuerza cortante  $V$  necesaria, se toma en cuenta el coeficiente en el borde superior de la pared del recipiente, tomado de la Tabla

A.8 para  $\frac{H^2}{Dt} = 4$ .

Este coeficiente vale -7.34 de  $\frac{VR}{H}$ . Se tiene, entonces:

$$-7.34 \frac{VR}{H} = +68\,485 \text{ kg}$$

Por lo tanto:

$$V = \frac{+68\,485}{-7.34} \frac{H}{R} = -9\,330.38 \frac{6}{15} = -3\,732.15 \text{ kg}$$

El cambio en la fuerza anular se determina a partir de los coeficientes de la Tabla A.8,

multiplicados por  $V \frac{R}{H}$ , como sigue:

$$V \frac{R}{H} = -3\,732.15 \frac{R}{H} = -3\,732.15 \frac{15}{6} = -9\,330.38 \text{ kg/m}$$

Tabla E.1.8. Resultante de la fuerza anular producida por la restricción de la cubierta y el empuje de tierras (Condición de carga No. 2)

Punto	Coeficiente de la fuerza anular de la Tabla A.8 $\frac{H^2}{Dt} = 4$	Fuerza anular producida por $V$ en el borde superior	Fuerza anular de las cargas trapecial y rectangular (Tabla E.1.6)	Resultante El signo + denota tensión (kg)
0.0H	-7.34	+68 485	-68 485	0
0.1	-4.73	+72 123.84	-118 167	-72 005.67
0.2	-2.60	+24 258.99	-165 991	-141 732.01
0.3	-1.10	+10 263.42	-212 886	-202 622.58
0.4	-0.19	+1 772.77	-254 207	-252 434.23

0.5	+0.26	- 2 425.90	-283 451	-285 876.90
0.6	+0.38	- 3 445.54	-293 185	-296 630.54
0.7	+0.33	- 3 079.03	-275 049	-278 128.03
0.8	+0.19	- 1 772.77	-219 753	-221 525.77
0.9	+0.06	-559.82	-124 973	-125 532.82

Los momentos flexionantes debidos a la fuerza cortante  $V$  colocada en el borde superior se calculan en forma similar, sólo que el coeficiente sanitario es 1.3 en vez de 1.65. Por consiguiente, la fuerza aplicada en el borde superior se reduce en la proporción 1.3/1.65.

Es aplicable la Tabla A.9 para  $\frac{H^2}{Dt} = 4$

$$VH = \frac{1.3}{1.65} (3732.15)6 = -17642.89 \text{ kg} / m$$

El momento es igual al coeficiente multiplicado por  $VH$ .

Tabla E.1.9. Resultante del momento flexionante producido por la restricción de la cubierta y el empuje de tierras (Condición de carga No. 2 )

Punto	Coeficiente de la fuerza anular de la Tabla A.9 $\frac{H^2}{Dt} = 4$	Momento flexionante de $V$ aplicada en el borde superior	Momento flexionante de la carga trapecial (Tabla E.1.5)	Resultante en kg m/m El signo - denota tensión en la cara exterior
0.0H	0	0	0	0
0.1	+0.068	- 1 199.72	-87.83	-1 287.55
0.2	+0.088	-1 522.57	-614.84	-2 167.41
0.3	+0.081	-1 429.07	-1 405.35	-2 834.42
0.4	+0.063	-1 111.50	-2 898.53	-4 010.03
0.5	+0.043	-758.64	-5 006.55	-5 765.19
0.6	+0.025	-441.07	-7 290.24	-7 731.31
0.7	+0.010	-176.43	-9 573.93	-9 750.36
<b>0.8</b>	<b>-0.001</b>	<b>+17.64</b>	<b>-10 364.44</b>	<b>-10 346.80</b>
0.9	-0.010	+176.43	-8 080.75	-7 904.32
1.0H	-0.019	+335.21	0	+335.21

### 8.0. Etapa de servicio del depósito (condición de carga No. 3)

Esta condición corresponde a la etapa de servicio del depósito: la losa de cubierta está ya en su sitio, el depósito se encuentra lleno de agua y se ha completado el relleno. Sin embargo, ACI 350 no reconoce que la resistencia perimetral del empuje de suelo sobre la pared del depósito, se tome en cuenta para resistir la presión hidrostática interior.

Recuérdese que en la condición de carga No. 1 se han determinado las fuerzas anulares y los momentos producidos por la presión hidrostática interior.

Los efectos posibles del movimiento en la base del depósito, se toman en cuenta diseñando para la tensión anular máxima, para toda la porción inferior del muro y se desprecia la disminución en los momentos que resultan del desplazamiento de la base (ver el inciso 11 en *Circular Tanks*).



Se adicionan los efectos de la restricción lateral del borde superior del depósito, suministrado por la losa de cubierta.

Para tomar en cuenta este último punto, sus efectos se deberán agregar a los resultados previos. Para evitar el desplazamiento lateral, se aplicará una fuerza cortante en el extremo superior de la pared del depósito. Se tendrá, entonces:

$$-7.34 \frac{VR}{H} = +4\,299\text{ kg}$$

Donde 4 299 kg es el valor de la fuerza cortante que aparece en Tabla 1.1 y que surge con motivo de la presión hidrostática en el borde superior libre.

$$\text{Por consiguiente: } V = \frac{4299}{-7.34} \frac{H}{R} = \frac{4299}{-7.34} \frac{6}{15} = -234.28\text{kg}$$

Los correspondientes cambios en la fuerza anular se determinan mediante la multiplicación de los

coeficientes de la Tabla A.8, por  $\frac{VR}{H}$ , como se muestra enseguida:

$$\frac{VR}{H} = -234.28 \frac{15}{6} = -585.69\text{ kg}$$

Tabla E.1.10. Resultante de la fuerza anular (Condición de carga No. 3)

Punto	Coeficiente de la fuerza anular de la Tabla A.10 $\frac{H^2}{Dt} = 4$	Fuerza anular obtenida al aplicar V en el borde libre	Fuerza anular en kg de la carga hidrostática El signo + denota tensión (De la Tabla E.1.1)	Resultante en kg
0.0H	-7.34	-4 299	+4 299	0
0.1	-4.73	+ 2 770.34	+34 647	+37 417.34
0.2	-2.60	+1 522.81	+63 984	+65 506.81
0.3	-1.10	+644.26	+92 814	+93 458.26
0.4	-0.19	+111.28	+118 610	+118 721.28
0.5	+0.26	-152.28	+137 830	+137 677.72
0.6	+0.38	-222.56	<b>+146 429</b>	+146 206.44
0.7	+0.33	-193.28	+139 854	+139 660.72
0.8	+0.19	-111.28	+113 046	+112 934.72
0.9	+0.06	-35.14	+64 742	64 706.85
1.0H	0	0	0	0

El efecto de los momentos se obtiene mediante el producto de los coeficientes de la Tabla A.9, por

$$VA = \frac{1.3}{1.65} (-123.37) 6 = -583.2$$

Tabla E.1.11. Resultante de los momentos (condición de carga No. 3)

Punto	Coeficientes de la Tabla A.9  $\frac{H^2}{Dt} = 4$	Momentos obtenidos al aplicar V en el borde libre	Momentos flexionantes en kg m/m de la carga hidrostática ( Tabla E.1.2)	Resultante en kg m/m El signo + denota tensión en la cara exterior
0.0H	-	-	-	-
0.1	+0.068	-12.55	+47.74	+35.19
0.2	+0.088	-16.24	+334.15	+317.91
0.3	+0.081	-14.95	+763.78	+748.83
0.4	+0.063	-11.63	+1 575.29	+1 563.66
0.5	+0.043	-7.94	+2 720.95	+2 713.01
0.6	+0.025	-4.61	+3 962.09	+3 957.48
0.7	+0.010	-1.85	+5 203.02	+5201.17
<b>0.8</b>	<b>-0.001</b>	<b>+0.18</b>	<b>+5 632.85</b>	<b>+5 633.03</b>
0.9	-0.010	+1.85	+4 391.71	+4 936.56
1.0H	-0.019	+3.51	0	+3.51

Obsérvese la casi nula influencia que tiene en el resultado, la aplicación de la fuerza cortante en el borde superior para tomar en cuenta la presencia de la cubierta libremente apoyada sobre el borde superior, por lo que en aplicaciones posteriores puede no tomarse en cuenta esta fuerza.

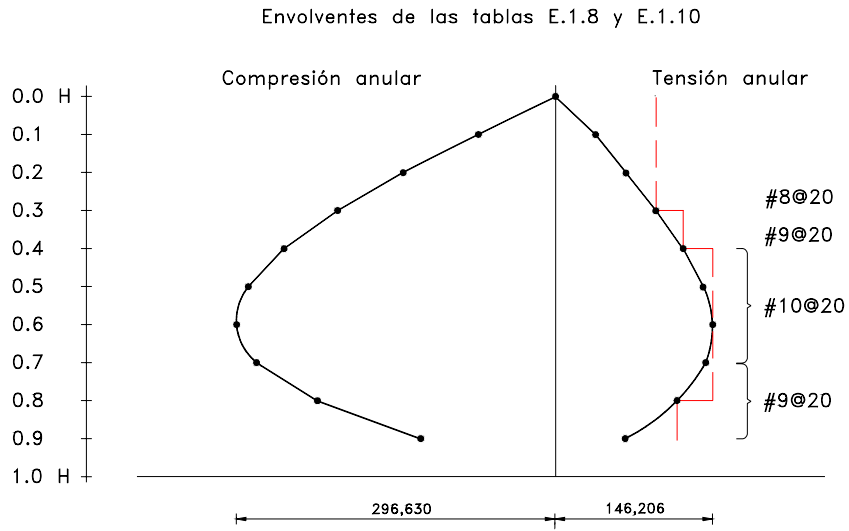


FIG. E.1.6

Envoltentes de los momentos de las tablas E.1.9 y E.1.11. Condición de carga # 2

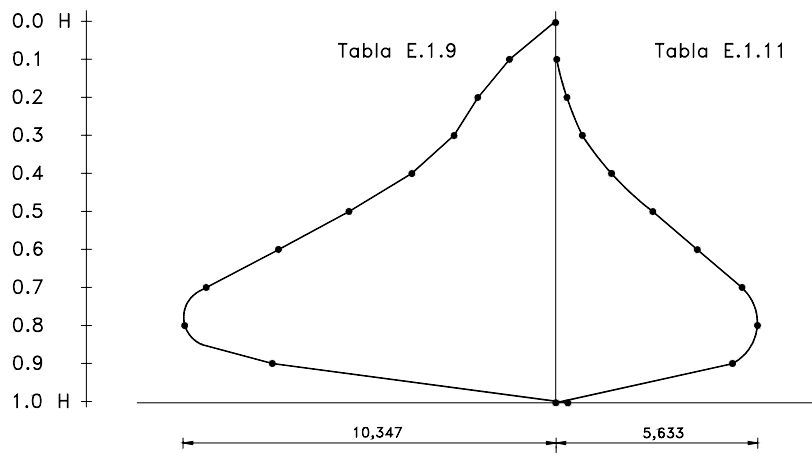


FIG. E.1.7

Gráficas E.1.6 y E.1.7

## 9.0. Diseño para momento, de conformidad con las resultantes de los momentos flexionantes

### 9.1. Refuerzo en la cara exterior

El momento último  $M_u = + 5\,633 \text{ kg m/m} = + 563\,300 \text{ kg.cm/m}$  (ver Tabla E.1.11).

$$\frac{M_u}{F_R f'_c b d^2} = \frac{563\,300}{0.9(280)100(24.4)^2} = 0.0375$$

$$d = t - \text{recubrimiento libre} - \phi/2 \text{ (varilla \#4)} = 30 - 5 - 1.27/2 = 24.37 = 24.4 \text{ cm}$$

De la Tabla A.20 de *Circular Concrete Tanks*:  $\omega = 0.038$ , se determina el área necesaria de refuerzo:

$$A_s = \omega \frac{f'_c}{f_y} b d = 0.038 \frac{280}{4\,200} 100(24.4) = 6.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### 9.1.1. Refuerzo mínimo

Según el subcapítulo 2.3 de este Manual, el refuerzo mínimo en una losa de concreto debe ser:

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

pero no menor a:

$$\frac{14}{f_y} b_w d$$

Si se reemplazan valores:

$$A_s = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = \frac{0.8\sqrt{280}}{4\,200} 100(24.4) = 7.78 \text{ cm}^2$$

y

$$\frac{14}{f_y} b_w d = 0.00333(100) 24.4 = 8.13 > 6.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Esta área mínima se cubre con varillas del # 4 @ 15 cm ( $A_s$  efectiva = 8.47 cm<sup>2</sup>/m).

El área calculada deberá colocarse por la cara exterior de la pared y prolongarse a esa misma separación desde el fondo hasta el borde superior de la misma.

### 9.1.2. Momento que resiste el refuerzo mínimo

El momento resistente de la sección, se calcula con la expresión:

$$M_R = \omega (1 - 0.59 \omega) F_R f'_c b d^2$$

si:

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} = \frac{A_s}{bd} \frac{f_y}{f'_c} = \frac{8.47}{100(24.4)} \frac{4200}{280} = 0.0521$$

$$(1 - 0.59\omega) = 0.969;$$

$$F_R f'_c b d^2 = 0.9(280)100(24.4)^2 = 15\,003\,072.00$$

El momento resistente con refuerzo mínimo, vale:

$$M_R = 0.0521(0.969)15\,003\,072 = 757,428.6 \text{ kg-cm} = 7.57 \text{ ton-m}$$

### 9.2. Refuerzo en la cara interior

De la Tabla E.1.9, la carga trapezoidal, casi por sí sola, da lugar a un momento vertical con tensión en la cara interior, cuyo valor es de 10.35 ton-m.

$$\frac{M_u}{F_R f'_c b d^2} = \frac{10.35(E5)}{0.9(280)100(24.4)^2} = 0.069$$

De donde:

$$\omega = 0.072$$

$$\rho = \omega \frac{f'_c}{f_y} = 0.072 \frac{280}{4200} = 0.0048 > \text{que el mínimo de } 0.0033: \text{correcto}$$

$$A_s = 0.0048(100)24.4 = 11.71 \text{ cm}^2/\text{m}; \text{ colóquense vars. del \# 5 @ 16 cm}$$

$$(A_{s \text{ efectiva}} = 12.37 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Nótese que habría que efectuar una corrección al peralte efectivo, ya que el recubrimiento se calculó con base a una varilla del #4 y se han especificado varillas del #5. Sin embargo, la diferencia es muy pequeña y no vale la pena repetir todo el proceso.

### 9.3. Base empotrada

Si se considera acertada la suposición de que la base se encuentra empotrada, para resistir el momento negativo de -12.82 ton-m en la base, el cual se muestra en la Tabla E.1.3, será necesario colocar el refuerzo suficiente por la cara interior; así como el refuerzo por la cara exterior, para soportar lo restantes momentos positivos del muro. Estos momentos positivos son en todos los

casos menores a los que produce la carga hidrostática considerando la base articulada, por lo que el refuerzo mínimo que se empleó en ese caso es suficiente (inciso 9.1.1: varillas del # 4 @ 15 cm).

En efecto, para el momento negativo en la base:

$$\frac{M_u}{F_R f'_c b d^2} = \frac{12.82 (E5)}{0.9 (280) 100 (24.4^2)} = 0.0854$$

De la Tabla A.20 de *Circular Concrete Tanks*:  $\omega = 0.090$ , por lo que entonces:

$$A_s = 0.09 (280/4 200) 100 (24.4) = 14.64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si no existiese el relleno exterior y el consiguiente empuje trapecial, esta área se podrá suplir en la cara interior con varillas del # 5 @ 13 cm ( $A_s = 15.22 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). Sin embargo, cuando exista el relleno, habrá que superponer los momentos que producen tensión en la cara interior, debido a la resultante de momentos de la Tabla E.1.3 (momentos producidos por la presión hidrostática interior), más los que produzca la carga trapecial del relleno exterior.

Las tablas de *Circular Concrete Tanks* sólo proporcionan los coeficientes para carga trapecial con la base articulada. Sin embargo, la Tabla A.11, suministra los coeficientes para un momento en la base articulada del depósito, momento que en este caso es el de -12.82 ton-m. Si se superponen los resultados de las tres acciones, será factible determinar el refuerzo necesario en los muros del depósito, cuando el extremo inferior se encuentra empotrado y exista un empuje y sobrecarga de relleno por la parte exterior y la presión hidrostática del líquido por el lado interior. El lector podrá realizar estos pasos como un ejercicio adicional.

## 10.0. Tensión directa

La tensión directa en condiciones últimas se obtiene de la Tabla E.1.10, que consiste en la superposición de la presión hidrostática (Tabla E.1.1), más el efecto de la cubierta. Este último es, como el caso de los momentos, de muy poca cuantía.

El valor de esta tensión es:

$$N_u = 146 \text{ ton}$$

El refuerzo necesario en condiciones últimas:

$$A_s = \frac{N_u}{0.9 f_y} = \frac{146}{0.9 (4.2)} = 38.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El coeficiente de 0.9 con el cual se afecta el esfuerzo de fluencia, corresponde al factor de reducción de resistencia a la tensión axial, según 9.3.2.1 de ACI 318-95.

Con esfuerzos de trabajo:

$$A_s = \frac{N(\text{sinfactorar})}{f_s} = \frac{146 429 / 2.81}{1400} = 37.22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colóquense varillas horizontales del #8 @ 13 cm en toda la circunferencia, que suministran un área efectiva de 39.00 cm<sup>2</sup>. Es conveniente colocar varillas delgadas a corta separación, en vez de varillas gruesas a mayor separación del refuerzo (Informe del Comité 350 sección 2.5: *Consideraciones Estructurales*). Véanse la Figura E.1.6 y la Tabla E.1.12.



Tabla E.1.12. Resultante de la tensión anular y la distribución del refuerzo propuesto

Punto	Tensión anular resultante de la Tabla E.1.10 Ton	Distribución del refuerzo
0.0H	0	-
0.1	37.4	#8 @ 20
0.2	65.5	# 8 @ 20
0.3	93.5	# 9 @ 20
0.4	118.7	#9 @ 20
0.5	137.7	#10 @ 20
0.6	146.2	#10 @ 20
0.7	139.7	#9 @ 20
0.8	112.9	#9 @ 20
0.9	64.7	#8 @ 20
1.0H	0	-

En la misma forma se podrá determinar el área para los demás valores de la tensión directa. (Véase la Figura E.1.6).

### 11.0. Compresión directa

Los empujes del relleno dan lugar a una compresión en el anillo del depósito, cuyo valor máximo, según puede verse en la Tabla E.1.8, es la resultante de la fuerza anular producida por la restricción de la cubierta y el empuje de tierras. Su valor es de 296.63 ton.

$$f_c = C/\text{Area} = 296\,630/(100 \times 30) = 98.9 \text{ kg/cm}^2 < f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2: \quad \text{Correcto}$$

### 12.0. Revisión del agrietamiento

#### 12.1. Práctica sugerida por ACI 318

Es preciso poner mucho énfasis a la importancia del agrietamiento en las estructuras de los depósitos, ya que es imprescindible evitar la filtración del líquido, ya sea de adentro hacia afuera como en sentido inverso.

Habría que limitar la separación máxima de las varillas, para efectos de controlar el agrietamiento.

El esfuerzo en el acero se calcula empleando esfuerzos de trabajo. El ACI permite la alternativa de utilizar  $f_s = 0.60 f_y$ , o bien:

$$f_s = \frac{M}{A_s j d}$$

Del inciso 9.2. el refuerzo en la cara interior se calcula para un momento

$$M_u = -10\,347 \text{ kg.m}$$

El momento en condiciones de servicio vale:

$$M = - 10347/2.21 = - 468,190 \text{ kg.cm}$$

$M_u$  de tensión en la cara exterior, para  $0.8H$  (Tabla E.1.11) = 5 633 kg.m, que requiere sólo un refuerzo mínimo.

Para la cara exterior (ver el inciso 9 de este ejemplo) se colocan varillas del #4 @ 15cm, con  $A_s$  efectiva = 8.47 cm<sup>2</sup>/m.

$$k = \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n$$

Como se recordará,  $n = 8.5$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{12.37}{100(24.4)} = 0.0051;$$

$$\rho n = 0.0051(8.5) = 0.0433;$$

$$(\rho n)^2 = 0.0019$$

$$k = 0.254;$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.915;$$

$$jd = 0.915(24.4) = 22.33 \text{ cm}$$

$$f_s = \frac{M}{A_s jd} = \frac{(4.68)10^5}{12.37(22.33)} = 1\,694 \text{ kg/cm}^2$$

La separación máxima para controlar el agrietamiento es:

$$s = \frac{0.5}{d_c^2} \left( \frac{Z}{f_s} \right)^3 \quad \text{Ec. (4.8)}$$

donde:

$s$  = separación aceptada del refuerzo, en cm

$d_c$  = recubimiento del concreto +  $\frac{1}{2} \phi_{\text{varilla}} = 5 + 1.59/2 \cong 5.80 \text{ cm}$

$Z = 16\,980 \text{ kg/cm}$  para varillas hasta el #5 y exposición severa y que debe resultar en una grieta de 0.2 mm de anchura (véase la unidad 4.4.2 del texto de este Manual).

Por lo tanto:

$$S_{\text{máx}} = \frac{0.5}{(5.80)^2} \left( \frac{16980}{1694} \right)^3 = 14.97 \text{ cm}$$

Valor que resulta menor a la separación calculada de 16 cm para la cara interior, por lo cual, la separación de 14 cm es adecuada para prevenir el agrietamiento. Para la cara exterior, el refuerzo es el mínimo.

## 12.2. Práctica del Código Británico 8007

Debido a la importancia que tiene el control del agrietamiento en las estructuras sanitarias, a continuación se expone el procedimiento establecido por el Código Británico 8007, sobre este particular.

Nomenclatura utilizada por el Código Británico 8007:

Ancho de la grieta:

$$W = \frac{3a_{cr} \varepsilon_m}{1 + \frac{2(a_{cr} - \text{rec})}{(h - kd)}}$$

donde:

$a_{cr}$  = distancia desde el punto considerado, a la superficie de la varilla longitudinal más próxima.  
rec = recubrimiento mínimo.

$$\rho_{crít} = \frac{f_{ct}}{f_y}$$

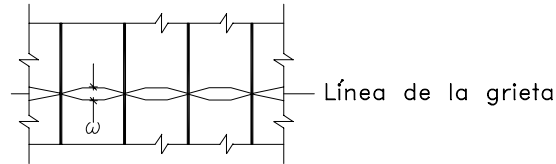
$\rho_{crít}$	es la relación crítica del acero o la relación del mínimo porcentaje del acero de refuerzo, al área bruta de la sección de concreto. Este refuerzo crítico es el que se requiere para transferir la fuerza de tensión a través de las grietas y para distribuir el agrietamiento.
$f_{ct}$	resistencia a la tensión directa del concreto inmaduro (resistencia, la cual normalmente, se toma a los 3 días de edad).
$f_y$	resistencia característica del refuerzo.
$T_1$	aumento de la temperatura debido a la hidratación del cemento.
$T_2$	descenso de la temperatura debido al cambio en las estaciones.
$\alpha$	coeficiente de expansión térmica del concreto maduro (el cual, normalmente se toma igual $12 \times 10^{-6}$ )
$W$	ancho permisible de la grieta, en mm. Para una exposición severa o muy severa, $W = 0.2$ mm. Para una apariencia estética crítica, $W = 0.1$ mm.
$S$	separación entre las grietas.
$f_b$	resistencia promedio a la adherencia entre acero y concreto.
$\phi$	diámetro de la varilla.
$\rho$	porcentaje del refuerzo.
$W^{(T_1+T_2)}$	deformación unitaria debida a la temperatura $(T_1 + T_2) = S \varepsilon$
$\varepsilon$	es la deformación unitaria efectiva $= \varepsilon_{\text{contracción}} + \varepsilon(T_1+T_1)$

$$\alpha_{cr} = \sqrt{\left(\frac{S}{2}\right)^2 + \left(\text{rec} + \frac{1}{2}\phi_{\text{varilla}}\right)^2} - \frac{\phi_{\text{varilla}}}{2}$$

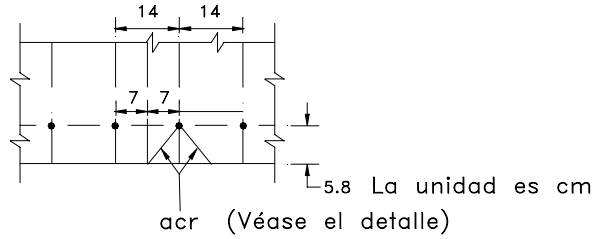
En 12.1, se determinó que  $k = 0.254$ ;  $d = 30 - 5 - 1.59/2 = 24.2$  para varillas del #5

Por lo tanto:

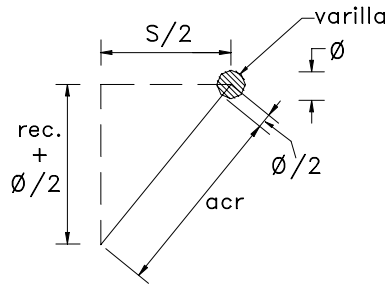
$$\begin{aligned}
 kd &= 0.254(24.2) = 6.15 \\
 h - kd &= 30 - 6.15 = 23.75 \text{ cm} \\
 d - kd &= 24.20 - 6.15 = 18.05 \text{ cm} \\
 \varepsilon_s &= \frac{f_s}{E_s} = \frac{1540}{2 \times 10^6} = 7.70 \times 10^{-4} \\
 \varepsilon_1 &= \varepsilon_s \frac{(h - kd)}{(d - kd)} = 7.70 \times 10^{-4} \frac{23.75}{18.05} = 1.01 \times 10^{-3}
 \end{aligned}$$



Planta ó Elevación



Planta ó Elevación



Detalle

Figura E.1.18 define  $a_{cr}$

Para un ancho de grieta con  $W = 0.2 \text{ mm}$ :

$$\varepsilon_2 = \frac{b(h - kd)^2}{3E_s A_s (d - kd)} = \frac{100(23.75)^2}{3(2 \times 10^6)12.37(18.05)} = 4.21 \times 10^{-5}$$

$$\alpha_{cr} = \sqrt{\left(\frac{16}{2}\right)^2 + 5.8^2} - 0.8 = 9.08 \text{ cm.}$$

$$\varepsilon_m = \varepsilon_1 - \varepsilon_2 = 1.01 \times 10^{-3} - 4.21 \times 10^{-5} = 9.68 \times 10^{-4}$$

El ancho de la grieta se calcula con:

$$W = \frac{3a_{cr}\varepsilon_m}{1 + \frac{2(a_{cr} - rec)}{h - kd}}$$

Si se sustituyen valores:

$$a_{cr} - rec = 9.08 - 5 = 4.08$$

$$W = \frac{3(9.08)9.68 \times 10^{-4}}{1 + \frac{2(4.08 \times 10^{-5})}{23.75}} = 0.0263 \text{ cm} > 0.2 \text{ mm}$$

valor de  $W$  que no cumple con BS 8007.

Supóngase entonces, que en vez de  $A_s = 12.37 \text{ cm}^2/\text{m}$  con vars. del #5 @ 16 cm de separación, se colocan #5 @ 14 cm cuya  $A_s$  efectiva es igual a  $14.14 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

Recalculando, se tiene:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{14.14}{100(24.2)} = 0.0058$$

Para  $n = 8.5$  y  $k = \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n$ , reemplazando los valores de  $\rho$  y  $n$ , se tiene:

$$k = 0.269; \quad j = 1 - \frac{k}{3} = 0.91; \quad kd = 6.51 \text{ cm}; \quad jd = 22.02 \text{ cm};$$

$$\varepsilon_2 = \frac{b(h - kd)^2}{3E_s A_s (d - kd)} = \frac{100(23.49)^2}{3(2 \times 10^6)14.14(17.69)} = 3.68 \times 10^{-5}$$

$$f_2 = \frac{M}{A_s jd} = \frac{4.68 \times 10^5}{14.14(22.02)} = 1503 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_2 = \frac{f_s}{E_s} = \frac{1503}{2 \times 10^6} = 7.51 \times 10^{-4}$$

$$h - kd = 30 - 6.51 = 23.49 \text{ cm}; \quad d - kd = 24.20 - 6.51 = 17.69 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s \frac{h - kd}{d - kd} = 7.51 \times 10^{-4} \frac{23.49}{17.69} = 9.97 \times 10^{-4}$$

Para la grieta de  $W = 0.2 \text{ mm}$ :

$$a_{cr} = \sqrt{\left(\frac{s}{2}\right)^2 + \left(\text{rec.} + \frac{1}{2}\phi_{\text{varilla}}\right)^2} - \frac{\phi_{\text{varilla}}}{2} = \sqrt{7.00^2 + 5.8^2} - 0.8 = 8.29 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_m = \varepsilon_1 - \varepsilon_2 = 9.97 \times 10^{-4} - 7.51 \times 10^{-4} = 2.46 \times 10^{-4}$$

El ancho calculado de la grieta:

$$W = \frac{3a_{cr}\varepsilon_m}{1 + \frac{2(a_{cr} - \text{rec})}{(h - kd)}} = \frac{3(9.08)2.46 \times 10^{-4}}{1 + \frac{2(4.08)}{23.49}} = 0.005 \text{ cm} = 0.05 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm: Correcto}$$

Por lo consiguiente: el refuerzo vertical para la cara interior, queda en definitiva del #5 @ 14 cm.

Según puede verse, son más estrictas las normas británicas, que las de ACI 318-95 y ACI 350, en lo relativo al control del agrietamiento.

### 13.0. Longitudes de desarrollo

#### 13.1. Según ACI 318-95

De conformidad con ACI 318-89, la longitud básica de desarrollo a tensión de varillas Corrugadas:

$$\ell_{db} = 0.06 \frac{A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

En 1995 se simplificó el cálculo de la longitud básica de desarrollo. De conformidad con la Tabla E.1.13, para  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ , la longitud de desarrollo o de empalmes, vale  $38d_b$  en las varillas del #6 o menores y  $47d_b$  para varillas de un diámetro superior al #6; donde  $d_b$  es el diámetro de la varilla.

$$\text{Para el \#4: } 38d_b = 38(1.27) = 48 \text{ cm}$$

$$\text{Para el \#5: } 38d_b = 38(1.59) = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Para el \# 10: } 47d_b = 47(3.18) = 149 \text{ cm}$$

Tabla E.1.13. Longitudes de desarrollo en términos del diámetro  $d_b$  de la varilla y según el valor de  $f'_c$  (ACI 318-95)

	$f'_c$ en kg/cm <sup>2</sup>	Varillas corrugadas del No. 6 y menores, y alambres corrugados	Varillas del No. 7 y mayores
Separación libre, no menor a $d_b$ , de las varillas que se van a desarrollar o empalmar, con un recubrimiento libre no menor a $2d_b$ , y los estribos en las vigas o anillos en las columnas, en toda la longitud $\ell_d$ , no menor al mínimo del Reglamento,	210	$44 d_b$	$55 d_b$
	280	$38 d_b$	$47 d_b$
	350	$34 d_b$	$42 d_b$
	420	$31 d_b$	$39 d_b$
O Separación libre, no menor a $2d_b$ , del refuerzo que se va a desarrollar o empalmar, con un recubrimiento libre no menor a $d_b$	560	$27 d_b$	$34 d_b$
	700	$24 d_b$	$30 d_b$

### 13.2. Empalmes

Las varillas del refuerzo vertical se podrán empalmar a media altura del depósito. Ya que a este nivel tendrá lugar el empalme del 100% de las varillas, el empalme es del llamado tipo *B* (subcapítulo 12.5, ACI 318-95), para el cual se multiplica por 1.3 la longitud básica del empalme. No son aplicables los modificadores a la longitud básica, toda vez que:

- Las varillas son verticales y no existen 30 cm de concreto fresco debajo de ellas. El modificador es entonces, 1.0
- El recubrimiento es mayor que  $2d_b = 2(1.6) = 3.2$  para varillas del #5 < rec = 5 cm

La separación libre entre varillas es mayor que  $5d_b = 5(1.6) = 8$  cm. Puesto que el depósito es circular, se satisface automáticamente el requisito del recubrimiento lateral.

Por consiguiente el modificador aplicable es 1.0, y la longitud de empalme es:  $38(1.3) d_b$

Para varillas del #5 :  $38(1.3)1.6 = 79$  cm.

Para varillas del #4:  $38(1.3) 1.27 = 63$  cm

No hay que olvidar la disposición de ACI 318-95 de no empalmar más del 50% del refuerzo en una misma sección.

### 13.3. Longitud de desarrollo según el reglamento inglés BS 8007

El esfuerzo de adherencia en condiciones últimas (véase Batty y Westbrook, pág. 81):

$$\text{Fuerza última en las varillas} = 4200(0.87) \frac{\pi(d_b)^2}{4} = 913.5\pi d_b^2$$

0.87 es un factor de reducción de la resistencia  $f_y$ , del código británico

$$f_{bu} = \beta \sqrt{f'_c} = 0.5 \sqrt{280} = 8.37 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia a la adherencia =  $\pi(d_b)\ell_d$  (8.37)

Por lo tanto, la longitud requerida de adherencia es:

$$\ell_d = \frac{913.5\pi(d_b)^2}{\pi(d_b) 8.37} = 109.14d_b$$

Sin embargo, BS 8007 (C1.3.2.1) establece que para las varillas en tensión directa, el esfuerzo anterior no excederá en 0.7 al valor anterior.

Por consiguiente, la longitud requerida de adherencia deberá ser:

$$\frac{109.14(d_b)}{0.7} = 155.9d_b$$

donde  $d_b$  es el diámetro de la varilla empleada, según la notación empleada por ACI 318.

En la tabla siguiente (E.1.14), se calcula la longitud de anclaje  $\ell_d$ , para varillas de los nos. 3 al 12, según el reglamento BS 8007.

Tabla E.1.14. Longitud de desarrollo  $\ell_d$ , para varillas de los No's. 3 al 12, según el reglamento BS 8007

No. de la varilla	$d_b$ , en cm	$\ell_d$ , en cm	No. de la varilla	$d_b$ , en cm	$\ell_d$ , en cm
3	0.95	148	8	2.54	396
4	1.27	198	9	2.86	446
5	1.59	248	10	3.18	496
6	1.91	298	12	3.81	594
7	2.22	346	-	-	-



## ***EJEMPLO No. 2***

# ***DISEÑO DE UN DEPÓSITO RECTANGULAR***

### **1.0. Planteamiento**

Se propone diseñar un recipiente rectangular sin cubierta, que tiene las siguientes dimensiones interiores: 15.00 m de longitud, por 10.00 m de ancho y 5.00 m de altura del tirante de agua.

Se supone un espesor 35 cm en los muros y la losa de fondo.

En el presente ejemplo, la cimentación consiste de una losa estructural corrida, la cual será, asimismo, diseñada en este mismo ejemplo.

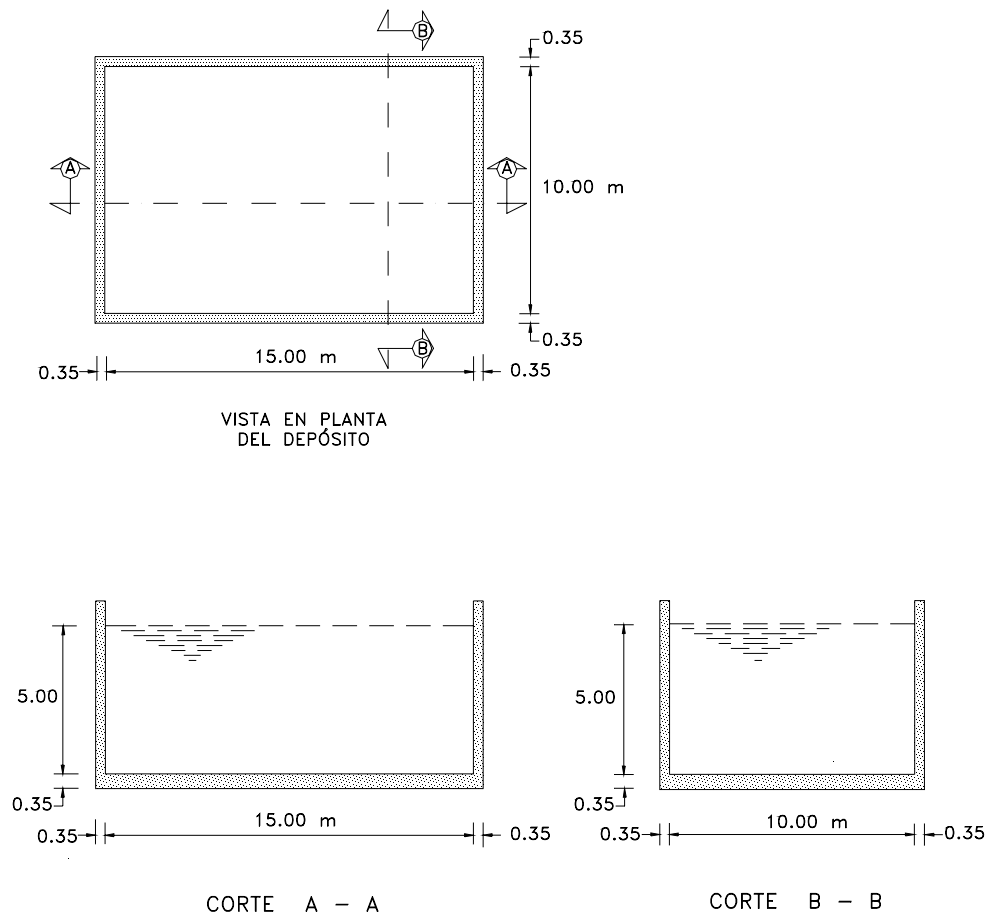


Figura E.2.1

Se hace uso de tablas con los coeficientes para el análisis de muros con depósitos rectangulares. Las tablas utilizadas son las publicadas por la *Portland Cement Association* (PCA), las cuales son aplicables cuando la relación entre el largo y la altura del muro del depósito se encuentre entre 1.0 y 3.0. En el presente ejemplo, se cumple con esta restricción.

La consideración que se hace para el ejemplo propuesto, en cuanto a las condiciones de apoyo en los bordes de los muros, es que el extremo inferior de éstos se encuentra articulado, en tanto que el borde superior está libre. Por otra parte, existe continuidad estructural en el vértice común a dos muros ortogonales entre sí.

Se utilizará concreto  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y acero de refuerzo  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

Para ser congruentes con la notación empleada en el folleto *Rectangular Concrete Tanks*, el cual contiene las tablas de referencia:

Se le llama  $a$  a la altura efectiva, que en este ejemplo tiene un valor de 5.00 m.

Se le llama  $b$  a longitud efectiva, que en este ejemplo tiene un valor de 15.00 m.

Se le llama  $c$  al ancho efectivo, que en este ejemplo tiene un valor de 10.00 m.

### 1.1. Las relaciones largo/altura y ancho/altura del recipiente

Para tener acceso a las tablas de la PCA, es necesario considerar las siguientes relaciones:

$$\frac{b}{a} = \frac{15.00}{5.00} = 3.0$$
$$\frac{c}{a} = \frac{10.00}{5.00} = 2.0$$

Estas relaciones quedan dentro de los límites establecidos para la aplicabilidad de las mencionadas tablas.

## 2.0 Los elementos mecánicos

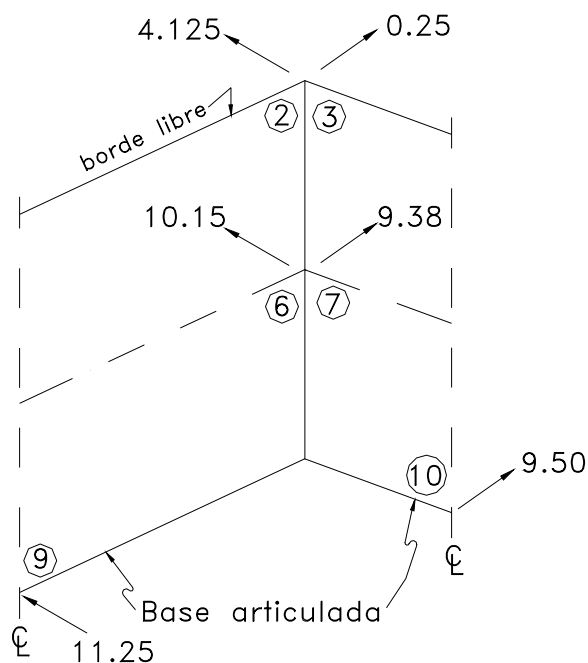
### 2.1. Fuerzas cortantes

Con el propósito de determinar los coeficientes para cortante, se emplea la Tabla VIII de PCA, tabla que es la indicada para depósitos con el borde inferior articulado y el superior libre. La expresión utilizada para la obtención de los cortantes es:

$$V = (\text{coeficiente}) \times w a^2$$

Donde  $w$  es el peso volumétrico e igual a  $1 \text{ ton/m}^3$  para agua potable. Para otros líquidos o fluidos, se incorporará el valor apropiado de este peso volumétrico, para lo cual, el lector puede consultar la sección 2.3 del informe del Comité 350 o la unidad 3.2.1 del presente manual.

Tanto en la Tabla VII como en la VIII (para losas con el borde superior articulado y libre, respectivamente) los coeficientes para las esquinas del borde inferior resultan ser negativos y proporcionan cortantes numéricamente mayores, respecto a los del centro del claro. La publicación de la PCA aclara, que esos valores negativos relativamente altos en las esquinas, tienen lugar debido a que en las ecuaciones básicas se despreciaron las deformaciones en el plano de las losas soportantes y por consiguiente estos valores tienen tan sólo una importancia teórica. Estos cortantes negativos pueden despreciarse al verificar los esfuerzos cortante y de adherencia. Por consiguiente, dichos cortantes no aparecen en la Figura E.2.2.



Fuerzas cortantes en el muro

FIG. E.2.2

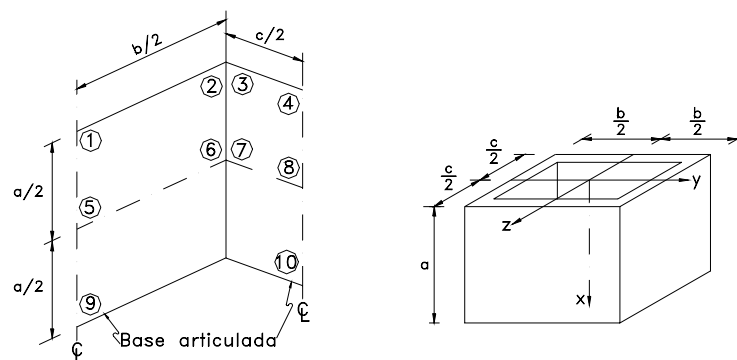
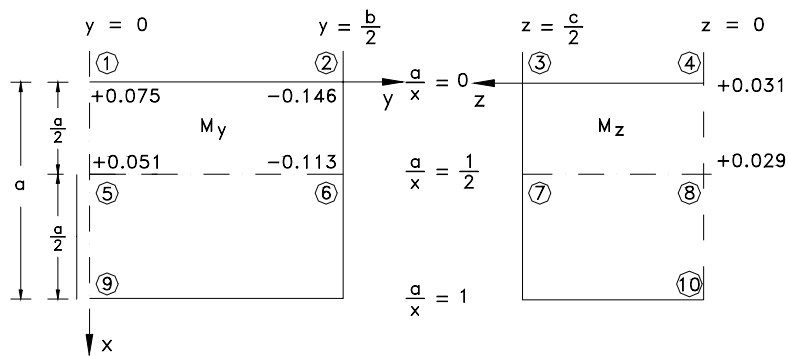


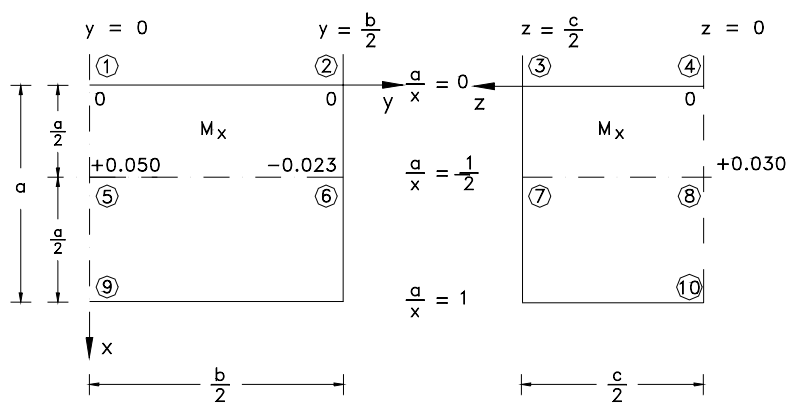
FIG. E.2.3

Para  $\frac{b}{a} = 3$

$\frac{c}{a} = 2$



Coefficientes de momentos horizontales =  $M_y$  y  $M_z$



Coefficientes de momentos verticales =  $M_x$

Coefficientes de Momentos Flexionantes según la tabla V de PCA

FIG. E.2.3A

Figuras E.2.2 y E.2.3

Tabla E.2.1. Coeficientes para cortante

b/a	2	3
Punto central del borde inferior	+ 0.38	+ 0.45
Esquina del borde inferior	- 0.583	- 0.590
Borde superior de la esquina lateral	+ 0.100	+ 0.165
Punto central de la esquina lateral	+ 0.375	+ 0.406

Al aplicar la tabla anterior de coeficientes con las relaciones  $b/a = 3$  y  $b/a = 2$ , se obtienen los siguientes resultados:

Tablero largo, borde superior de la esquina lateral:

$$V_{2(z)} = \frac{1.00(5)^2 16.5}{100} = 4.125 \text{ ton}$$

Tablero corto, borde superior de la esquina lateral:

$$V_{3(z)} = 4.125 \left( \frac{1}{16.5} \right) = 0.25 \text{ ton}$$

Tablero largo: punto central de la esquina lateral

$$V_{6(z)} = 4.125 \left( \frac{40.6}{16.5} \right) = 10.15 \text{ ton}$$

Tablero corto: punto central de la esquina lateral

$$V_{7(z)} = 4.125 \left( \frac{37.5}{16.5} \right) = 9.38 \text{ ,,}$$

Tablero largo: punto central del borde inferior

$$V_{9(z)} = 4.125 \left( \frac{45}{16.5} \right) = 11.25 \text{ ,,}$$

Tablero corto: punto central del borde inferior

$$V_{10(z)} = 4.125 \left( \frac{38}{16.5} \right) = 9.50 \text{ ,,}$$

Nótese lo siguiente:

- i) Una fuerza cortante en el muro largo es una tensión directa en el muro corto.
- ii) Una fuerza cortante en el muro corto es una tensión directa en el muro largo.

## 2.2. Momentos flexionantes

Se hace uso de la Tabla V de la referencia citada (PCA), donde se encuentran los coeficientes para la determinación de los momentos en los muros articulados en su base y libres en el extremo superior.

Se emplea la expresión:

$$M_i = (\text{coeficiente}) \times w a^3$$

Para  $b/a = 3.0$  y  $c/a =$  Tabla V del folleto de la PCA son:

Tabla E.2.2. Coeficientes para momento ( $\div 1000$ )

b/a = 3.00							
C c/a = 2.00	X x/a	y = 0		y = b/2 = c/2		z = 0	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
		0	+75	0	-146	0	+31
	1/2	+50	+51	-23	-113	+30	+29

De la Figura E.2.4, los momentos horizontales son:

$$M_{1(y)} = \frac{1.00 (5)^3}{1000} (+75) = +9.38 \quad \text{ton - m}$$

$$M_{2(y)} = M_{3(y)} = +9.38 \left( \frac{-146}{+75} \right) = -18.25 \quad \text{,,}$$

$$M_{4(y)} = +9.38 \left( \frac{+31}{+75} \right) = +3.88 \quad \text{,,}$$

$$M_{5(y)} = +9.38 \left( \frac{+51}{+75} \right) = +6.38 \quad \text{ton-m}$$

$$M_{6(y)} = M_{7(y)} = +9.38 \left( \frac{-113}{+75} \right) = -14.13 \quad \text{,,}$$

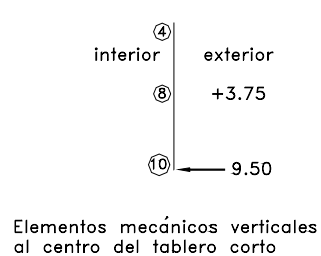
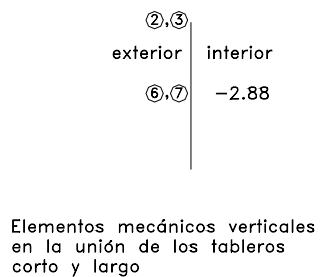
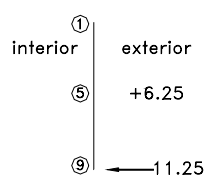
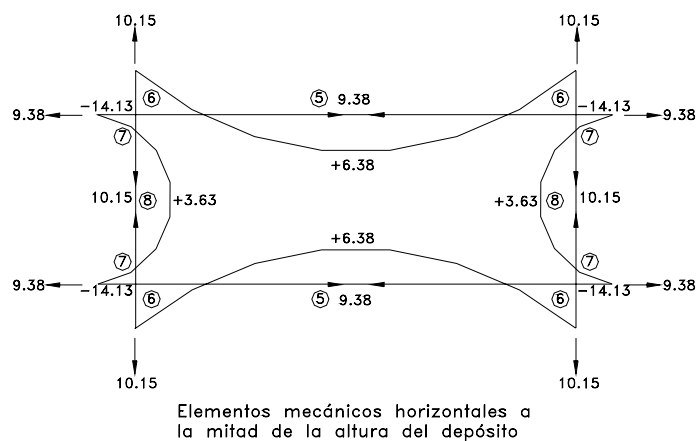
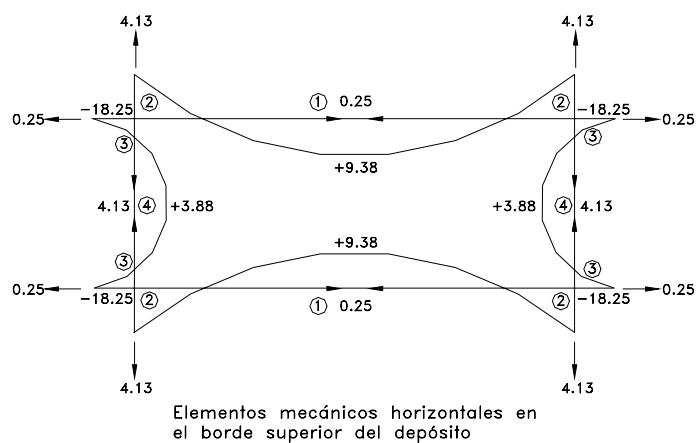
$$M_{8(y)} = +9.38 \left( \frac{+29}{+75} \right) = +3.63 \quad \text{,,}$$

y los momentos verticales:

$$M_{5(x)} = +9.38 \left( \frac{+50}{+75} \right) = +6.25 \quad \text{,,}$$

$$M_{6(x)} = M_{7(x)} = +9.38 \left( \frac{-23}{+75} \right) = -2.88 \quad \text{,,}$$

$$M_{8(x)} = +9.38 \left( \frac{+30}{+75} \right) = +3.75 \quad \text{,,}$$



Figuras E.2.4



### 3.0 Diseño de las losas de los tableros, mediante el procedimiento de Resistencia Última, de ACI 318-95

En este capítulo se efectúa el diseño del depósito, mediante la verificación de la capacidad al cortante de los tableros de concreto y el cálculo del área de refuerzo necesaria, tanto para la flexión, como para la tensión directa. En estos procesos se hace uso del Método de Resistencia Última del Reglamento ACI 318-95.

Posteriormente, en el Capítulo 4 se efectuará el diseño mediante el Método Alternativo o de cargas de servicio y poder así, comparar las cantidades de refuerzo que se obtienen por medio de uno y otro procedimiento.

#### 3.1 Verificación de la capacidad al cortante de los tableros

##### 3.1.1. Tablero largo. Cortante en el punto medio del borde inferior

Se supone el espesor de los tableros,  $h = 35$  cm.

El cortante máximo en el punto medio del borde inferior del tablero largo (punto 9), vale 11.25 ton, el cual se evalúa así:

$$V = C_s \times w a^2 = 0.45(1.00) 5^2 = 11.25 \text{ ton}$$

Ver Figura E.2.2.

Por lo tanto:

$$V_u = 1.7(11.25) = 19.13 \text{ TON}$$

y la resistencia del concreto:

$$V_c = 0.5 \sqrt{f'_c} b d \quad \text{Ec. (11-3) ACI (318-95)}$$

Si se toma en cuenta el factor de reducción de la resistencia:

$$F_R V_c = 0.85(0.5) \sqrt{f'_c} b d$$

Donde dicho factor,  $F_R = 0.85$  (consúltese el inciso 4.2.2.2 del presente Manual: Factores de reducción de la resistencia). El ancho unitario  $b = 100$  cm.

Si se utilizan

$$\begin{aligned} \text{del \#10, } \phi_{\text{var}} &= 3.81 \text{ cm; } \phi_{\text{var}}/2 = 1.6 \text{ cm, y el peralte efectivo} \\ d &= h - \text{recubr} - \phi_{\text{var}}/2 = 35 - 5 - 1.6 = 28.4 \text{ cm} \end{aligned}$$

El recubrimiento libre debe ser, como mínimo, de 5 cm (subinciso 2.2.4.5 de este Manual: El recubrimiento del refuerzo).

Al reemplazar valores, el cortante resistente del concreto vale:

$$F_R V_c = 0.85(0.5) \sqrt{250}(100) 28.4 = 19084 \text{ kg} < 19.13 \text{ ton}$$

Aun cuando para el diseño es permisible considerar el cortante a una distancia  $d$  del paño del apoyo, puede verse que en este ejemplo los altos valores del cortante resultan importantes. Además, si  $V_u > V_c$ , entonces habrá que aplicar el coeficiente sanitario 1.3, para cortante (Sección 4.2.2.1 d1 de este Manual). Por consiguiente: es recomendable incrementar el espesor de la losa del tablero a fin de que quede en  $h = 40 \text{ cm}$ .

Considerando que se emplean varillas del #10, el peralte efectivo aumenta 5 cm:

$$d = 40 - 5 - 1.6 = 33.4 \text{ cm}$$

$V_u$  sigue siendo igual a 19.13 ton, por lo cual:

$$F_R V_c = 19084 \frac{33.4}{28.4} = 22444 \text{ kg} > 19.13 \text{ ton}$$

∴ el espesor de  $h = 40$  cm resulta adecuado.

### 3.1.2. Cortante en el punto a media altura en la intersección de los tableros

A media altura de la esquina, en el tablero largo (punto 6) (ver las Figs. E.2.2 y E.2.3), la reacción vale 10.15 ton, en tanto que en el mismo sitio (punto 7), la reacción en el tablero corto es de 9.38 ton.

Los valores factorados de dichas reacciones son:

$$\begin{aligned} V_u &= 1.7(10.15) = 17.26 \text{ ton} \\ V_u &= 1.7(9.38) = 15.95 \text{ ton} \end{aligned}$$

La fuerza de tensión en el plano del tablero largo no es otra sino la fuerza de reacción en el tablero corto.

Para determinar la fuerza cortante admisible del concreto en el tablero largo, se hace uso de la sección 11.3.2.3, así como de la ec. 11.8 de ACI 318-95. En efecto:

$$V_c = 0.53 \left( 1 + \frac{N_u}{35A_g} \right) \sqrt{f_c} bd$$

y:

$$F_R V_c = F_R (0.53) \left( 1 + \frac{N_u}{35A_g} \right) \sqrt{f_c} bd$$

En el punto 6:

$$F_R V_c = 0.85 (0.53) \left( 1 - \frac{17.26 (10)^3}{35 (4000)} \right) \sqrt{250} (100) (33.4) = 20858 \text{ kg} > 17.26 \text{ ton}$$

Donde  $N_u$  es la fuerza de reacción en el tablero corto. Cuando ésta es de tensión, se le antepone el signo negativo:

$$N_u = -17.26 \text{ ton}$$

como se señala arriba, y

$$A_g = bh = 100(40) = 4\,000\text{ cm}^2$$

El cortante admisible en el punto 7, con  $N_u = 15.95$  ton, vale:

$$F_R V_c = 0.85 (0.53) \left( 1 - \frac{15.95 (10)^3}{35 (4000)} \right) \sqrt{250} (100) (33.4) = 21080 \text{ kg} > 15.95 \text{ ton}$$

Esto es: en ambos casos el cortante admisible en el concreto es mayor que el actuante.

### 3.2. Diseño para flexión combinada con tensión directa

#### 3.2.1. Refuerzo mínimo para flexión

El porcentaje de refuerzo mínimo para la flexión, según el subcapítulo 2.3 de este Manual, vale:

$$\rho = \frac{0.8 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.8 \sqrt{250}}{4200} = 0.00301$$

pero no menor a:

$$\rho = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

y por lo tanto, el refuerzo mínimo:

$$A_{smín} = \rho(bd) = 0.0033(100)d = 0.33d \text{ cm}^2/\text{m}$$

De conformidad con la sección 10.5.3 de ACI 318-95, no es necesario aplicar las disposiciones anteriores relativas al refuerzo mínimo, si en cada una de las secciones del elemento estructural, el área suministrada del refuerzo para tensión, sea cuando menos una tercera parte mayor a la que el análisis haya requerido. En la disposición 10.5.4 del mismo ACI 318-95, tanto en las losas estructurales como en las zapatas, el área mínima del refuerzo a tensión en la dirección del claro que se analiza, será la misma que la requerida por 7.12 (del propio ACI 318-95).

La separación máxima del refuerzo será de 30 cm, según se recomienda en el subcapítulo 2.3 de este Manual, recomendación que se deriva de la disposición del informe ACI 350, tal y como puede verse en dicho subcapítulo 2.3.

La disposición de 7.12, se refiere a que en las losas estructurales se deberá suministrar refuerzo para contracción y temperatura perpendicularmente al refuerzo para flexión, cuando este refuerzo exista en una sola dirección.

En 7.12.2.1, ACI especifica que “en las losas donde el refuerzo consista de varillas corrugadas de grado 60 ( $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ ) o de malla de alambre soldado (liso o corrugado), el área de refuerzo para contracción y temperatura, será al menos 0.0018 del área *total* del concreto.”

#### 3.2.2. Auxiliares para el diseño

Se proporcionan al lector dos alternativas para determinar el área de acero y al mismo tiempo verificar el tamaño del peralte efectivo. La primera es la de utilizar la Tabla 10.1 de la publicación *Notes on ACI 318-95* de la *Portland Cement Association*.

Esta tabla proporciona los valores de:

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f_c}$$

donde  $\rho$ , como bien se sabe, es :

$$\rho = \frac{A_{s, flexión}}{bd}$$

Para obtener el valor de  $\omega$  es necesario resolver la ecuación cuadrática:

$$\frac{M_u}{f_c' b d^2} = \omega (1 - 0.59\omega)$$

En la cual  $M_u$  es el momento factorado en la sección de interés. Los valores de  $\omega$  que suministra la mencionada Tabla 10.1, son el resultado de resolver la ecuación cuadrática anterior y de elegir de las dos raíces resultantes, el valor adecuado.

La otra alternativa de la que puede disponer el lector, es la de emplear un programa en lenguaje QBasic, desarrollado por el autor de este Manual. Este programa funciona en forma enteramente interactiva y es sumamente fácil de utilizar. En los apéndices correspondientes a los programas, al final del libro, se suministra un listado de dicho programa y las instrucciones para operarlo.

### 3.2.3. Momentos en el sentido horizontal

#### 3.2.3.1. Diseño para el momento negativo en el tablero corto

El mayor momento se presenta en la esquina del borde superior (puntos 2 y 3), con un valor de - 18.25 ton-m. En el tablero corto, la tensión directa vale  $N = - 4.13$  ton, en tanto que en el tablero largo  $N = - 0.25$  ton, la cual es prácticamente despreciable. Ver la Figura E.2.4.

De hecho, un análisis más refinado con elementos finitos, revela que el momento de mayor cuantía se encuentra un poco más abajo del borde superior (aproximadamente 0.10 de la altura abajo del borde superior), en vez de precisamente en dicho borde superior.

Por lo tanto, el momento y la fuerza de tensión directa, ambos factorados, en el borde valen:

$$M_v = -1.7(1.3) 18.25 = -2.21(18.25) = - 40.33 \text{ TON-M}$$

$$N_v = -1.7(1.65) 4.13 = -2.81(4.13) = -11.61 \text{ TON}$$

Los coeficientes 1.3 y 1.65 son los correspondientes a la durabilidad sanitaria, los cuales se mencionan en los subincisos 4.2.2.1. d1) y d2) de este Manual.

Para varillas del #10, el peralte efectivo de la losa:

$$d = h - \text{recubrim} - \phi/2 \text{ (varilla \#10)}$$

$$\therefore D = 40 - 5 - 1.6 = 33.4 \text{ CM}$$

Con objeto de utilizar la Tabla 10.1 de *Notes on ACI 318-95* de la *Portland Cement Association*, se calcula el valor:

$$K_u = \frac{M_u}{F_R f'_c b d^2} = \frac{40.33(10)^5}{0.9(250)100(33.4)^2} = 0.161$$

En la expresión anterior:

- $K_u$  es el parámetro con cuyo valor se ingresa a la tabla mencionada.  
 $M_u$  es el momento flexionante afectado del correspondiente factor de carga (ACI 318-95, secc. 9.2) y del coeficiente de durabilidad sanitaria (véanse 4.2.2.1. d1 y d2 de este Manual).  
 $F_R$  es el factor de reducción de la resistencia, que para flexión es igual a 0.9 (véase el inciso 9.3.2.2 a de ACI 318-95).  
 $f'_c$  resistencia a la compresión del concreto a los 28 días de edad. En el presente ejemplo, dicha resistencia es igual a 250 kg/cm<sup>2</sup>.  
 $b$  y  $d$  son, respectivamente, el ancho y el peralte efectivo de la sección de concreto. El ancho  $b$  se toma como la unidad de 100 cm.

A partir de la Tabla 10.1 de *Notes on ACI 318-95*, de la *Portland Cement Association*, para  $K_u = 0.161$ , se obtiene  $\omega = 0.180$

De donde:

$$\rho = \omega \frac{f'_c}{f_y} = 0.18 \frac{250}{4200} = 0.011 > 0.0033 \text{ (PARA REFUERZO MÍNIMO)}$$

$$A_{s \text{ flex}} = \rho b d = 0.011(100)33.4 = 35.79 \text{ CM}^2/\text{M}$$

El refuerzo para la tensión directa se calcula con:

$$A_{s \text{ tensión}} = \frac{N_u}{2 F_R f_y}$$

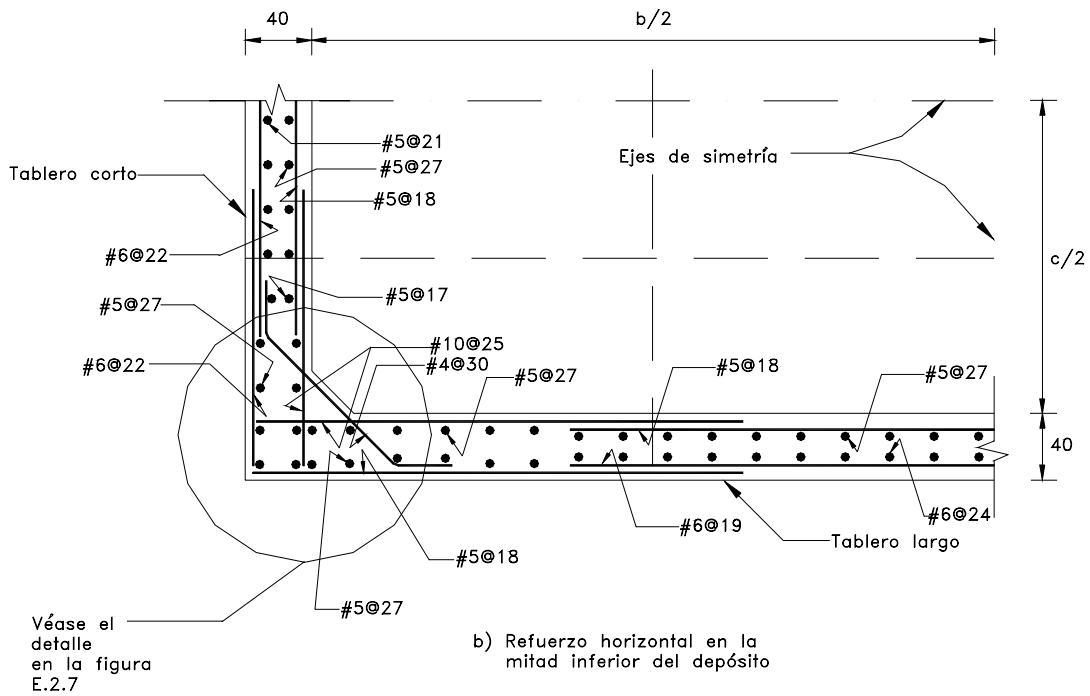
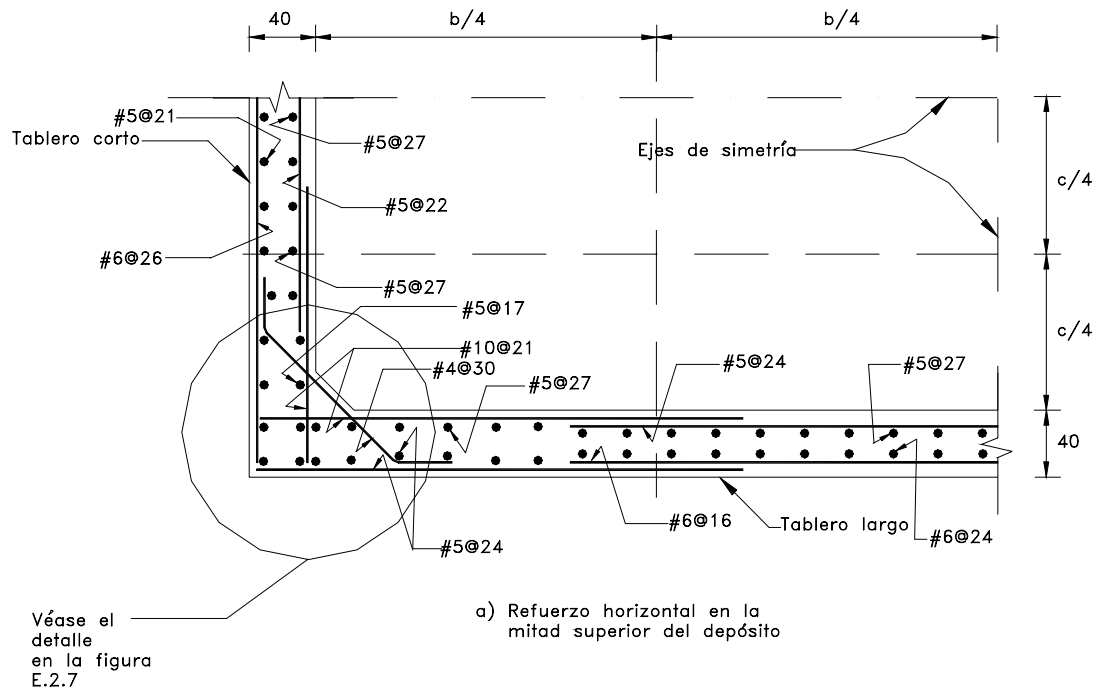
El coeficiente 2 en el denominador significa que este refuerzo para tensión se deberá repartir por igual en las caras interior y exterior del tablero. Por consiguiente, si se reemplazan valores:

$$A_{st} = \frac{11.61}{2(0.9)4.2} = 1.53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El área total del refuerzo

$$A_s \text{ TOTAL} = 35.79 + 1.53 = 37.32 \text{ CM}^2/\text{M},$$

Resultan varillas del #10 @ 21 cm centro a centro ( $A_s = 37.81 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). Estas varillas, como bien se sabe, deberán colocarse como refuerzo horizontal, en las intersecciones de los tableros largo y corto, a partir del borde superior y hacia abajo, en las caras internas de dichos tableros. Ver los croquis de la figura E.2.5.



Nota:  
Estos cortes son esquemáticos. No muestran las longitudes, anchos ó espesores a escala real.



Figura E.2.5

**3.2.3.2. Diseño para el momento negativo en el tablero largo**

El acero para tensión en el tablero largo se calcula con:

$$A_{s,tensión} = \frac{N_u}{2F_R f_y} = \frac{2.81(0.25)}{2(0.9)4.2} = 0.09$$

La totalidad del refuerzo horizontal negativo en el tablero largo, vale:

$$A_s = 35.79 + 0.09 = 35.88 \text{ CM}^2/\text{M}.$$

Colóquense varillas del #10 @ 22 cm de separación ( $A_s = 36.09 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

Recuérdese que el refuerzo calculado en los casos anteriores se deberá colocar horizontalmente en la cara interior del depósito, ya que los momentos en las esquinas del mismo son negativos cuando la presión es de adentro hacia afuera del depósito. Es decir: la presión del agua provoca una tensión en la cara exterior, por lo cual, sólo en las esquinas, debido a la continuidad, aparece la tensión en la cara interior.

**3.2.3.3. Momento negativo en la intersección de los tableros, a media altura**

A media altura, en el punto 6, el momento horizontal para el tablero corto vale  $-14.13 \text{ ton-m}$ . Por lo tanto:

$$M_U = -2.21(14.13) = -31.23 \text{ TON} - \text{M}$$

La fuerza de tensión  $N$  para el tablero corto es la reacción en el tablero largo e igual a  $9.38 \text{ ton}$ .

Por consiguiente:

$$N_U = -2.81(9.38) = -26.36 \text{ TON}$$

Siguiendo el mismo procedimiento ya indicado, se obtiene  $K_u = 0.124$ ,  $\omega = 0.135$ ;  $A_{s,flex} = 26.84 \text{ cm}^2/\text{m}$ . El refuerzo para la fuerza de tensión vale:

$$\begin{aligned}\rho &= \omega \frac{f'_c}{f_y} = 0.132 \frac{250}{4200} = 0.008 \\ A_{s,flex} &= 0.008(100)33.4 = 26.84 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ A_{s,tens} &= \frac{N_u}{2F_R f_y} = \frac{26.36}{2(0.9)4.2} = 3.49 \text{ cm}^2 / \text{m}\end{aligned}$$

Por lo tanto, el refuerzo horizontal en la cara interior del tablero corto

$$A_s = 26.84 + 3.49 = 30.33 \text{ cm}^2/\text{m},$$

área que se suple con varillas del #10 @ 26 cm ( $30.54 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

El refuerzo horizontal en el punto 7 para el mismo momento, en el entendido de que la fuerza cortante que provoca tensión en dicho tablero vale 10.15 ton. Por lo cual:

$$N_u = -2.81(10.15) = 28.52 \text{ ton}$$

El acero de tensión para cada lecho, en el tablero largo es:

$$A_{s \text{ tens}} = \frac{N_u}{2F_R f_y} = \frac{28.52}{2(0.9)4.2} = 3.77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto, el refuerzo negativo del tablero largo, a la mitad de altura del mismo:

$$A_{s \text{ total}} = A_{s \text{ flex}} + A_{s \text{ tens}} = 26.84 + 3.77 = 30.61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El cual se puede suplir con varillas del #10 @ 25 cm (31.76 cm<sup>2</sup>/m).

### 3.2.4. Momentos horizontales positivos

Los momentos positivos que se han considerado, son:

En el borde superior de la losa, en el tablero largo:	+9.38 ton-m.
En el borde superior de la losa , en el tablero corto:	+ 3.88 ton-m.
A media altura del depósito, tablero largo:	+ 6.38 ton-m.
A media altura del depósito, tablero corto:	+ 3.63 ton –m.

#### 3.2.4.1. Momento en el tablero largo, borde superior

Para el mayor de los momentos, que es el de + 9.38 ton-m:

$$M_u = 2.21(9.38) = + 20.73 \text{ ton-m}$$

Se suponen varillas del #6, y por lo tanto:

$$d = 40 - 5 - 0.95 = 34.05 \text{ cm}$$

$$K_u = \frac{20.73(10)^5}{0.9(250)100(34.05)^2} = 0.079$$

de donde:  $\omega = 0.83$

$$\therefore \rho = \omega \frac{f_c'}{f_y} = 0.083 \left( \frac{250}{4200} \right) = 0.005 > 0.0033$$

Puesto que  $\rho > 0.0033$ , entonces el refuerzo calculado es mayor que el refuerzo mínimo:

$$\therefore A_{s,flex} = \rho b d = 0.005(100)34.05 = 17.02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En el tablero largo en el borde superior de la losa, ya vimos que la fuerza de tensión es insignificante, por lo cual el refuerzo horizontal positivo definitivo queda con varillas de #6 @ 16 cm<sup>2</sup>/m, colocadas a lo largo de la cara exterior.

#### 3.2.4.2. Momento en el tablero largo, a media altura

A media altura del depósito, en el tablero largo, el momento positivo es igual a + 6.38 ton-m.

$$M_u = 2.21(6.38) = + 14.10 \text{ ton-m}$$

En este caso también, se emplearán varillas del # 6, por lo cual  $d = 34.05 \text{ cm}$

$$K_u = \frac{14.10(10)^5}{0.9(250)100(34.05)^2} = 0.054$$

$$\omega = 0.056$$

$$\therefore \rho = \omega \frac{f_c'}{f_y} = 0.056 \frac{250}{4200} = 0.0033$$

$$0.0033 < 0.0033$$

por lo tanto, sólo es necesario colocar el refuerzo mínimo.

$$A_{s,min} = 0.0033 b d = 0.0033 (100)34.05 = 11.24 \text{ cm}^2$$

El refuerzo de tensión en esa parte del tablero, vale: 3.49 cm<sup>2</sup>/m

$$A_s \text{ total} = 11.24 + 3.49 = 14.73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área que corresponde a varillas del # 6 @ 19 (15.11 cm<sup>2</sup>/m).

#### 3.2.4.3. Momento en el tablero corto, borde superior

El momento es igual a + 3.88 ton-m. Por lo tanto, el momento último:

$$M_U = 2.21(3.88) = 8.57 \text{ TON-M}$$

Con varillas del #6, el peralte efectivo  $d = 34.05 \text{ cm}$ , como ya se ha visto.

Si se efectúan las mismas operaciones que ya se han ilustrado, se obtiene:

$$K_u = 0.054 \frac{8.57}{14.10} = 0.033$$

De la Tabla 10.1 de Notes on ACI 318-95 de Portland Cement Association, para:

$$K_U = 0.033,$$

Se obtiene  $\omega = 0.034$ . De donde  $\rho = 0.002$ , y

$$A_{S,FLEXIÓN} = 0.002(100)34.05 = 6.81 \text{ CM}^2/\text{M}.$$

puesto que:

$$\rho_{CALCULADA} < \rho_{MÍNIMA}$$

según 10.5.3 de ACI 318-95, se compara  $4/3 A_{s,calculada}$  con  $A_{s,mínima}$

$$1.33(6.81) = 9.06 < 11.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo consiguiente, el refuerzo  $A_{s,flex} = 9.06 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

La tensión directa en el borde superior del tablero corto es de 4.13 ton. Por lo tanto:

$$N_u = 4.13(2.81) = 11.61 \text{ ton}$$

$$A_{st} = \frac{N_u}{2F_R f_y} = \frac{11.61}{2(0.9)4.2} = 1.54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{STOTAL} = 9.06 + 1.54 = 10.6 \text{ CM}^2/\text{M},$$

equivalente a vars del #6 @ 26 cm (11.04 cm<sup>2</sup>/m).

#### 3.2.4.4. Momento en el tablero corto, a media altura

El momento es igual a +3.63 ton-m. Puesto que este valor está muy próximo al de +3.88 ton-m que corresponde al del borde superior del tablero corto, no se introduce un gran error si se le asigna la misma área de refuerzo a flexión. Es decir:

$$A_{S,FLEX} = 9.17 \text{ CM}^2/\text{M}$$

La tensión directa en esa zona requiere un área de refuerzo de 3.77 cm<sup>2</sup>/m (ver 3.2.14). Por lo tanto:

$$AS \text{ TOTAL} = 9.17 + 3.77 = 12.94 \text{ CM}^2/\text{M}$$

Para lo cual, se proveen vars. del # 6 @ 22 (13.05 cm<sup>2</sup>/m).

### 3.3. Flexión en el sentido vertical

En forma similar, se puede calcular el refuerzo vertical en el mismo punto 5, para un momento

$M = + 6.25$  ton-m, el cual ya factorado ( $6.25 \times 2.21$ ), resulta ser igual a  $+ 13.81$  ton-m.

$$d = h - \text{rec} - 1.5 \phi(\text{var \#6}) = 40 - 5 - 1.5 (1.9) = 32.15$$

$$K_u = \frac{13.81(10)^5}{0.9(250)100(32.15)^2} = 0.059$$

De donde se obtiene:

$$\omega = 0.061$$

$$\rho = 0.061 \frac{250}{4200} = 0.0036 > 0.0033$$

$$\therefore A_s = 0.0036 (100)32.15 = 11.57 \text{ (\#6 @ 24, } A_s = 11.96 \text{ cm}^2/\text{m)}$$

Los restantes momentos verticales sólo requieren un refuerzo mínimo, por lo que se procede como se indica en la Tabla E.2.3:

Tabla E.2.3. Cálculo del refuerzo necesario en los principales puntos de los tableros, según el método de resistencia última

Punto	Momento horiz. $M_y$ ton-m	Momento horiz. Factorado $M_y$ ton-m	$d$	$K_u$	$\omega$	$A_s$ cm <sup>2</sup> /m	Tensión $N$ ton	Tensión factorada $N_u$ ton	Refuerzo para $N_u$ $A_{st}$ cm <sup>2</sup> /m	$A_s$ total cm <sup>2</sup> /m	Vars, No. y separación, en cm
1	+9.38	+20.73	34.05	0.079	0.083	+17.02	0.25	0.70	0.09	+17.92	#6 @ 16
2	-18.25	-40.33	33.40	0.161	0.180	-35.79	0.25	0.70	0.09	-35.88	#10 @ 22
3	-18.25	-40.33	33.40	0.161	0.180	-35.79	4.13	11.61	1.53	-37.32	#10 @ 21
4	+3.88	+8.57	34.05	0.033	0.034	+9.17	4.13	11.61	1.53	+10.71	#6 @ 26
5	+6.38	+14.10	34.05	0.054	0.056	+11.44	9.38	26.36	3.49	+14.73	#6 @ 19
6	-14.13	-31.23	33.40	0.124	0.135	-26.84	9.38	26.36	3.49	-30.33	#10 @ 26
7	-14.13	-31.23	33.40	0.124	0.135	-26.84	10.15	28.52	3.77	-30.61	#10 @ 25
8	+3.63	+8.02	34.05	0.030	0.030	+9.17	10.15	28.52	3.77	+12.94	#6 @ 22
Punto	Momento vertical $M_x$	Momento vertical factorado	$d$	$K_u$	$\omega$	$A_s$ cm <sup>2</sup> /m				$A_s$ total cm <sup>2</sup> /m	Vars, No. y separación, en cm
5	+6.25	+13.81	32.94	0.058	0.060	+11.67	-	-	-	+11.67	#6 @ 24
6, 7	-2.88	-6.36	32.62	0.027	0.027	+11.64	-	-	-	+11.64	#5 @ 17
8	+3.75	+8.29	32.62	0.035	0.036	+9.30	-	-	-	+9.30	#5 @ 21
Nota. El área de refuerzo de 10.97 cm <sup>2</sup> es un refuerzo mínimo, ya que $\rho$ calculada resultó $< 0.0033$ . El refuerzo mínimo $A_{smin} = \rho_{min}bd = 0.0033(100)33.25 = 10.97$ cm <sup>2</sup> /m. De conformidad con 10.5.3 de ACI 318-95, no se requiere colocar un área mayor en 1/3 a la que resultó en el cálculo de la misma. En los puntos 6 y 7, $A_s$ calculada = 8.66; $(4/3)8.66 = 11.52 > 10.97$ cm <sup>2</sup> /m $\therefore$ rige el refuerzo mínimo (#5 @ 17 cm). En el punto 8, $A_s$ calculada = 6.99; $(4/3)6.99 = 9.30 < 10.97 \therefore$ rige 9.30 (#5 @ 21).											

### 3.4. Refuerzo horizontal de contracción y temperatura, además del necesario para tensión directa en el lecho interior de los claros largo y corto

El momento es positivo en el lecho interior de la parte central de los tableros largo y corto, por lo que es necesario colocar un refuerzo para contracción y temperatura, así como el refuerzo para la tensión directa.

El refuerzo para contracción y temperatura se especifica en la sección 7.12 de ACI 318-95. Para las losas con varillas de acero corrugado de Grado 60 ( $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ ) (o malla de alambre soldado, lisa o corrugada), el área de refuerzo para contracción y temperatura será igual a 0.0018 del área bruta del concreto.

Por consiguiente, para los tableros de 40 cm de espesor, el área de refuerzo para contracción y temperatura, es igual a:

$$0.0018bh = 0.0018(100)40 = 7.20 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (# 5 @ 27)}$$

A esta área habrá que adicionarle en cada caso, la necesaria para la tensión directa.

En efecto: en la parte superior del tablero largo  $A_s = 7.20 + 0.99 = 8.19 \text{ cm}^2/\text{m}$  (colocar vars # 5 @ 24 cm)

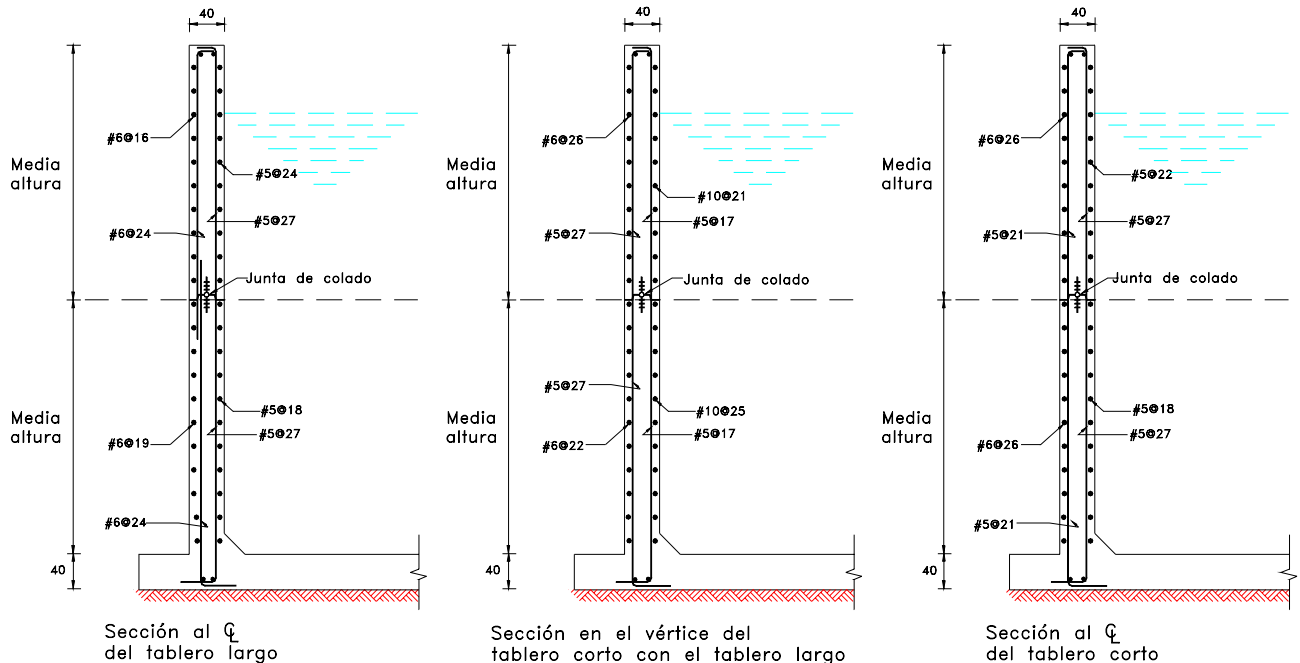
En la parte inferior del tablero largo  $A_s = 7.20 + 3.49 = 10.69 \text{ cm}^2/\text{m}$  (colocar vars # 5 @ 18 cm).

En la parte superior del tablero corto  $A_s = 7.20 + 1.53 = 8.73 \text{ cm}^2/\text{m}$  (colocar vars # 5 @ 22 cm).

En la parte inferior del tablero corto  $A_s = 7.20 + 3.77 = 10.97 \text{ cm}^2/\text{m}$  (colocar vars # 5 @ 18 cm).

### 3.5. Refuerzo vertical para contracción y temperatura en el lecho interior de los tableros largo y corto

En el inciso anterior se vio que el área de refuerzo para contracción y temperatura es  $7.20 \text{ cm}^2$ , la cual se puede suplir con varillas del # 4 @ 17 cm. Véanse los detalles de colocación de refuerzo según el procedimiento de Resistencia Última, en las Figuras E.2.5, E.2.6. y E.2.7.



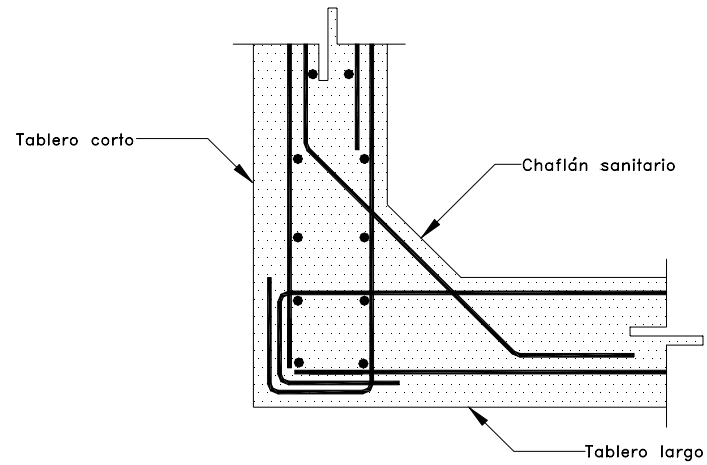
Depósito rectangular  
Distribución del refuerzo

FIG. E.2.6

Nota:

Para obtener un mayor valor del peralte efectivo, en el presente ejemplo se especifican las varillas horizontales en la capa exterior del refuerzo. Sin embargo, para lograr una mejor colocación del concreto, quizá sea mejor que las varillas verticales queden en el lecho exterior.





Detalle del refuerzo en las esquinas

FIG. E.2.7

*Figuras E.2.6 y E.2.7*

#### 4.0. Método Alternativo de Diseño

El Método Alternativo de Diseño, utiliza cargas no factoradas y “esfuerzos de trabajo” y obedece a los lineamientos establecidos en el Apéndice A, del Reglamento ACI 318-95. Para los elementos diseñados mediante este método, los factores de carga y los factores de reducción se consideran con un valor igual a la unidad (Artículo A.2).

Aun cuando no se menciona explícitamente en el informe del Comité 350, no son aplicables los factores de durabilidad sanitaria, cuando se diseñe mediante el Método Alternativo de Diseño.

#### 4.1. Esfuerzos permisibles en el acero de refuerzo

Enseguida se reproduce la porción de la Tabla E.2.4, con los esfuerzos de trabajo recomendados para el acero de refuerzo, cuando  $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$ :

Tabla E.2.4. Extracto de la Tabla 4.2 de este Manual

Diámetro de la varilla	Condiciones de exposición sanitaria de la estructura y el valor máximo de $Z$	Esfuerzo máximo bajo carga de servicio, $f_s$ en $\text{kg/cm}^2$
Todos los diámetros	Elementos a tensión directa	1 400
# 3, 4 y 5	Elementos a flexión Exposición sanitaria severa ( $Z_{\text{máxima}} = 16\,980 \text{ kg/cm}$ )	1 540
	Elementos a flexión Exposición sanitaria normal ( $Z_{\text{máxima}} = 20\,555 \text{ kg/cm}$ )	1 680 [ACI A-3.2(b)]
# 6, 7 y 8	Elementos a flexión Exposición sanitaria severa ( $Z_{\text{máxima}} = 16\,980 \text{ kg/cm}$ )	1 265
	Elementos a flexión Exposición sanitaria normal ( $Z_{\text{máxima}} = 20\,555 \text{ kg/cm}$ )	1 540
# 9, 10 y 11	Elementos a flexión Exposición sanitaria severa ( $Z_{\text{máxima}} = 16\,980 \text{ kg/cm}$ )	1 190
	Elementos a flexión Exposición sanitaria normal ( $Z_{\text{máxima}} = 20\,555 \text{ kg/cm}$ )	1 470

#### 4.2. Esfuerzos de trabajo

Se utiliza concreto con  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y acero de refuerzo con  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ . Se supone un espesor de los tableros,  $h = 40 \text{ cm}$ .

Para el acero en tensión directa,  $f_s = 1,400 \text{ kg/cm}^2$  en todos los diámetros de las varillas.

En la Tabla E.2.4, las varillas de los números 3, 4 y 5, en elementos a flexión y a una exposición sanitaria normal, para las cuales el Informe del Comité 350 permite que el esfuerzo correspondiente sea igual a 1890 kg/cm<sup>2</sup>, queda limitado a 1 680 kg/cm<sup>2</sup> según la disposición de ACI 318-95, artículo A.3.2b.

En el concreto sujeto a flexión: esfuerzo permisible en la fibra extrema en compresión (Sección A.3 de ACI 318-95):

$$f_c = 0.45f'_c$$

#### 4.3. El área total del refuerzo

El área total de refuerzo se compone de las áreas calculadas, tanto para la tensión por flexión, como para la tensión directa. Esta última, como se ha de recordar, ocurre paralelamente al plano del tablero y es consecuencia de la reacción del tablero perpendicular al considerado. Así entonces, el área total se cuantifica como sigue:

$$A_{s \text{ total}} = \frac{M}{f_s jd} + \frac{N}{2 f_s};$$

en la cual:

$A_{s \text{ total}}$  es el área total de refuerzo

El primer término determina el área necesaria para soportar la flexión. En dicho término:

$M$  es el momento flexionante.

$f_s$  es el esfuerzo permisible en el acero de refuerzo.

$jd$  es el brazo del par interno resistente, en la sección de concreto.

El segundo término determina el área de refuerzo necesaria para soportar la tensión directa.

$N$  es la fuerza de tensión o de compresión directa. Cuando es de tensión, deberá estar antecedida por un signo negativo ( artículo A.7.4.3, de ACI 318-95).

El coeficiente 2 que aparece en el denominador, significa que el área de refuerzo para soportar la tensión directa deberá distribuirse, por partes iguales, tanto en el lecho interior, como el exterior del tablero.

#### 4.4. Refuerzo mínimo

Ya se ha visto que en el diseño por resistencia el porcentaje de refuerzo mínimo, según el subcapítulo 2.3 de este Manual, vale:

$$\rho = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.8\sqrt{250}}{4200} = 0.00301$$

pero no menor a:

$$\rho = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

y, por lo tanto, el refuerzo mínimo:

$$A_{s\min} = \rho(bd) = 0.0033(100)d = 0.33d \text{ cm}^2/\text{m}$$

La separación máxima del refuerzo es de 30 cm, según se recomienda en el subcapítulo 2.3. de este Manual.

#### 4.5. Expresiones para la verificación del peralte efectivo y el cómputo del área necesaria de conformidad con la teoría elástica o de esfuerzos de trabajo

El momento flexionante resistente  $M$ , es igual al momento que proporciona la fuerza en el acero de refuerzo (el área multiplicada por el esfuerzo permisible en el mismo), y a su vez multiplicada por su brazo de palanca  $jd$ :

$$M = A_s f_s jd$$

de donde:

$$A_s = \frac{M}{f_s jd}$$

Los parámetros:

$$f_c = 0.45 f'_c; \quad [\text{ACI 318-95, artículo A.3.1(a)}]$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}};$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}; \quad (\text{ACI 318-95 ARTÍCULO A.5.4})$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

y la tensión directa  $N$ :

$$N = A_s f_s$$

#### 4.6. Diseño en la esquina, en la intersección de los tableros del recipiente, a media altura del depósito

De la Tabla 4.1 de este Manual, la relación de módulos:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2(10)^6}{2.21(10)^5} \cong 9$$

donde: (según 5.2.1.3 y 5.2.2 de este Manual),

$$E_s = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$$

es el módulo de elasticidad del acero y

$$E_c = 14\,000 \sqrt{f'_c} = 14\,000 \sqrt{250} \approx 221\,000 \text{ kg/cm}^2$$

es el módulo de elasticidad del concreto.

$$f_c = 0.45 f'_c = 0.45(250) = 112.50 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ACI 318-95 A.3.1. (a)}$$

En los puntos 2 y 3, en el borde superior, donde se intersectan el tablero largo y el corto, se tiene un momento negativo de 18.25 ton-m. Véase la Figura 2.3.

$M_2 = M_3 = -18.25 \text{ ton-m}$ , (ver la sección 2.1 de este ejemplo).

Si se utilizan varillas del número 10, para una exposición sanitaria normal, de la Tabla E.2.4, se obtiene:

$$f_s = 1\,470 \text{ kg/cm}^2$$

El peralte efectivo  $d = h - \text{rec} - \phi/2$  (varilla #10) =  $40 - 5 - 1.6 = 33.40 \text{ cm}$

Por consiguiente:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{1470}{9(112.50)}} = 0.408$$

$$Y: \quad j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.408}{3} = 0.864; \quad jd = 0.864(33.4) = 28.86 \text{ CM}$$

Tabla E.2.5. Valores de  $k$  y  $j$  para los diversos valores de  $f_s$  que se utilizan en este ejemplo

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2; f_c = 112.50 \text{ kg/cm}^2; n = 9$$

$F_s$	$K$	$J$
1540	0.397	0.868
1680	0.376	0.875
1470	0.408	0.864

$$A_{s,flex} = \frac{M}{f_s jd} = \frac{18.25(10)^5}{1470(28.86)} = 43.02 \text{ cm}^2$$

#### 4.6.1. La tensión directa en los puntos 2 y 3

Sobre el claro largo:  $N = 0.25 \text{ ton}$ .

Sobre el claro corto:  $N = 4.13 \text{ ton}$ .

SOBRE EL CLARO CORTO, EL ÁREA PARA LA TENSIÓN DIRECTA :

$$A_{s,tens} = \frac{N}{2f_s} = \frac{4.13}{2(1.40)} = 1.48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Las fuerzas de tensión directa que corresponden a esos puntos son (ver Figura 2.3):

El área total :  $A_{s,total} = 43.02 + 1.48 = 44.50 \text{ cm}^2/\text{m}$

Resultan varillas del #10 @ 17 cm ( 46.71 cm<sup>2</sup>).

#### 4.6.2. Sustitución por varillas del #11 para lograr una mayor separación

Se antoja muy pequeña la separación de las varillas de 3.18 cm de diámetro colocadas a tan sólo 17 cm entre ellas, por lo cual podrá intentarse colocar varillas del #11.

Para reemplazar el área de 44.42 cm<sup>2</sup>/m, con varillas del #11 [ $\phi = 3.5$  cm (1-3/8" )] cuya área individual es igual a 9.58 cm<sup>2</sup>, es necesario recalcular el valor del peralte efectivo:

$$d = h - \text{rec.} - \phi/2 = 40 - 5 - 1.75 = 33.25 \text{ cm}$$

$$jd = 0.864(33.25) = 28.73 \text{ cm}$$

El esfuerzo permisible de tensión por flexión en el acero de refuerzo, para una exposición normal:

$$f_s = 1\,470 \text{ kg/cm}^2$$

Continúan sin modificación los valores de  $k$  y  $j$  previamente obtenidos, por lo cual:

$$A_{s, flex.} = 43.02 \frac{28.86}{28.73} = 43.21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s, tens.} = \quad = 1.48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s, total} = \quad = 44.69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colóquense varillas del #11 @ 21 cm (45.62 cm<sup>2</sup>/m).

#### 4.6.3. Tensión directa en el tablero largo

Para el tablero largo, la tensión directa es sumamente pequeña y puede despreciarse, y por lo tanto, en la cara interior de dicho tablero el refuerzo horizontal en el borde superior, en las esquinas donde se intersectan ambos tableros, queda también, con varillas del #11 @ 22 cm.

#### 4.7. Diseño en la intersección de los tableros a media altura del depósito

El siguiente paso consiste en evaluar el refuerzo en la intersección de ambos tableros, pero a media altura del depósito (puntos 6 y 7). Aquí se tienen los siguientes elementos mecánicos:

Momento negativo = - 14.13 ton-m.

Tensión en el tablero corto = 10.15 ton.

Tensión en el tablero largo = 9.38 ton.

Para este valor del momento se sugiere utilizar varillas del #10 y por lo tanto son útiles los valores ya calculados de  $k$ ,  $j$ , el peralte efectivo  $d$  y el brazo del par resistente  $jd$ .

Por lo cual:



$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{14.13(10)^5}{1\,470(28.86)} = 33.31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

y el refuerzo para la tensión directa:

$$A_{s,tens} = \frac{N}{2f_s} = \frac{10.15}{2(1.4)} = 3.63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

y el refuerzo total:

$$A_s \text{ total} = 33.31 + 3.63 = 36.94 \text{ cm}^2/\text{m},$$

Área que se puede suplir con varillas del #10 @ 21 cm (37.81 cm<sup>2</sup>).

#### 4.7.1. Refuerzo total en el claro largo

En el claro largo, la tensión directa es de  $N = 9.39$  ton y entonces el área de refuerzo necesaria

$$A_s = \frac{N}{2f_s} = \frac{9.38}{2(1.4)} = 3.35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área que se adiciona a los 33.31 cm<sup>2</sup>/m necesarios para el momento negativo en el punto 7.

Por consiguiente:

$$A_s \text{ total} = 33.31 + 3.35 = 36.66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colóquense varillas # 10 @ 21 cm, con un área de 37.81 cm<sup>2</sup>/m, refuerzo que, como ya ha quedado dicho, se coloca horizontalmente a media altura, en las esquinas o la intersección entre los tableros largo y corto.

#### 4.8. Los momentos horizontales positivos y los esfuerzos de tensión directa, para el refuerzo en las caras exteriores de los tableros

Los momentos positivos que se consideran son:

En el borde superior de la losa, en el tablero largo:	+9.38 ton-m.
En el borde superior de la losa , en el tablero corto:	+ 3.88 ton-m.
A media altura del depósito, tablero largo:	+6.38 ton-m.
A media altura del depósito, tablero corto:	+ 3.63 ton -m.

##### 4.8.1. Borde superior del tablero largo

Para el borde superior en el centro del claro del tablero largo, el momento positivo  $M_l = + 9.38$  ton-m, en tanto que la tensión directa en ese tablero es igual a 0.25 ton, cantidad que puede despreciarse.

Se propone utilizar varillas del #8, por lo que el valor de  $f_s$  en este caso, es de 1 540 kg/cm<sup>2</sup> para tensión por flexión. De la Tabla E.2.5, el valor de las constantes queda como sigue:

$$\begin{aligned}k &= 0.397; & j &= 0.868 \\d &= 40 - 5 - 1.27 = 33.73 \text{ cm} \\jd &= 0.868(33.73) = 29.28 \text{ cm}\end{aligned}$$

Por lo cual:

$$A_s = \frac{M}{f_s jd} = \frac{9.38(10)^5}{1\,540(29.28)} = 20.80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La tensión directa  $N = 0.25$  ton, valor que se desprecia.

∴ colóquense varillas del #8 @ 24 cm (21.13 cm<sup>2</sup>/m).

#### 4.8.2. Tablero corto, borde superior, centro del claro

En el tablero corto en el borde superior, en el centro del claro, existe un momento:

$$M_1 = + 3.88 \text{ ton-m.}$$

Para este valor tan pequeño del momento se pueden suponer varillas del #5.

El peralte efectivo  $d = 40 - 5 - 0.79 = 34.21$  cm.

Con varillas del #5 con una exposición sanitaria normal,  $f_s$  alcanza un valor máximo de 1,680 kg/cm<sup>2</sup>, según ACI 318-95 artículo A.3.2 b, disposición que reemplaza a la del Informe del Comité 350 de ACI, la cual propone 1,890 kg/cm<sup>2</sup> para las varillas del #5, en las condiciones de exposición citadas. Por lo cual, de la Tabla E.2.5, las constantes tienen los valores siguientes:

$$k = 0.376; \quad j = 0.875; \quad jd = 0.875(34.21) = 29.93 \text{ cm}$$

y el refuerzo necesario:

$$A_s = \frac{3.88(10)^5}{1680(29.93)} = 7.72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El refuerzo mínimo:

$$A_{s,\min} = 0.0033bd = 0.33d = 0.33(34.21) = 11.29 > 7.72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La tensión directa:

$$N = 4.13 \text{ ton}$$

$$A_{s,\text{tens}} = \frac{N}{2f_s} = \frac{4.13}{2(140)} = 1.48 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{ver 4.6.1.})$$

El refuerzo total:

$$A_{s,\text{total}} = 11.29 + 1.48 = 12.77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colocar varillas del #5 @ 15 cm (13.20 cm<sup>2</sup>/m).

#### 4.8.3. Momento horizontal positivo en el tablero largo

El momento horizontal positivo en el tablero largo es  $M_5 = + 6.38$  ton-m, a media altura del mismo. La fuerza de tensión directa es igual a 9.38 ton y por consiguiente, el acero de refuerzo necesario se calcula de la siguiente manera:

Supóngase varillas del # 6, por lo cual el peralte efectivo es:

$$d = 40 - 5 - 0.95 = 34.05 \text{ cm}$$

Para las mismas varillas del #6 en condiciones sanitarias normales,  $f_s = 1,540 \text{ kg/cm}^2$ , por lo cual:

$$k = 0.397; j = 0.868 \text{ y } jd = 29.56 \text{ cm}$$

de donde:

$$A_s = \frac{M}{f_s jd} = \frac{6.38 (10)^5}{1\,540(29.56)} = 14.02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

De 4.7.1 del presente ejemplo:  $A_{s,tens} = 3.35 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$A_{s,\text{total}} = 14.02 + 3.35 = 17.37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

que se suministran con varillas del # 6 @ 16 cm (17.94 cm<sup>2</sup>/m)

#### 4.8.4. Zona central del claro corto

Para el centro del claro corto, a media altura, con un momento  $M_s = + 3.63 \text{ ton-m}$ , se empleará refuerzo mínimo. Con varillas del #5, ya se calculó  $d = 34.21 \text{ cm}$  (véase el inciso 4.8.2).

$$f_s = 1\,680 \text{ kg/cm}^2:$$

$$A_{s,min} = 0.33(d) = 0.33(34.21) = 11.29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

##### 4.8.4.1. La tensión directa en el punto 8

$$N = 10.15 \text{ ton}$$

En tanto que:

$$A_{s,tens} = \frac{10.15}{2(1.40)} = 3.63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\text{total}} = 11.29 + 3.63 = 14.92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colóquense varillas del # 5 @ 13 cm (15.22 cm<sup>2</sup>/m).

#### 4.9. Momentos en el sentido vertical

El mayor de los momentos en el sentido vertical tiene el valor + 6.25 ton-m.

Para las varillas del #5, se tiene un peralte efectivo:

$$d = h - \text{rec} - \phi (\text{var \#6}) \phi/2 - (\text{var \#5}) = 40 - 5 - 0.95 - 0.8 = 33.25 \text{ cm}$$

Con varillas del # 5,  $f_s = 1,680 \text{ kg/cm}^2$ . De la Tabla E.2.5:

$$k = 0.376; \quad j = 0.875$$

$$jd = 0.875(33.25) = 29.09 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s jd} = \frac{6.25(10)^5}{1\ 680(29.09)} = 12.79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = 0.33d = 0.33(33.25) = 10.97 < 12.79$$

∴ rigen 12.79 cm<sup>2</sup>/m. Colóquense varillas del # 5 @ 15 cm (13.20 cm<sup>2</sup>/m).

Los otros momentos: -2.88 y + 3.75 ton-m, sólo requieren refuerzo mínimo con varillas del # 5 @ 18 cm.

La tabla siguiente muestra el cómputo del refuerzo en cada uno de los puntos de los tableros del depósito, utilizando esfuerzos de trabajos del concreto y del acero.

Tabla E.2.6. Cálculo del refuerzo necesario en los principales puntos del muro, según el método alternativo de diseño

PUNTO	MOMENTO HORIZONTAL $M_y$ TON-M	$A_{s,FLEX}$ CM <sup>2</sup> /M	TENSIÓN TON	$A_{s,TENS}$ CM <sup>2</sup> /M	$A_s$ , TOTAL CM <sup>2</sup> /M	VARILLAS , NO. Y SEPARACIÓN, EN CM
1	+ 9.38	20.80	0.25	-	20.80	# 8 @ 24
2	- 18.25	43.21	0.25	-	43.21	# 11 @ 22
3	- 18.25	43.21	4.13	1.48	44.69	# 11 @ 21
4	+ 3.88	11.29*	4.13	1.48	12.77	# 5 @ 15
5	+ 6.38	14.02	9.38	3.35	17.37	# 6 @ 16
6	- 14.13	33.31	9.38	3.35	36.66	# 10 @ 21
7	-14.13	33.21	10.15	3.63	36.94	# 10 @ 21
8	+ 3.63	11.29*	10.15	3.63	14.92	# 5 @ 13
PUNTO	MOMENTO VERTICAL $M_x$ TON -M	$A_{s,FLEX}$ CM <sup>2</sup> /M			$A_s$ , TOTAL CM <sup>2</sup> /M	VARILLAS , NO. Y SEPARACIÓN, EN CM
5	+ 6.25	12.79			12.79	# 5 @ 15
6,7	- 2.88	11.29*			11.29*	# 5 @ 17
8	+ 3.75	11.29*			11.29*	# 5 @ 17

\* Refuerzo mínimo

Tabla E.2.7. Comparación de los requisitos de refuerzo a flexión en los tableros, según los métodos de resistencia última y el de esfuerzos de trabajo o alternativo de diseño

PUNTO	MOMENTO HORIZONTAL	REFUERZO NECESARIO A FLEXIÓN, SEGÚN:	
		RESISTENCIA ÚLTIMA	ESFUERZOS DE TRABAJO
1	+9.38	17.02	20.80
2,3	-18.25	35.79	43.21
4	+3.88	9.27	11.29
5	+6.38	11.24	14.02
6,7	-14.13	26.84	33.31
8	+3.63	9.17	11.29*
	MOMENTO		

	VERTICAL		
5	+6.25	11.57	12.79
6,7	-2.88	11.64	11.29*
8	+3.75	9.30	11.29*

\* Refuerzo mínimo

#### 4.10. Revisión del cortante

La mayor fuerza cortante ocurre en el punto 7 para el tablero largo (en la intersección de los tableros corto y largo, a la mitad de la altura), con un valor  $V = 10.15$  ton. Como ya se ha dicho, esta fuerza cortante representa una tensión directa para el tablero corto.

De conformidad con el Artículo A.7.4.3 de ACI 318-95, en los elementos sujetos a una tensión axial de valor significativo, el refuerzo por cortante se diseñará para soportar toda la fuerza cortante, a menos que se lleve a cabo un cálculo más detallado, utilizando:

$$v_c = 0.3 \left( 1 + \frac{N}{17.5 A_g} \right) \sqrt{f'_c} \quad \text{ACI 318-95 EC. ACI (A-2)}$$

Donde  $N$  es negativa cuando se trate de tensión. La cantidad  $N/A_g$  se expresa en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .

Reemplazando valores en la expresión anterior, se tiene:

$$v_c = 0.3 \left( 1 - \frac{10150}{17.5(4000)} \right) \sqrt{250} = 4.06 \quad \text{kg}/\text{cm}^2$$

donde:

$$N = -10\,150 \text{ kg};$$

$$A_g = bh = 100(40) = 4\,000 \text{ cm}^2;$$

$$f'_c = 250 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

y la fuerza cortante admisible es:

$$V_{\text{admisible}} = v_c bd = 4.06(100)(33.40) = 13560 > 10150 \text{ kg} \quad \text{ACI 318-95 Ec. (A-1)}$$

Por consiguiente: la sección de concreto es adecuada para soportar la fuerza cortante en cualquier punto del depósito.

#### 4.11. Refuerzo para contracción y temperatura

La sección 7.12.2.1 de ACI 318-95, especifica acero para contracción y cambios de temperatura, igual a 0.0018 del área transversal del concreto, en todas las losas donde se emplee varilla corrugada con  $f_y = 4\,200 \text{ kg}/\text{cm}^2$ . Este refuerzo se colocará donde no exista al menos, un refuerzo mínimo para flexión.

$$A_s \text{ para contracción y temperatura} = 0.0018bd = 0.0018(100)d = 0.18d \text{ cm}^2/\text{m}.$$

#### 4.12. Distribución del acero de refuerzo

De conformidad con 2.6.2. del informe del Comité 350, las estructuras sanitarias de concreto reforzado habrán de diseñarse tanto para los requisitos de resistencia, como para la capacidad de

servicio. Por tal motivo, es necesario revisar la distribución del refuerzo a flexión, a fin de prevenir la ocurrencia de grietas que puedan dar lugar a filtraciones del agua.



Es aplicable la expresión 4.8 del presente Manual:

$$\text{Ec.(4.8)}$$

donde  $s$  = separación máxima del refuerzo.

Con referencia a la Unidad 4.4.2, Agrietamiento, de este mismo Manual, es posible integrar la siguiente tabla, la cual muestra las separaciones máximas del refuerzo empleado en este ejemplo. Para las varillas #5, el refuerzo necesario es tan sólo el mínimo. Para las varillas Nos. 6, 8, 10 y 11, en condiciones normales de exposición,  $Z$  máxima es igual 20,555 kg/cm. La separación máxima admisible se calcula aplicando la ecuación 4.8 arriba mostrada.

Tabla E.2.8. Separación máxima de las varillas para el control del agrietamiento

Varilla	M ton-m	$jd$ , en cm (de la Tabla E.2.3)	$A_s$ cm <sup>2</sup> /m	$f_s = \frac{M}{A_s jd}$	$d_c$ en cm	$s$ máxima en cm
#5	+ 3.88	29.93	11.29*	1,148	5.79	85.56
#6	+ 6.38	29.55	14.02	1,540	5.95	33.58
#8	+ 9.38	29.28	20.80	1,540	6.27	30.24
#10	- 14.13	28.86	33.31	1,470	6.59	31.48
#11	- 18.25	28.73	43.21	1,470	6.75	30.00

\* Refuerzo mínimo

De conformidad con la tabla anterior, las separaciones máximas para controlar el agrietamiento en todas las varillas utilizadas resultan mayores a las propuestas y por lo tanto, se aceptan los resultados obtenidos según las Tablas E.2.3. y E.2.6.

Tal y como se llevó a cabo en el Ejemplo No.1, para depósitos cilíndricos, es aconsejable revisar las condiciones de agrietamiento, calculadas mediante el procedimiento británico, para verificar la estanqueidad de los depósitos y poder tener una comparación con el procedimiento recomendado por ACI.

De igual manera, para las condiciones de servicio, es necesario revisar las longitudes de desarrollo y traslape de las varillas, tal y como se hizo en el Ejemplo No. 1, y como lo sugiere el ACI-318.

En el presente ejemplo se han dejado de ilustrar los casos en que los tableros o muros del depósito tengan que soportar presiones por el exterior, debidas al empuje de tierras, lo cual sucede cuando el depósito se encuentre enterrado o semienterrado. Tampoco se ha ilustrado la influencia en los elementos mecánicos de los tableros, cuando el depósito contenga una cubierta o tapa. Estos casos se dejan al lector para que los investigue por su cuenta.

### 5.0. Diseño de la losa de fondo para un espesor $h = 40$ cm

Como ya se ha mencionado, se utiliza una losa estructural cuando el terreno no es lo suficientemente adecuado para soportar el peso del depósito y el del agua contenida.

Si se cuenta con un terreno de poca compresibilidad, la losa de piso representa tan sólo una membrana impermeable, en tanto que el peso de los muros y la cubierta del depósito se apoyan en una zapata perimetral.

Cuando el depósito está enterrado o semienterrado, es costumbre que la losa de piso se proyecte más allá del área que abarca el depósito, tal y como se muestra en la Figura E.2.8. De esta forma, las salientes o aleros en voladizo, soportan un cierto volumen de tierra. Este peso sobre los aleros de la losa de piso, es por tanto, útil para ofrecer un contrapeso que se oponga a la flotación del depósito, cuando exista una subpresión provocada por la existencia del agua freática.

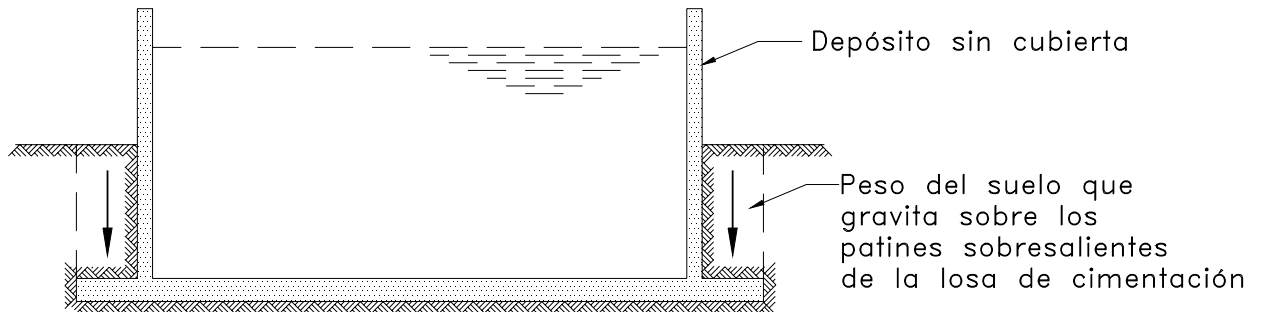


Figura E.2.8

En el presente ejemplo se propone el diseño de una losa estructural de piso, con un espesor  $h = 40$  cm. Por simplicidad, para la ilustración de este ejemplo, se prescinde de los mencionados aleros.

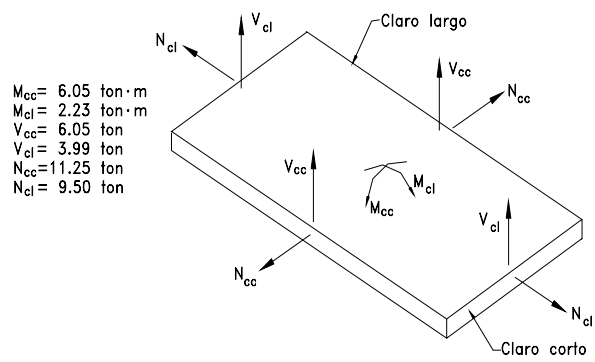
La losa estructural se diseña en dos direcciones, simplemente apoyada en su perímetro.

Se supone que la presión neta abajo de la losa es una carga uniformemente repartida producida por el peso de los muros. Nótese que esta presión *net*a no incluye el peso de la losa, ni considera que el depósito contenga agua en su interior.

La presión real ejercida sobre el terreno deberá constar, además del peso de toda la estructura, incluyendo la cubierta, si ésta existe, del peso de la losa del piso y el del agua. El peso de los muros convencionalmente supuestos, como ya se dijo, como una carga uniformemente repartida sobre el terreno, únicamente se utiliza para el diseño estructural de la losa de piso, en la suposición de que el depósito se encuentra vacío.

En el libro de Batty & Westbrook: *The Design of Water-Retaining Structures*, el cual se menciona en las referencias bibliográficas a este Manual, se incluyen procedimientos alternativos para el diseño de las cimentaciones de los depósitos, tanto rectangulares como cilíndricos. Se remite al lector interesado, a dicha publicación.

### **5.1. Cálculo del peso de los muros del recipiente y su presión sobre el terreno**



Elementos mecánicos en la losa de fondo

FIG. E.2.9a

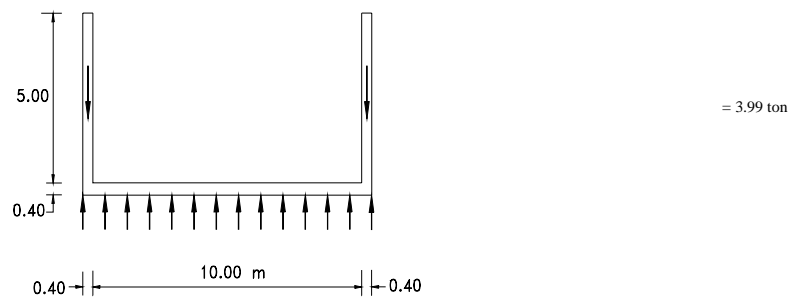
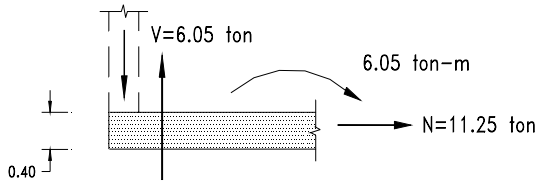
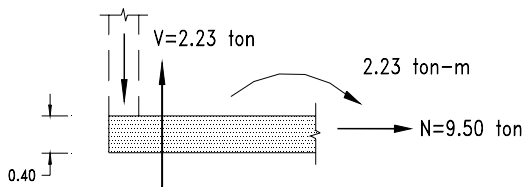


FIG. E.2.9b



Claro corto

FIG. E.2.10



Claro largo

FIG. E.2.11

*Figuras E.2.9 a y b, E.2.10 y E.2.11, que muestran los elementos que actúan sobre la losa de piso y un corte en elevación que muestra las cargas sobre la cimentación del depósito*

$$p = \frac{[2(0.40)5.00(10.80 + 5.00)]2.4}{10.80(5.80)} = \frac{151.68}{62.64} = 2.42 \text{ ton/m}^2$$

El área de apoyo:  $10.80 \times 5.80 \text{ m} = 62.64 \text{ m}^2$ , cuando no se considera una proyección de la losa de cimentación más allá al perímetro del depósito. Véase la Figura E.2.9.

## 5.2. Momentos y cortantes en la losa

### 5.2.1. Momentos flexionantes

Se emplea la Tabla IV de la PCA, que resulta útil cuando se considera una losa con una carga uniformemente repartida, como es el caso.

Para  $b/a = 10/5 = 2$ , donde  $a$  es el claro corto y  $b$  es el largo. Los coeficientes para el centro del claro de la losa ( $y = 0$ ) son los siguientes:

X/A	$M_x$	$M_y$
-----	-------	-------

1/2	+0.100	+0.037
-----	--------	--------

El momento flexionante  $M = \text{coef.} \times (w a^2)$ . Los momentos se calculan al paño del apoyo.

Para el claro corto:  $M_x = +0.100(2.42)5.00^2 = + 6.05 \text{ ton-m.}$

Para el claro largo:  $M_y = +0.037(2.42)5.00^2 = + 2.23 \text{ ton-m.}$

Véanse las Figuras E.2.10 y E.2.11.

### 5.2.2. Fuerzas cortantes

Para una losa perimetral y simplemente apoyada, se considera que las fuerzas cortantes en los apoyos se reparten como sigue:

Cortante en el claro corto  $= 0.50(2.42)5.00 = 6.05 \text{ ton.}$

Cortante en el claro largo  $= 0.33(2.42)5.00 = 3.99 \text{ ton.}$

Véase la parte inferior de la página 63 del libro ya citado, de Batty y Westbrook: *The Design of Water-Retaining Structures*.

Nótese que estas son fuerzas cortantes verticales en la losa de fondo, como consecuencia de las cargas verticales en el depósito.

Los cortantes se calculan al paño del apoyo. En rigor, según lo indica el Artículo 11.1.3.1 de ACI 318-95, los cortantes pueden calcularse a una distancia  $d$  a partir del paño del apoyo, pero como se aprecia más adelante, no es determinante la influencia del cortante en los resultados que se obtienen para este depósito, por lo que aquí se prescinde de este recurso. Véanse las Figuras E.2.10 y E.2.11.

### 5.2.3. Las fuerzas de tensión directa sobre la losa de fondo

Las fuerzas cortantes que aparecen en la base de los muros como resultado de los momentos verticales, dan lugar a fuerzas de tensión directa en la losa de fondo. Dichas fuerzas son:

Sobre el claro corto;  $N = 11.25 \text{ ton.}$

Sobre el claro largo;  $N = 9.50 \text{ ton.}$

Véanse las Figuras E.2.10 y E.2.11.

## 5.3. Refuerzo mínimo para contracción y fraguado

### 5.3.1. Refuerzo mínimo en ambas direcciones de la losa

El porcentaje de refuerzo mínimo, según el subcapítulo 2.3 de este Manual, vale:

$$\rho_{min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.8\sqrt{250}}{4200} = 0.00301$$

pero no menor a:

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

y por lo tanto, el refuerzo horizontal mínimo:

$$A_{smin} = \rho_{min} (bd) = 0.0033(100)d = 0.33d \text{ cm}^2/\text{m}$$

No es necesario que se cumpla el requisito para el refuerzo mínimo por flexión calculado, como se anota arriba, si éste proporciona un área mayor a 4/3 veces el refuerzo calculado de acuerdo con el análisis (ACI 318-95 Artículo 10.5.3). Aparentemente, esta disposición tan sólo es aplicable cuando se emplea el Método de Resistencia Última, toda vez que el Reglamento no menciona nada a este respecto, en el Apéndice A, el relativo al Método Alternativo de Diseño.

### 5.3.2. Refuerzo para temperatura y fraguado en ambas direcciones del lecho inferior de la losa

Las disposiciones de la sección 7.12: Refuerzo para Contracción y Temperatura, del ACI 318-95, indican que las mismas no son aplicables a las losas soportadas por el terreno.

## 5.4. Diseño por flexión y tensión directa, mediante el procedimiento de resistencia última

### 5.4.1. Diseño del claro corto

El momento factorado:

$$M_u = 1.7(1.3)(6.05) = 2.21(6.05) = 13.37 \text{ ton-m}$$

La tensión directa (véanse las Figuras E.2.10 y E.2.11):

$$N_u = 1.7(1.65)(11.25) = 2.81(11.25) = 31.61 \text{ ton}$$

Si  $h = 40$  cm, la capa del refuerzo principal más próxima a la cara de la sección de concreto es la correspondiente al claro corto, por lo cual, si supone que se utilizan varillas del #6 ( $\frac{3}{4}$  de pulgada) el peralte efectivo de éste, vale:

$$d = h - \text{rec.} - \phi/2(\text{var. \#6}) = 40 - 5 - 0.95 = 34.05 \cong 34 \text{ cm}$$

De donde se procede a verificar si el espesor asignado a la losa es adecuado por cortante en presencia de la tensión directa.

Para determinar el refuerzo de flexión, se procede de la siguiente manera:

$$K_u = \frac{M_u}{F_R f_c' b d^2} = \frac{13.37(10)^5}{0.9(250)100(34.0)^2} = 0.0514$$

Con este valor de  $K_u$  se entra a la Tabla 10.1 de la publicación *Notes on ACI 318-95* de *Portland Cement Association*, encontrándose:

$$\omega = 0.053$$
$$\rho = \omega \frac{f_c'}{f_y} = 0.053 \frac{250}{4200} = 0.00315$$

$$A_{s,calc} = \rho b d = 0.00315(100)34 = 10.71 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

El área necesaria para flexión, de 10.71 cm<sup>2</sup>/m, deberá compararse con el refuerzo mínimo que se indica en 5.3.1.

$$A_{s,min} = 0.33d = 0.33(34) = 11.22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Toda vez que  $A_{s,calc} < A_{s,min}$  es necesario determinar si 4/3 del área calculada resulta mayor o menor al refuerzo mínimo (véase 5.3.1 en este ejemplo). En efecto:

$$1.33(10.71) = 14.24 > 11.22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

∴ en este caso sí rige el refuerzo mínimo

El área de acero necesaria para soportar la tensión directa:

$$A_{s,tens} = \frac{N_u}{2F_R f_y} = \frac{31.61}{2(0.9)4.2} = 4.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El refuerzo para la tensión directa se divide en partes iguales entre el lecho superior y el inferior de la losa.

$$A_{s,total} = 11.22 + 4.18 = 15.40 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (varillas de \#6 @ 18 cm con 15.94 cm}^2/\text{m)}$$

No debe olvidarse que este refuerzo se coloca en el lecho superior de la losa.

#### 5.4.2. Diseño del claro largo

$$M_u = 2.21(2.23) = 4.93 \text{ ton-m}$$

$$N_u = 2.81(9.50) = 26.70 \text{ ton} \quad (\text{Ver Figura E.2.11})$$

En la suposición de que se colocan varillas del #5, el peralte efectivo del claro largo, vale:

$$d_{\text{claro largo}} = d_{\text{claro corto}} - \phi/2(\text{var. \#6}) - \phi/2(\text{var. \#5}) = 40 - 5 - 0.95 - 0.8 = 33.25 \text{ cm}$$

$$K = \frac{M_u}{F_R f'_c b d^2} = \frac{3.93(10)^5}{0.9(250)100(33.25)^2} = 0.0158$$

De la Tabla 10.1 de Notes on ACI 318-95:

$$\omega = 0.016$$
$$\rho = \omega \frac{f'_c}{f_y} = 0.016 \frac{250}{4200} = 0.00095$$

$$A_{s,flex} = \rho b d = 0.00095(100)33.25 = 3.17 \text{ cm}^2/\text{m}$$



$$4/3 A_{scalc} = 1.33(3.17) = 4.22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El correspondiente refuerzo mínimo para el claro largo:

$$A_{smín} = 0.33d = 0.33(33.25) = 10.97 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{ACI 318-95, sección 10.5})$$

Como  $4.22 < 10.97$ , controla el área de  $4.22 \text{ cm}^2/\text{m}$

El refuerzo para la tensión directa:

$$A_{s,tens.} = \frac{N_u}{2F_R f_y} = \frac{26.70}{2(0.9)4.2} = 3.53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,total} = 4.22 + 3.53 = 7.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colóquense varillas del #5 @ 25 cm ( $7.92 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

## 5.5. Diseño por flexión y tensión directa, mediante el método alternativo

### 5.5.1. Diseño del claro corto

El momento flexionante en el claro corto es igual a 6.05 ton-m, como ya se vio en 5.2. Ver Figura E.2.10.

La fuerza de tensión directa:  $N = 11.25 \text{ ton}$

El esfuerzo de trabajo para las varillas de los No's. 6 al 8, para la flexión, con una exposición sanitaria normal,  $f_s = 1,540 \text{ kg/cm}^2$ ; en tanto que la tensión axial admisible, para todos los diámetros de las varillas  $f_s = 1,400 \text{ kg/cm}^2$ . Ver la Tabla E.2.3 de este ejemplo.

Para varillas del #6, de la Tabla E.2.5:

$$k = 0.397 \text{ y } j = 0.868$$

El peralte efectivo  $d = 34 \text{ cm}$ , según se calculó en 5.4.1. Por lo tanto, para el claro corto:

$$jd = 0.868(34) = 29.5 \text{ cm}$$

$$A_{s,total} = \frac{M}{f_s jd} + \frac{N}{2f_s} = \frac{6.05(10)^5}{1540(29.5)} + \frac{11.25}{2(1.40)} = 13.32 + 4.02 = 17.34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{SFLEX} > A_{S,MIN}$$

Ya que  $13.32 > 11.22 \text{ cm}^2/\text{m}$  (ver 5.4.2 de este ejemplo), rigen  $13.32 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Colóquense varillas del # 6 @ 16 ( $17.94 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

### 5.5.2. Diseño del claro largo

Ver Figura E.2.11.

El peralte efectivo del claro largo ya se calculó en el inciso anterior y vale  $d = 33.25$  cm. De 5.2, el momento flexionante:

$$M = 2.23 \text{ ton-m}$$

De 5.3, la tensión directa en el claro largo es igual a:

$$N = 9.50 \text{ ton}$$

Según la Tabla E.2.5, el esfuerzo permisible en el refuerzo de varillas del # 5:

$$f_s = 1\,680 \text{ kg/cm}^2,$$

y para varillas de los No's. 6 al 8:

$$f_s = 1\,540 \text{ kg/cm}^2$$

De la Tabla E.2.5,  $k = 0.376$ ;  $j = 0.875$ . En la suposición de que se utilizan varillas del #5, el brazo del par resistente:

$$jd = 0.875(33.25) = 29.09 \text{ cm}$$

El refuerzo mínimo para flexión en el claro largo es:

$$A_{s,min} = 0.33(33.25) = 10.97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,flex} = \frac{M}{f_s jd} = \frac{2.23(10)^5}{1680(29.09)} = 4.56 < 10.97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$\therefore$  rige el refuerzo mínimo.

El área de refuerzo para la tensión directa:

$$A_{s,tens} = \frac{N}{2f_s} = \frac{9.50}{2(1.4)} = 3.40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El área total en el claro largo:

$$A_{s,total} = 10.97 + 3.40 = 14.37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colóquense varillas del #5 @ 13 cm ( $A_s$  proporcionada = 15.22 cm<sup>2</sup>/m).

## 5.6. Revisión del cortante

a) En el claro corto (véase la Figura E.2.10):

$$V = 6.05 \text{ ton}$$

$$v_c \leq 0.29\sqrt{f'_c} = 0.29\sqrt{250} = 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

A.7.4.1 ACI 318-95

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{6.05(10)^3}{100(34)} = 1.78 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. (A-1)}$$

ACI 318-95

$$1.78 < 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

b) En el claro largo (véase la Figura E.2.11):

$$V = 3.99 \text{ ton}$$

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{3.99(10)^3}{100(33.25)} = 1.20 < 4.59 \quad \text{Correcto}$$

## 5.7. Comentarios

A partir de los resultados anteriores, con un espesor de 40 cm en la losa, todo el acero de refuerzo es menor que el mínimo, por lo que se antoja que podría reducirse el espesor a 35 cm, aun cuando el espesor de la losa y el de los muros no coincidirán. Sin embargo, hay que tomar en consideración que pueden existir otras condiciones de carga, como lo es la subpresión, las cuales podrían cambiar la magnitud de los elementos mecánicos en la losa de fondo. Por ello, se deja al lector estudioso, la investigación del efecto de la subpresión provocada por el agua freática en la losa de fondo.

A continuación se lleva a cabo un diseño comparativo, en la suposición de que el espesor de la losa es de 35 en vez de 40 cm.

## 6.0. Diseño de la losa de fondo para un espesor $h = 35$ cm

### 6.1. El peso de los muros del depósito y su presión sobre el terreno

Al igual que en 5.1, la presión sobre el terreno es  $p = 2.42 \text{ ton/m}^2$ . El área de apoyo se calculó igual a  $10.80 \times 5.80 \text{ m} = 62.64 \text{ m}^2$ , si es que no se considera una proyección de la losa de cimentación más allá del perímetro del depósito.

### 6.2. Momentos y cortantes en la losa

#### 6.2.1. Momentos flexionantes

De 5.2.1:

Para el claro corto:  $M_x = 6.05 \text{ ton-m}$ .

Para el claro largo:  $M_y = 2.23 \text{ ton-m}$ .

#### 6.2.2. Fuerzas cortantes

De 5.2.2:

Cortante en el claro corto:  $6.05 \text{ ton}$ .

Cortante en el claro largo:  $3.99 \text{ ton}$ .

### 6.2.3. Las fuerzas de tensión directa

Sobre el claro corto;  $N = 11.25$  ton.

Sobre el claro largo;  $N = 9.50$  ton.

## 6.3. Diseño por flexión y tensión directa mediante el procedimiento de resistencia última

### 6.3.1. Diseño del claro corto

De 5.4.1, el momento flexionante en condiciones últimas es:

$$M_u = 13.37 \text{ ton-m}$$

En tanto que la tensión directa en el claro corto de la losa de fondo es el cortante en el punto 9 e igual a 11.25 ton.

$$N_u = 2.81 (11.25) = 31.61 \text{ ton}$$

Supóngase que se utilizan varillas del #6. Por consiguiente, si se tiene que  $h = 35$  cm y se colocan las varillas con 5 cm de recubrimiento libre, se tiene:

$$d = 35 - 5 - 0.95 = 29.05 \cong 29 \text{ cm}$$

Prosiguiendo:

$$K_u = \frac{M_u}{F_R f'_c b d^2} = \frac{13.37(10)^5}{0.9(250)100(29)^2} = 0.071$$

De la Tabla 10.1 de *Notes on ACI 318-95*:

$$\omega = 0.074$$

y por consiguiente:

$$\rho = \omega \frac{f'_c}{f_y} = 0.074 \frac{250}{4200} = 0.0044 > 0.0033$$

De 5.31, el refuerzo mínimo:

$$\rho = 0.0033$$

$\therefore$  el refuerzo necesario es  $>$  al refuerzo mínimo:

$$A_s = \rho b d = 0.0044(100)29 = 12.77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El acero para la tensión directa:

$$A_{s,tens} = \frac{N_u}{2F_R f_y} = \frac{31.61}{2(0.9)4.2} = 4.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El refuerzo total en el lecho superior del claro corto de la losa, vale:

$$A_{st} = 12.77 + 4.18 = 16.95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colóquense varillas del # 6 @ 16 cm (17.24 cm<sup>2</sup>/m).

### 6.3.2. Diseño del claro largo

El momento y la tensión directa en el claro largo valen:

$$M_u = 4.93 \text{ ton} - \text{m}$$

$$N_u = 26.70 \text{ ton}$$

El peralte efectivo en el claro largo:

$$d = h - \text{rec} - \phi(\text{var \#6}) - \phi/2 (\text{var \#5}) = 35 - 5 - 1.9 - 0.8 = 27.30 \text{ cm}$$

si se supone que se utiliza varilla del # 5.

$$K_u = \frac{4.93(10)^5}{0.9(250)100(27.30)^2} = 0.0294$$

De donde:

$$\omega = 0.0300$$

$$\rho = 0.0300 \frac{250}{4200} = 0.0018 < 0.0033$$

Sin embargo:

$$4/3 A_{scal} = 1.33(0.0018)100(27.30) = 6.48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = 0.33d = 0.33(27.30) = 9.00 > 6.48$$

∴ rige 6.48 cm<sup>2</sup>/m

$$A_{s,tens} = \frac{26.70}{2(0.9)4.2} = 3.53 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{stotal} = 6.48 + 3.53 = 10.01 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Colóquense varillas del #5 @ 19 (10.42 cm<sup>2</sup>/m).

## 6.4. Diseño por flexión y tensión directa mediante el método alternativo

### 6.4.1. Diseño del claro corto

El momento flexionante:

$$M = 6.05 \text{ ton-m}$$

y la tensión directa:

$$N = 11.25 \text{ ton}$$

Si se supone que se utilizan varillas del #6, de la Tabla E.2.5:

$$f_s \text{ a flexión} = 1540 \text{ kg/cm}^2; \quad k = 0.397; \quad j = 0.868$$

Ya se ha obtenido que (ver 6.3.1):

$$d = 29 \text{ cm}$$

por lo cual:

$$jd = 0.868 (29) = 25.17 \text{ cm}$$

$$A_{s,flex} = \frac{M}{f_s jd} = \frac{6.05(10)^5}{1540(25.17)} = 15.61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = 0.33d = 0.33(29) = 9.57 < A_{s,flex}$$

$\therefore$  rigen  $15.61 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$A_{s,tens} = \frac{11.25}{2(1.4)} = 4.02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,total} = 15.61 + 4.02 = 19.63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colóquense vars. del # 6 @ 14 ( $20.50 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

#### 6.4.2. Diseño del claro largo

El momento flexionante:

$$M = 2.23 \text{ ton-m}$$

y la tensión directa:

$$N = 9.5 \text{ ton}$$

De 6.3.2, para varillas del # 5 :

$$k = 0.376; \quad j = 0.875; \quad d = 27.30 \text{ cm},$$

Por lo tanto:

$$jd = 0.875(27.30) = 23.89 \text{ cm}$$

$$A_{s,flex.} = \frac{2.23(10)^5}{1680(23.89)} = 5.56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = 0.33d = 0.33(27.30) = 9.01 > 5.37$$

$\therefore$  rige el refuerzo mínimo

Por consiguiente:

$$A_{s,flex} = 9.01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,tens.} = \frac{9.5}{2(1.4)} 3.39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{total} = 9.01 + 3.39 = 12.40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colóquense vars. del # 5 @ 15 cm (13.20 cm<sup>2</sup>/m).

Ver las Figuras E.2.12 y E.2.13.

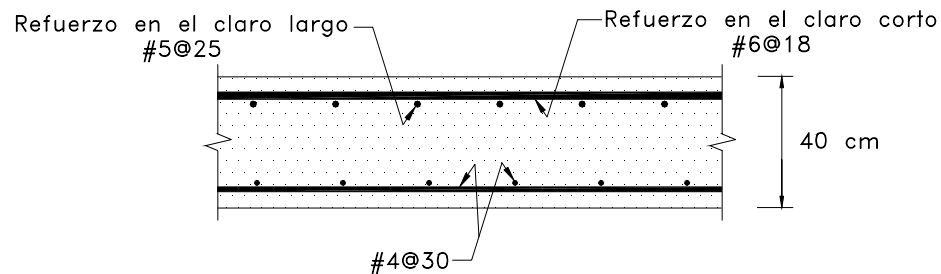
Tabla E.2.9. Comparación de los refuerzos obtenidos para cada uno de los procedimientos de diseño de la losa de fondo

LOSA DE FONDO								
ESPESOR: $H = 40$ CM	MOMENTO  TON-M	TENSION  TON	MÉTODO DE RESISTENCIA ÚLTIMA			MÉTODO ALTERNATIVO		
			$A_{S,FL}$ <small>EX</small> CM <sup>2</sup> /M	$A_{S,TE}$ <small>NS</small> CM <sup>2</sup> /M	$A_S$ <small>TOTAL</small> CM <sup>2</sup> /M	$A_{S,FL}$ <small>EX</small> CM <sup>2</sup> /M	$A_{S,TE}$ <small>NS</small> CM <sup>2</sup> /M	$A_S$ <small>TOTAL</small> CM <sup>2</sup> /M
CLARO CORTO	+ 6.05	11.25	11.2 2*	4.18	15.4 0	13.3 2	4.02	17.3 4
CLARO LARGO	+2.23	9.50	4.22 **	3.53	7.75	10.9 7*	3.40	14.3 7
ESPESOR: $H = 35$ CM								
CLARO CORTO	+ 6.05	11.25	13.3 2	4.02	17.3 4	15.6 1	4.02	19.6 3
CLARO LARGO	+2.23	9.50	6.48 **	3.53	10.0 1	9.01 *	3.39	12.4 0

\* Refuerzo mínimo.

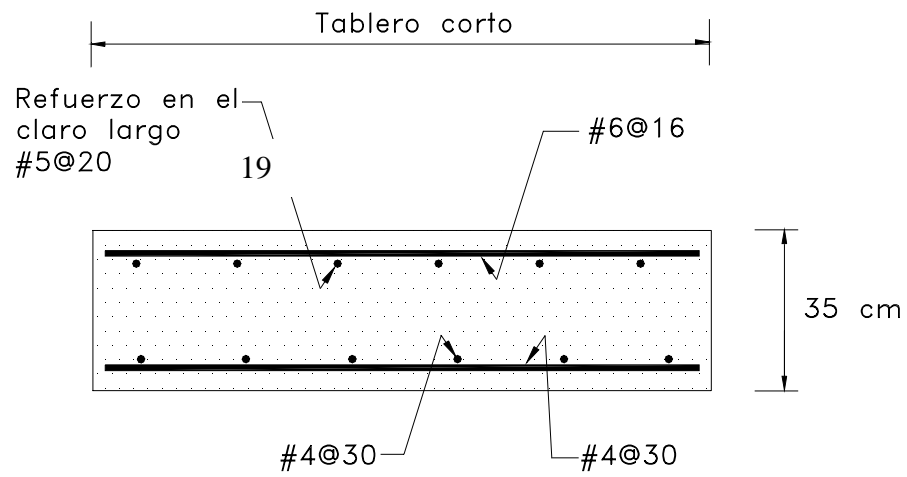
\*\* 4/3 x el refuerzo calculado.

Puede verse que el refuerzo requerido para uno u otro procedimiento (el método de resistencia última, o bien, el método alternativo), tanto en los muros como en la losa de piso, resulta ser parecido en ambos casos, y por esta razón, aun cuando el método alternativo proporciona resultados algo más conservadores, el informe del Comité 350 admite el diseño con cualquiera de los métodos.



Refuerzo en la losa de piso, con espesor de 40 cm

Figura E.2.12



Refuerzo en la losa de piso con espesor de 35 cm

Figura E.2.13



# **EJEMPLO No. 3**

## **ANÁLISIS SÍSMICO PARA UN DEPÓSITO RECTANGULAR DE 30 METROS DE LONGITUD POR 20 METROS DE ANCHO Y 5 DE ALTURA**

Las ecuaciones propuestas por Housner para depósitos rectangulares, las cuales aparecen en el Manual de la Comisión Federal de Electricidad, son las siguientes, con algunas adaptaciones:

Para depósitos rectangulares en los cuales  $\frac{H_L}{L} \leq 0.75$ :

El peso de la masa impulsiva:

$$W_I = \frac{\tanh\left(0.85 \frac{L}{H_L}\right)}{0.85 \frac{L}{H_L}} W_L$$

El peso de la masa convectiva:

$$W_C = \frac{0.83 \tanh\left(3.16 \frac{H_L}{L}\right)}{3.16 \frac{H_L}{L}} W_L$$

La altura de la masa impulsiva sobre el fondo del depósito:

$$H_I = 0.38 H_L \left\{ 1 + \alpha \left[ \frac{W_L}{W_C} - 1 \right] \right\}$$

La altura de la masa convectiva sobre el fondo del depósito:

$$H_C = H_L \left\{ 1 - 0.083 \frac{W_L}{W_C} \left( \frac{L}{H_L} \right)^2 + 0.315 \beta \frac{L}{H_L} \sqrt{0.07 \left( \frac{L W_L}{H_L W_C} \right)^2 - 1} \right\}$$

La rigidez del resorte de la masa convectiva:

$$K_C = \frac{12H_L}{W_L} \left( \frac{W_C}{L} \right)^2$$

Donde:

$W_L$  = peso del líquido que contiene el depósito.

$W_I$  = peso de la masa impulsiva.

$W_C$  = peso de la masa convectiva.

$L$  = dimensión del depósito en la dirección considerada para el análisis.

$H_L$  = altura del tirante del líquido.

$H_I$  = altura sobre el fondo del depósito a la cual se considera se encuentra la masa impulsiva.

$H_C$  = altura sobre el fondo del depósito a la cual se considera se encuentra la masa convectiva.

$H_M$  = altura de la pared del depósito.

$K_I$  = rigidez del resorte al que está unida la masa convectiva.

Estas ecuaciones sólo toman en cuenta al depósito sin cubierta. Para los depósitos cubiertos es necesario incluir el peso de la cubierta.

Cuando el depósito esté cubierto, el tirante del líquido deberá ser menor a la altura total del depósito, es decir, existirá una condición de superficie libre.

En el presente ejemplo se analiza un depósito que descansa sobre la superficie del terreno. La dirección del movimiento sísmico y por lo tanto, la que se analiza, es  $L$ .

1. Para el análisis sísmico, supóngase que el tirante del líquido dentro del depósito es un 80% de la altura total del muro,  $H_M$ , por lo cual,  $H_L = 4.00$  m.

2. La relación  $H_L/L = 4/30 = 0.133 < 0.75$  y por lo tanto son aplicables las ecuaciones propuestas.

3. El peso del líquido contenido es:

$$W_L = 30(20)4.0(1 \text{ ton/m}^3) = 2,400 \text{ ton}$$

4. Cálculo de  $W_I$ ,  $H_I$ ,  $W_C$  y  $H_C$ .

Debemos recordar las funciones trigonométricas hiperbólicas:

$$\sinh(x) = \frac{e^x - e^{-x}}{2}$$

$$\cosh(x) = \frac{e^x + e^{-x}}{2}$$

$$\tanh(x) = \frac{e^x - e^{-x}}{e^x + e^{-x}}$$

y que 'e', la base de los logaritmos naturales, es igual a 2.7282

Reemplazando los valores en las ecuaciones propuestas, se obtiene:

$$\begin{aligned}W_I &= 376.5 \text{ ton} \\H_I &= 1.50 \text{ m para } \alpha = 0, \text{ y } 2.08 \text{ m para } \alpha = 1.33 \\W_C &= 1,879.3 \text{ ton} \\H_C &= 2.15 \text{ m para } \beta = 1 \text{ y } 24.16 \text{ m para } \beta = 2\end{aligned}$$

En primer término sólo interesa calcular el efecto de la presión sobre las paredes del depósito, por lo cual se considerarán tan sólo los resultados calculados para  $\alpha = 0$  y  $\beta = 1$ .

5. Cálculo de la rigidez de resorte de la masa convectiva:

$$K_C = \frac{12H_L W_C^2}{W_L L^2} = \frac{12(4.00) \left( \frac{1879.3}{30} \right)^2}{2400} = 78.5 \text{ ton/m}$$

6. Peso de los paredes del depósito

$$W_M = (30.30 + 20.30)2 (5.00) 0.3 (2.4 \text{ ton/m}^3) = 364.3 \text{ ton}$$

7. La altura del centroide de las masas: impulsiva y los muros, se calcula con la siguiente expresión:

$$H_g = \frac{M_I H_I + M_M H_M}{M_I + M_M} = \frac{g(W_I H_I + W_M H_M)}{g(W_I + W_M)} = \frac{376.5(1.50) + 364.3(2.50)}{376.5 + 364.3} = 1.99 \text{ m}$$

Nótese que  $H_M$ , el centroide de masas del muro se encuentra situado a  $\frac{1}{2}$  de su altura.

## 8. Cálculo de las fuerzas cortantes y los momentos sísmicos

### 8.1. Masas impulsivas

#### 8.1.1. La fuerza cortante en la base causada por la masa impulsiva y los muros del depósito

Para el cálculo de las fuerza sísmicas se introduce el uso de la 2ª. Ley de Newton, y entonces se tiene:

$$V_I = \text{Masaimpulsiva} / \text{la aceleración}$$

$V_I$  no es otra cosa que la fuerza cortante sísmica en la base del depósito, correspondiente a las masas impulsivas.

Si se utiliza un análisis espectral, supóngase que a partir del espectro del sitio donde se piensa construir el depósito, se ha obtenido la aceleración máxima del terreno, la cual, en la terminología de la dinámica espectral se conoce como pseudo-aceleración, designándose por  $S_w$ , es igual a 0.30 de la aceleración de la gravedad, o 0.30 de  $g$ .

Si se aplica la ecuación propuesta para  $V_I$ , la cual es la fuerza cortante sísmica en la base del depósito, producida por la masa impulsiva:

$$V_I = \frac{W_I + W_M}{g} g S_a = (376.5 + 364.3)0.30 = 222.2 \text{ ton}$$

### 8.1.2. Momento de volteo causado por la masa impulsiva y los muros del depósito

$$M_I = V_I H_G \\ M_I = 222.2(1.99) = 442.18 \text{ ton-m}$$

## 8.2. Masa convectiva

### 8.2.1. Fuerza cortante en la base causada por la masa convectiva

Anteriormente se ha calculado que la rigidez del resorte que se supone está adherido a la masa convectiva,  $K_C = 78.5 \text{ ton/m}$ .

El desplazamiento de la masa convectiva se puede calcular a partir del valor de la pseudo-velocidad máxima  $S_v$ , la cual, supóngase que ha sido determinada igual a  $0.60 \text{ m/seg}$ , a partir del espectro de velocidades.

El desplazamiento de la masa:

$$A_C = \frac{S_v}{\omega_C}$$

Donde  $\omega_C$  es la frecuencia natural circular de vibración de la masa convectiva, misma que se calcula a continuación, y vale:

$$\omega_C = \sqrt{\frac{K_C}{M_C}} = \sqrt{\frac{K_C g}{W_C}} = \sqrt{\frac{78.5(9.81)}{1879.3}} = 0.64 \text{ rad/seg}$$

que corresponde a un periodo:

$$\tau_C = \frac{2\pi}{\omega_C} = \frac{2\pi}{0.64} = 9.82 \text{ seg}$$

El desplazamiento máximo de la masa convectiva vale entonces:

$$A_C = \frac{S_v}{\omega_C} = \frac{0.60}{0.64} = 0.94 \text{ m}$$

por lo que la fuerza cortante en la base es igual a:

$$V_c = K_C A_C = 78.5(0.94) = 73.8 \text{ ton}$$

Este resultado puede verificarse de dos maneras, a saber:

puesto que  $S_a = \omega_C S_v = 0.64 (0.60) = 0.384 \text{ m/seg}^2$ , y

$$V_c = M_c S_a = \frac{1879.3}{g} (0.384) = 73.6 \text{ ton}$$

Nótese que esta  $S_a$  no es la misma que la aceleración espectral de 0.30 de  $g$ , que se utilizó previamente, ya que  $S_v$  es la seudo velocidad máxima a la cual corresponde una  $S_a$  calculada como se acaba de indicar. Recuérdese que el máximo de la seudo velocidad y la seudo aceleración, no suelen ocurrir al mismo tiempo.

También puede existir cierta confusión con esta  $M_c$  que arriba se ha utilizado para representar a la masa convectiva y más adelante, el mismo símbolo representa el momento de volteo en la base, de la misma masa convectiva. Se recomienda al lector tener cuidado de no confundirse.

También puede obtenerse  $V_c$  mediante la expresión:

$$\theta = 1.58 \frac{A_c}{L/2} \tanh\left(3.16 \frac{H_L}{L}\right)$$

Donde  $\theta$  es la amplitud angular de las oscilaciones libres de la superficie del líquido.

$$\text{Si: } \tanh\left(3.16 \frac{H_L}{L}\right) = 0.398$$

$$\theta = 1.58(0.94) \frac{2}{30} (0.398) = 0.039$$

y

$$V_c = W_c \theta = 1879.3(0.039) = 74 \text{ ton}$$

Valor muy parecido a 73.6 y 73.8 ton.

### 8.2.2. Momento de volteo provocado por la masa convectiva

$$M_c = V_c H_c$$

$$M_c = 73.8((2.15) = 158.67 \text{ ton-m}$$

### 8.3. Cortante y momento totales y probables

El cortante total en la base tendrá un valor máximo de:

$$V_{base} \leq 222.2 + 73.8 = 296.0 \text{ ton}$$

Pero como los valores máximos de cada una de las fuerzas cortantes a que dan lugar las fuerzas de inercia en cada masa, no suelen ocurrir al mismo tiempo, es probable que la fuerza cortante en la base en la dirección de  $L$ , no exceda de:

$$V_{base} = \sqrt{V_I^2 + V_C^2} = \sqrt{222.2^2 + 73.8^2} = 234.14 \text{ ton}$$

El momento total de volteo en la base del depósito, tendrá un valor máximo de:

$$M_{\text{volteo}} = M_I + M_C = 442.18 + 158.67 = 600.85 \text{ ton-m}$$

El probable momento de volteo se calcula como:

$$M_{\text{volteo}} = \sqrt{M_I^2 + M_C^2} = \sqrt{442.18^2 + 158.67^2} = 469.79 \text{ ton-m}$$

Recuérdese que estos valores de las fuerzas cortantes y momentos de volteo, deben todavía quedar afectados por los correspondientes factores de carga y de reducción por la ductilidad de la estructura.

El reglamento ACI 318-95, señala que el factor de carga aplicable es el establecido en la Sección 9.22, Ecuación (9.2), como sigue:

$$R_R = 1.05 C_M + 1.28 C_V + 1.4 C_S$$

Donde  $R_R$  es la resistencia requerida;  $C_M$ ,  $C_V$ , y  $C_S$  denotan carga muerta, viva, y sísmica, respectivamente.

Por otra parte, el Manual de la Comisión Federal de Electricidad recomienda que para depósitos de concreto reforzado, se puede aplicar una reducción por ductilidad de 1.5.

Estos dos factores: 1.4 y 1/1.5 son aplicables a los elementos mecánicos resultantes, para sobreponerse a los de las cargas muerta y viva para así poder efectuarse el diseño del depósito.

## 9.0. Altura de la onda

La expresión que proporciona la altura de la onda a que da lugar el chapoteo del líquido, es:

$$d_{\text{máx}} = \frac{0.27L \coth\left(3.16 \frac{H_L}{L}\right)}{\frac{2g}{\omega_c^2 \theta_h L} - 1} \quad (3.11)$$

$$\tanh\left(3.16 \frac{H_L}{L}\right) = 0.398; \text{ por lo tanto:}$$

$$\coth\left(3.16 \frac{H_L}{L}\right) = \frac{1}{\tanh\left(3.16 \frac{H_L}{L}\right)} = \frac{1}{0.398} = 2.5,$$

y si se reemplazan valores, finalmente se tiene:

$$d_{\text{máx}} = \frac{0.27(30)2.51}{\frac{2(9.81)}{0.64^2(0.039)30} - 1} = 0.51 \text{ m}$$

Lo anterior significa que será necesario dejar aproximadamente medio metro libre respecto a la altura total del muro, para evitar derramamientos de líquido en caso de un sismo similar al que se ha utilizado aquí para el diseño del depósito.

**10.0. El efecto de la presión hidrodinámica sobre la pared del depósito se obtiene de conformidad con el *Manual de Diseño de Obras Civiles* de la CFE, en la forma siguiente:**

Sean:

$$v_s = \frac{V}{4B} \quad \text{y} \quad m_s = \frac{M}{4B} \quad (3.15 \text{ y } 3.16)$$

el cortante y el momento por unidad de longitud, que actúan en la dirección considerada, siendo  $2B$  la dimensión del depósito en la dirección perpendicular a la del sismo actuante.

La distribución de la presión lineal  $p_H$  y  $p_O$ , respectivamente en el extremo superior e inferior de la pared del depósito, se determina resolviendo simultáneamente las dos ecuaciones siguientes:

$$(p_O + p_H) \frac{H_L}{2} = v_s \quad \text{Ec. (3.17)}$$

$$(p_O + 2p_H) \frac{H_L^2}{6} = m_s \quad \text{Ec. (3.18)}$$

En este caso:

$$2B = 20 \text{ m}$$

por lo cual:

$$v_s = 234.14/40 = 5.85 \text{ ton/m}$$

y

$$m_s = 469.79/40 = 11.74 \text{ ton/m}$$

La solución de las dos ecuaciones queda como sigue:

$$(p_O + p_H) \frac{4}{2} = 5.85$$

$$(p_O + 2p_H) \frac{16}{6} = 11.74$$

y el resultado es:

$$p_O = 1.42 \text{ ton/m}^2/\text{m}$$

y

$$p_H = 1.49 \text{ ton/m}^2/\text{m}$$

con una distribución de la forma siguiente:

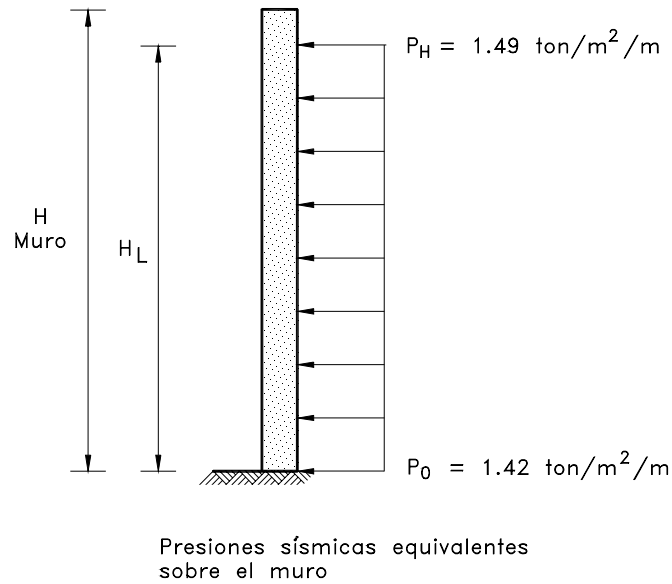


Figura 3.1 Distribución de presiones equivalentes

En este caso particular,  $p_o$  resultó ser ligeramente menor a  $p_h$ , y la carga trapecial se acerca mucho a una carga niforme.

### 11.0. Superposición de las cargas hidrostáticas con las sísmicas

Toda vez que las tablas de *Rectangular Tanks* de PCA, no contienen una tabla específica para cargas uniformes, con las condiciones de apoyo del depósito de este ejemplo, para la superposición de las cargas hidrostáticas con las dinámicas producidas por el sismo, el texto en las mismas tablas sugiere que:

“Proporciona una buena aproximación, el emplear una carga triangular, que tenga la misma área del trapecoide que representa la distribución de carga real.”

Esta misma situación suele presentarse cuando se tiene una carga trapecial de empujes del terreno, como la que se trató en el ejemplo No. 1: Depósito Cilíndrico, sólo que en este caso, los empujes del relleno son de signo contrario a los de la presión interior del agua.

Para este ejemplo, la carga triangular equivalente vale:

área del trapecio:

$$(p_o + p_h) \frac{H_L}{2} = (1.42 + 1.49) \frac{4}{2} = 5.82 \text{ ton/m}$$

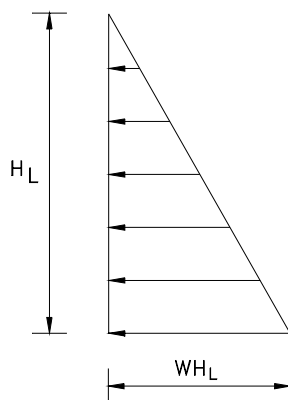
El área del triángulo debe ser:

$$w H_L^2 / 2 = w (4^2/2) = 5.82 \text{ ton/m}$$

de donde:

$$w = 0.73 \text{ ton/m}^3$$





Presión sísmica triangular  
equivalente

Figura 3.2. Carga triangular sísmica equivalente

Esto es: para este ejemplo, la presión sísmica equivalente sobre los muros del depósito, es igual a 73 % de la hidrostática del agua.

### 11.1. Carga trapezoidal en los depósitos cilíndricos

Por otra parte, para los depósitos cilíndricos, existe sin embargo, la Tabla A.7, de *Circular Concrete Tanks*, que proporciona los momentos en el depósito cilíndrico para una carga trapezoidal, cuando el depósito tiene la base articulada y el borde superior libre. También son útiles las Tablas A.3 y A.4, respectivamente, para la tensión anular y los momentos, que proporcionan los coeficientes con una presión uniforme, cuando la base está empotrada y el borde superior libre y por último, la Tabla A.6, que proporciona los coeficientes para la tensión anular de una presión uniforme, cuando la base se encuentra articulada y el borde superior libre.

Por consiguiente, cuando se tenga una carga trapezoidal en un depósito cilíndrico, los momentos se pueden obtener directamente de la Tabla A.7, en tanto que las tensiones se podrán obtener mediante la combinación de una carga triangular más una uniforme.

La distribución de la presión, exclusivamente sobre el muro del depósito, tiene una variación como la que ya se ha mostrado. No se ha incluido el efecto sobre el fondo del depósito. Este efecto es útil para el diseño de la cimentación y adquiere mayor importancia cuando se trata de depósitos de acero, en los cuales su casco y la base del depósito están constituidos por placas de acero de muy pequeño espesor, cuya propensión al pandeo es mucho mayor que en las estructuras de concreto.

### 11.2. Factores de carga, de importancia y de comportamiento sísmico

Habrà que sobreponer la carga hidrostática a esta distribución de presiones equivalentes, aplicando los factores ya mencionados. Se utiliza la misma Tabla V (o la VI para otras condiciones de apoyo), que se empleó para dicha carga hidrostática, a fin de proceder al diseño de los muros del depósito.

Tal y como ya se ha visto en este mismo ejemplo, la ecuación 9.2 de ACI 318-95 y el capítulo 4 de este Manual, señalan que en el caso de acciones sísmicas la resistencia requerida por la estructura, se calcula en la forma siguiente:

$$R_R = 1.05 C_M + 1.28 C_V + 1.4 C_S$$

Pero en ningún caso esta resistencia requerida será menor a:

$$R_R = 1.4 C_M + 1.7 C_V$$

La definición de los términos ya se ha llevado a cabo anteriormente en 8.3 de este mismo ejemplo.

El proyectista puede, por supuesto, optar por los factores de carga y de comportamiento sísmico (ductilidad), que señalen los reglamentos locales donde habrá de construirse la estructura, en vez de los de ACI, aquí propuestos.

Por tratarse de una estructura de las que deben permanecer en servicio después de un sismo, los depósitos para agua, ya sea potable o tratada, deberán considerarse como estructuras de una importancia esencial, en las cuales las presiones sísmicas de diseño se incrementarán un 50% adicional a los valores obtenidos.

Respecto al factor de comportamiento sísmico, se recuerda que el *Manual de Diseño de Obras Civiles* de la CFE recomienda un factor de 1.5 para los depósitos de concreto reforzado. Es decir, se podrán reducir las fuerzas sísmicas obtenidas, dividiéndolas por un factor de 1.5, en razón a la ductilidad de la estructura.

### 11.3. Inclusión de los factores de durabilidad sanitaria

De los ejemplos 1 y 2, se ha de recordar que es necesario aplicar los coeficientes de durabilidad sanitaria, de 1.3 para flexión y 1.65 para tensión directa. De ahí entonces, que si se aplican los factores de carga de ACI para la acción sísmica combinada con la presión hidrostática y se incluyen los coeficientes de durabilidad sanitaria, las correspondientes resistencias requeridas quedan como sigue:

a) Para flexión:

$$R_R = 1.37 C_M + 1.66 C_V + 1.82 C_S$$

b) Para tensión directa:

$$R_R = 1.73 C_M + 2.10 C_V + 2.31 C_S$$

### 11.4. Presiones hidrostática y sísmica aplicables para este ejemplo en particular

En rigor, el factor de carga y el factor de comportamiento sísmico para las presiones sísmicas, debieron aplicarse desde el cálculo de los cortantes en la base y momentos de volteo. Sin embargo, el autor ha preferido dejar para el final la aplicación de los factores de carga, el de importancia y el de comportamiento estructural, ya que con un solo valor numérico resultante, simplemente bastará multiplicar éste por la relación entre la carga resultante en esta última etapa, por los elementos mecánicos que se hubieran determinado cuando sólo se aplicó la carga hidrostática y así se obtendrán los elementos mecánicos de diseño (presión hidrostática + presión sísmica

hidrodinámica). En este caso, la carga muerta no tiene intervención alguna por tratarse ésta de una carga gravitacional y las presiones hidráulicas sobre el muro actúan en dirección horizontal.

Puesto que para este ejemplo ya conocemos que la presión sísmica triangular equivalente es el 73% de la presión hidrostática y tomando en cuenta que el factor de importancia de 1.5 se simplifica con el factor de comportamiento sísmico también igual 1.5, la presión total horizontal que se aplica al muro, vale:

a) Para flexión:

$$[1.66 C_v + 1.82 C_v (0.73)]1.5/1.5 = (1.66 + 1.33)1.00 \text{ ton/m}^3 = 2.99, \text{ en vez de } 2.21 \text{ ton/m}^3 \text{ (35\% en exceso)}$$

b) Para tensión directa:

$$[2.10 C_v + 2.31 C_v (0.73)]1.5/1.5 = (2.10 + 1.69) 1.00 \text{ ton/m}^3 = 3.79 \text{ en vez de } 2.81 \text{ ton/m}^3 \text{ (35\% en exceso)}$$

Recuérdese sin embargo, que este valor del porcentaje de exceso, sólo es válido para este particular ejemplo.

Si previamente ya se han obtenido las tensiones y los momentos para la presión hidrostática en las paredes del depósito, bastará una simple proporción o adicionarles el 35%, para finalmente determinar los elementos mecánicos de diseño del muro.

No debe perderse de vista, que los reglamentos señalan que la estructura deberá analizarse, por lo menos, en dos direcciones ortogonales. En particular, reglamentos de construcción como el del Distrito Federal, especifican que a la acción sísmica resultante en un sentido, es necesario adicionarle el 50% de la acción resultante en la otra dirección analizada.

En el ejemplo presente, sólo se ha analizado la dirección longitud del depósito, por lo que habría que hacer lo propio con la dirección transversal y como ya se dijo, a las presiones sísmicas obtenidas en el sentido longitudinal, habrá que adicionarles el 50% de las obtenidas en el sentido perpendicular. Análogamente a las presiones sísmicas determinadas para la dirección transversal deberá agregarse el 50% de las presiones sísmicas calculadas para la dirección longitudinal y así, finalmente, se obtendrán las presiones de diseño en una y otra dirección.

## ***EJEMPLO No. 4***

# ***ANÁLISIS SÍSMICO, DE CONFORMIDAD CON EL PROCEDIMIENTO PROPUESTO EN EL INFORME ACI 350.3-01***

En marzo de 2001, durante la Convención de Philadelphia, el Comité 350 de ACI, en su informe, “Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures (ACI 350.3-01) and Commentary (ACI 350.3R-01), presentó la propuesta de las nuevas disposiciones para el análisis sísmico de los depósitos de concreto. Aun cuando en la fecha en que se formulan las presentes notas, el ACI todavía no ha aprobado para su publicación el documento mencionado, es de suponerse que no sufrirá modificaciones importantes antes de su aprobación definitiva.

En el informe citado, se proponen disposiciones para el análisis sísmico, tanto de depósitos rectangulares como cilíndricos. Las disposiciones para estos últimos son un tanto más elaboradas que las de los primeros. Se remite al lector al documento mencionado.

En lo que sigue, se presenta el análisis del mismo depósito rectangular que se propuso en el ejemplo No. 3, como una ilustración de las disposiciones para el análisis sísmico de los depósitos de concreto, según las mencionadas recomendaciones del comité 350 de ACI. En el ejemplo se han simplificado algunas características de la estructura, las cuales son las siguientes:

- • Se supone que no contiene cubierta,
- • No se incluye en el análisis la existencia de las canaletas de alimentación y de desfogue del líquido,
- • No se incluye el análisis de la cimentación,
- • Tampoco se ha considerado un empuje exterior de tierras, como normalmente ocurre con los depósitos enterrados o semienterrados.

Los datos para este ejemplo son como se indica más adelante, los cuales son esencialmente los mismos del ejemplo No. 3, excepto aquellos que son propios del nuevo documento del Comité 350, y cuyos valores para este ejemplo en particular, se han elegido arbitrariamente.

### **Propiedades del material del tanque:**

Peso volumétrico del concreto:

$$\gamma_c = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Resistencia a la compresión del concreto:

$$f_c := 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo a la fluencia del acero de refuerzo:

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Peso volumétrico del líquido:

$$\gamma_L := 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Masa específica del líquido:

$$\rho_L := \frac{\gamma_L}{9.8 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2}}$$

$$\rho_L := \frac{1000}{9.8}$$

$$\rho_L = 102.041 \text{ kg} \cdot \text{seg}^2/\text{m}^3$$

Masa específica del concreto de peso normal:

$$\rho_c := \frac{\gamma_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}{9.8 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2}}$$

$$\rho_c = 244.9 \text{ kg} \cdot \text{seg}^2/\text{m}^3$$

Módulo de elasticidad del concreto:

$$E_c = 15000 \sqrt{f_c} = 2.51 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

### Geometría del tanque:

Tirante del líquido:	$H_L := 4\text{m}$
Longitud del depósito (dimensión interior)	$L := 30\text{m}$
Ancho del depósito (dimensión interior)	$B := 20\text{m}$
Espesor de la pared del depósito	$t_w := 0.30\text{m}$
Altura de la pared del depósito	$H_w := 5 \cdot \text{m}$
Peso de la cubierta del depósito	$W_f := 0\text{ton}$
Ubicación del c. de g. de la cubierta del depósito, respecto a la basedel mismo	$h_g := 0\text{m}$

### Datos sísmicos del sitio:

Coeficiente sísmico del sitio donde se ubica la obra [ACI 350.3] :

$$Z := 0.15$$

El valor propuesto corresponde a una zona sísmica 2A de la Tabla 4(a)

Coeficiente del perfil del suelo [ACI 350.3]:

$$S := 1.2$$

El valor propuesto corresponde a un suelo tipo B de la tabla 4(b)

Factor de importancia de la estructura [ACI 350.3]:

$$I := 1.25$$

que corresponde a la importancia de la estructura, según la Tabla 4(c)

### Factores de modificación de la respuesta [ACI 350.3]:

Son coeficientes que representan el efecto combinado de la ductilidad, la capacidad para disipar energía y su redundancia estructural.

$$R_{wi} := 2.75$$

El valor anterior corresponde a la componente impulsiva en los tanques articulados o empotrados en su base, apoyados en el terreno (tabla 4(d))

$$R_{wc} := 1.0$$

de la misma tabla 4(d), corresponde a la componente convectiva del líquido acelerado.

$$b := \frac{2}{3}$$

De la secc. 3.4.1.4.1 [ACI 350.3]. Es el cociente de la aceleración vertical respecto a la horizontal. Cuando no exista el espectro específico del sitio, se recomienda un factor ---- b = 2/3.

### Cálculo de las componentes del peso (sección 9.2 para tanques rectangulares [ACI 350.3]):

Peso del líquido:

$$W_L := \gamma_L \cdot H_L \cdot L \cdot B$$

$$W_L = 2.4 \times 10^3 \text{ ton}$$

Peso de la pared del depósito:

$$W_{w1} := \gamma_c \cdot H_w \cdot t_w \cdot 2 \left[ \left( L + 2t_w \right) + B \right]$$

$$W_{w1} = 364.32 \text{ ton}$$

$$W_w := 0.$$

Peso de la componente impulsiva Ec. (9-1) :

$$W_i := \frac{\tanh\left(0.866 \cdot \frac{L}{H_L}\right)}{0.866 \left(\frac{L}{H_L}\right)} \cdot W_L$$

$$W_i = 369.513 \text{ ton}$$

Peso de la componente convectiva Ec. (9-2)

$$W_c := \left[ 0.264 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right) \cdot \tanh\left(3.16 \cdot \frac{H_L}{L}\right) \right] \cdot W_L$$

$$W_c = 1.892 \times 10^3 \text{ ton}$$

**Coefficiente de la masa efectiva (relación entre la masa dinámica equivalente del recipiente, a su masa total real. Secc. 9.5.1, Ec. (9-34):**

Para depósitos rectangulares:

$$\varepsilon = \left[ 0.0151 \left( \frac{L}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left( \frac{L}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1.0$$

$$\varepsilon = 0.439$$

Peso efectivo del depósito (incluyendo la cubierta, si ésta existe):

$$W_e := \varepsilon \cdot W_{w1} + W_f$$

$$W_e := \varepsilon \cdot W_{w1}$$

$$W_e = 160.073 \text{ ton}$$

**Puntos de aplicación de las componentes del peso, excluyendo la presión en la base, EBP [EBP: excluye la presión en la base (secc. 9.2.2)]**

Para depósitos con  $\frac{L}{H_L} < 1.333$

$$H_i := H_L \cdot \left[ 0.5 - 0.09375 \left( \frac{L}{H_L} \right) \right]$$

Ec.(9-3)

Para depósitos con

$$\frac{L}{H_L} \geq 1.333$$

$$H_i := 0.375 \cdot H_L$$

Ec. (9-4)

$$H_i = 1.5 \text{ m}$$

$$H_c := H_L \cdot \left[ 1 - \frac{\cosh \left[ 3.16 \left( \frac{H_L}{L} \right) \right] - 1}{3.16 \left( \frac{H_L}{L} \right) \sinh \left[ 3.16 \left( \frac{H_L}{L} \right) \right]} \right]$$

$$H_c = 2.029 \text{ m}$$

Ec. (9-5)

**Puntos de aplicación si se considera la presión en la base (IBP) [IBP: incluye la presión en la base]:**

Para depósitos con  $\frac{L}{H_L} < 0.75$

$$H'_i := 0.45 H_L$$

Ec (9-6).

Para depósitos con  $\frac{L}{H_L} \geq 0.75$

$$H'_i = H_L \cdot \left[ \frac{0.866 \left( \frac{L}{H_L} \right)}{2 \cdot \tanh \left[ 0.866 \left( \frac{L}{H_L} \right) \right]} - \frac{1}{8} \right]$$

Ec. (9-7)

$$H'_i = 12.49 \text{ m}$$

$$H'_c = H_L \cdot \left[ 1 - \frac{\cosh \left[ 3.16 \cdot \left( \frac{H_L}{L} \right) \right] - 2.01}{3.16 \cdot \left( \frac{H_L}{L} \right) \cdot \sinh \left[ 3.16 \left( \frac{H_L}{L} \right) \right]} \right]$$

Ec. (9-8)

$$H'_c = 24.127 \text{ m}$$

donde:  $H'_i$ (EBP),  $H'_i$ (IBP),  $H'_c$ (EBP), y  $H'_c$ (IBP) son las alturas desde la base del depósito, al centro de gravedad de la fuerza impulsiva y convectiva respectivamente, en ton.

#### Propiedades dinámicas (9.2.4):

La masa  $m_w$  por unidad de ancho del depósito rectangular:

$$m_w = H_w \cdot t_w \cdot \rho_w \text{ en kg} \cdot \text{seg}^2 \cdot \text{m}^{-2}$$

$$m_w = 5.0 \cdot 0.30 \cdot 244.9 = 367.35 \text{ kg} \cdot \text{seg}^2 \cdot \text{m}^{-2}$$

La masa impulsiva del líquido contenido  $m_i$ , por unidad de ancho de la pared del depósito rectangular:

$$m_i = \frac{W_i}{W_L} \cdot \frac{L}{2} \cdot H_L \cdot \rho_L$$

$$m_i = 942.636 \text{ m}^2$$

$$h_w = \frac{H_w}{2}$$

donde,  $h_w$  es la altura del centro de gravedad de la pared del depósito. Para paredes de sección uniforme dicho centro de gravedad se encuentra a una altura  $H_w/2$ . Si la pared no es de espesor uniforme, será necesario efectuar las correcciones correspondientes.

$$h_w = 2.5 \text{ m}$$

El centroide las masas  $h$ , impulsiva y de la pared, se determina como se indica enseguida. El valor  $h$  es necesario para calcular la rigidez estructural a la flexión,  $k$ , de un ancho unitario de la

pared que se considera está en voladizo  $\left( \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)$ .



$$h := \frac{h_{wy} \cdot m_{wy} + H_d \cdot m_h}{m_{wy} + m_h}$$

$$h := \frac{2.50 \cdot (367.35) + 1.5 \cdot (942.636)}{367.35 + 942.636}$$

$$h = 1.78 \text{ m}$$

$$m := m_{wy} + m_h$$

Ec. (9-10)

$$m := 367.35 + 942.636$$

$$m = 1310 \text{ kg-seg}^2/\text{m}^4$$

$$K := \frac{E_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4} \left( \frac{t_w}{h} \right)^3$$

R. 9.2.4

$$K := \frac{2.51 \cdot 10^5}{4} \left( \frac{30}{1.78} \right)^3$$

$$K = 300.412 \text{ kg/cm}^2$$

$\omega_i$  es la frecuencia natural circular de la masa impulsiva al vibrar, en radianes/segundo)

$$\omega_i := \sqrt{\frac{K}{m}}$$

Ec. (9-9)

$$\omega_i := \sqrt{\frac{300.412}{1310}}$$

$$\omega_i = 0.479 \text{ seg}^{-1}$$

$T_i$  es el periodo natural de la masa impulsiva al vibrar, en segundos

$$T_i := 2 \cdot \frac{\pi}{\omega_i}$$

Ec. (9-11)

$$T_i = 13.121 \text{ seg}$$

$\lambda$  es un coeficiente que se define en 9.2.4. y en la ec. 9-13:

$$\lambda = \sqrt{3.16 \cdot g \cdot \tanh [3.16(H_L / L)]}$$

$$\lambda := \sqrt{3.16 \cdot 9.81 \cdot \tanh \left( 3.16 \cdot \frac{4}{30} \right)}$$

Ec. (9-13)

$$\lambda = 3.513 \text{ m}^{1/2} \text{seg}^{-1}$$

donde la aceleración de la gravedad:

$$g := 9.81 \cdot \frac{\text{m}}{\text{seg}^2}$$

$\omega_c$  es la frecuencia natural de la masa convectiva al vibrar, en radianes/seg

$$\omega_c := \frac{\lambda}{\sqrt{L}}$$

Ec. (9-12)

$$\omega_c = 0.641 \text{ rad/seg}$$

$T_c$  es el periodo natural de la masa convectiva, en seg.

$$T_c := 2 \frac{\pi}{\omega_c}$$

Ec. (9-14)

$$T_c = 9.8 \text{ seg}$$

### Factores de amplificación espectral:

Los factores de amplificación espectral dependientes del periodo, se definen a continuación:

Estos factores de amplificación espectral se aplican en las ecuaciones para la obtención de las fuerzas dinámicas laterales. Ver la unidad 4.1.1. *Dynamic Lateral Forces*.

$C_i$  factor de amplificación espectral dependiente del periodo en el movimiento horizontal de la componente impulsiva (para 5% del amortiguamiento crítico) (Ec 9-31).

$$T_i \leq 0.31 \text{ s}$$

$$C_i := \frac{2.75}{S}$$

Ec. (9-31)

$$C_i = 2.292$$

Para  $T_i > 0.31 \text{ s}$

$$C_i = \frac{1.25}{T_i^{2.5}} \leq \frac{2.75}{S}$$

Ec. (9-32)

$$C_i = 0.225$$

Puesto que  $T_i$  es igual 13.114 segundos  $> 0.31 \text{ seg}$ .

$$C_i = 0.225 < 2.292 \text{ seg}$$

$C_c$  Factor de amplificación espectral dependiente del periodo, en el movimiento horizontal de la componente convectiva (para 5% del amortiguamiento crítico) (Ec 9-33).

Para  $T_c \geq 2.4 \text{ seg}$ :

$$C_c := \frac{6.0}{T_c^2}$$

$$C_c = 0.063 \text{ m}^{-1}$$

### 4.1 Presiones sísmicas arriba de la base

Las paredes de la estructura recipiente del líquido, en adición a las presiones estáticas se diseñarán para las siguientes fuerzas dinámicas: a) Las fuerzas de inercia de la masa de la pared y de la cubierta,  $P_w$  y  $P_r$ ; b) la presión hidrodinámica impulsiva  $P_i$  del líquido contenido; c) la presión hidrodinámica convectiva  $P_c$  del líquido contenido; d) la presión dinámica de los suelos saturados y no saturados sobre la porción enterrada de la pared, y e) los efectos de la aceleración vertical.

#### 4.1.1. Las fuerzas dinámicas laterales arriba de la base se determinarán como sigue:

Fuerza de inercia de la pared:

$$P_w := Z \cdot S \cdot I \cdot C_i \cdot \frac{W_{wl}}{R_{wi}}$$

Ec. (4-1)

$$P_w = 2.943 \text{ ton}$$

Fuerza de inercia de la cubierta:

$$P_r := Z \cdot S \cdot I \cdot C_i \cdot \frac{W_r}{R_{wi}}$$

Ec.(4-2)

$$P_r = 0$$

Fuerza lateral de la masa impulsiva:

$$P_i := Z \cdot S \cdot I \cdot C_i \cdot \frac{W_i}{R_{wi}}$$

Ec. (4-3)

$$P_i = 6.793 \text{ ton}$$

Fuerza lateral de la masa convectiva:

$$P_c := Z \cdot S \cdot I \cdot C_c \cdot \frac{W_c}{R_{wc}}$$

Ec. (4-4)

$$P_c := \frac{0.15 \cdot 1.2 \cdot 1.25 \cdot 0.063 \cdot 1892}{1.0}$$

$$P_c = 26.82 \text{ ton}$$

#### 4.1.2. Cortante total en la base, ecuación general

La fuerza cortante, debida a las fuerzas sísmicas, aplicada en la base de la pared del depósito se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$V := \sqrt{(P_w + P_r + P_i)^2 + P_c^2}$$

Ec. (4-5)

$$V := \sqrt{(2.083 + 4.837)^2 + 26.82^2}$$

$$V = 27.70 \text{ ton}$$

#### Aceleración vertical (secc. 4.1.4)

4.1.4.1. El depósito se deberá diseñar para los efectos de la aceleración vertical. De no contarse con el espectro de respuesta específico del sitio, la relación  $b$  entre las aceleraciones vertical y horizontal, no será  $< 2/3$ .

4.1.4.2. La carga hidrostática  $q_{hy}$  proveniente del líquido contenido en el depósito se multiplicará por la aceleración espectral  $a_v$  para tomar en cuenta el efecto de la aceleración vertical.

$q_{hy}$  es la carga hidrostática a un nivel  $y$  del líquido arriba de la base del depósito:

$$q_{hy} := \gamma_L \cdot (H_L - y) \quad \text{kg/m}^2$$

$a_v$  es la aceleración espectral:

$$a_v = Z \cdot S \cdot C_v \cdot I \cdot \frac{b}{R_{wi}} = 0.055$$

Ec. (4-15)

donde:

$b=2/3$ , y para depósitos rectangulares,  $C_v=1$

La presión hidrodinámica  $p_{hy}$  se calculará como sigue:

$$p_{hy} = a_v \cdot q_{hy}$$

Ec. (4-14)

### Ajuste a la presión hidrostática debido a la aceleración vertical

El ajuste se calcula para cada valor de  $y$  asignada.

Para  $y = 0$

$$q_{fondo} = \gamma_L \cdot H_L = 4000 \text{ kg/m}^2$$

Para  $y = 4\text{m}$

$$q_{super} := 0$$

Por lo tanto, la presión hidrostática debida a la aceleración vertical en el fondo del depósito vale:

$$p_{fondo} = a_v \cdot q_{fondo}$$

$$p_{fondo} := 0.055 \cdot 4000$$

$$p_{fondo} = 220 \text{ kg/m}^2 = 0.22 \text{ ton/m}^2$$

y la presión hidrostática es nula en la superficie del líquido:

$$p_{superficie} = 0$$

### Combinación de las fuerzas dinámicas para tanques rectangulares (5.3.2):

#### 5.3. Distribución de la fuerza dinámica arriba de la base

##### 5.3.1 Depósitos rectangulares

Las paredes perpendiculares a la fuerza sísmica y la porción delantera del depósito recibirán una carga perpendicular a su plano (dimensión B), a causa de: a) la fuerza de inercia propia de la pared; b) un medio de la fuerza impulsiva  $P_i$ ; y c) un medio de la fuerza convectiva  $P_c$ .

Las paredes perpendiculares a la fuerza sísmica y en la mitad posterior del depósito recibirán una carga perpendicular a su plano (dimensión B), a causa de: a) la fuerza de inercia propia de

la pared; b) un medio de la fuerza impulsiva  $P_i$ ; c) un medio de la fuerza convectiva,  $P_c$ ; y d) la presión dinámica del suelo y del agua freática contra la porción enterrada de la pared.

Las paredes paralelas a la dirección de la fuerza sísmica estarán cargadas en su plano (dimensión L), a causa de: a) la fuerza de inercia propia de la pared en su plano; y b) la fuerzas en su plano que corresponden a las reacciones de las paredes que convergen entre sí.

Sobrepuestas a estas fuerzas laterales desbalanceadas existen las fuerzas hidro-dinámicas que resultan de la fuerza, también hidrodinámica,  $p_{hy}$  actuando en cada pared.

$P_{wy}$  Fuerza lateral de inercia debida a  $W_w$  (masa de las paredes del depósito) por unidad de altura del depósito, que se presenta a un nivel y arriba de la base del mismo, en kg por m de altura de la pared. Véase el Comentario en R5.3 del Informe ACI 350.3-01.

$$P_{wy} = Z \times S \times I \times \frac{C_i}{R_{wi}} \times [E \times (y_e \times B \times t_w)]$$

$$P_{wy} = (0.15 \times 1.2 \times 1.25) \times \left( \frac{0.225}{2.75} \right) \times [0.439 \times (2400 \times 20 \times 0.30)] = 116.37 \text{ kg/m} = 0.116 \text{ ton/m}$$

Esta presión actúa uniformemente sobre la pared del depósito concentrada a una altura  $H_w/2$ .

Las presiones impulsiva y conectiva:

$$P_{iy} := \frac{\frac{P_i}{2} \left[ 4 \cdot H_L - 6 \cdot H_i - (6 \cdot H_L - 12 \cdot H_i) \cdot \left( \frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2}$$

$$P_{cy} := \frac{\frac{P_c}{2} \left[ 4 \cdot H_L - 6 \cdot H_c - (6 \cdot H_L - 12 \cdot H_c) \cdot \left( \frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2}$$

La fuerza hidrodinámica a una altura  $y$  sobre la base, se determinará con la ecuación siguiente:

$$P_y := \sqrt{(P_{iy} + P_{wy})^2 + P_{cy}^2 + (p_{hy} \cdot B)^2}$$

Ec. (5-1)

De las expresiones anteriores se obtienen los siguientes resultados:

La presión impulsiva en la superficie del líquido:

$$P_{isup} = 2.16 \text{ ton/m;}$$

La presión impulsiva en el fondo del líquido:

$$P_{ifondo} = 15.16 \text{ ton/m;}$$

La presión convectiva en la superficie del líquido:

$$P_{csup} = 3.49 \text{ ton/m;}$$

La presión convectiva en el fondo del líquido:

$$P_{cfondo} = 3.21 \text{ ton/m}$$

Se reemplazan los valores calculados en la ecuación 5-1:  $\square$

$$P_{hy} = a_v \times q_{hy}$$

$$P_{\text{sup}} = \sqrt{(P_{\text{lsup}} + P_w)^2 + P_{\text{csup}}^2 + P_{\text{hsup}}^2}$$

$$P_{\text{sup}} = \sqrt{(2.16 + 0.116)^2 + 3.49^2 + 0} = 4.17 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{fndo}} = \sqrt{(P_{\text{lfndo}} + P_w)^2 + P_{\text{csfndo}}^2 + P_{\text{hsfndo}}^2}$$

$$P_{\text{hsfndo}} = p_{\text{hsfndo}} \cdot B = 0.22 \times 20 = 4.4 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{fndo}} = \sqrt{(15.56 + 0.116)^2 + 3.21^2 + 4.4^2} = 16.60 \text{ ton/m}$$



La distribución horizontal de las presiones dinámica en la pared con un ancho B, es :

$$p_{\text{wy}} := \frac{P_{\text{wy}}}{B}$$

$$p_{\text{cy}} := \frac{P_{\text{cy}}}{B}$$

$$p_{\text{iy}} := \frac{P_{\text{iy}}}{B}$$

### Cargas impulsiva y convectiva por unidad de ancho:

a) Carga impulsiva  $p_{iy}$  es máxima en el borde superior del agua y mínima en el fondo del depósito

$$p_{\text{lsup}} = \frac{P_{\text{lsup}}}{B} = \frac{2.165}{20} = 0.108 \text{ ton/m}^2$$

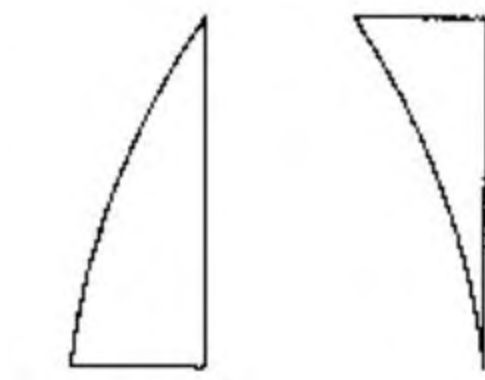
$$p_{\text{lfnd}} = \frac{P_{\text{lfnd}}}{B} = \frac{15.16}{20} = 0.758 \text{ ton/m}^2$$

b) Carga convectiva  $P_w$  es máxima en el fondo del depósito y mínima en el borde superior del agua

$$p_{\text{wsup}} = \frac{P_{\text{wsup}}}{B} = \frac{3.49}{20} = 0.175 \text{ ton/m}^2$$

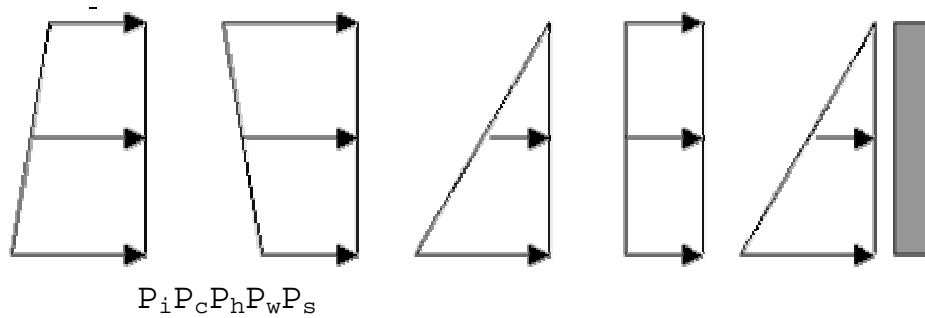
$$p_{\text{wfnd}} = \frac{P_{\text{wfnd}}}{B} = \frac{3.21}{20} = 0.161 \text{ ton/m}^2$$

Distribuciones reales de las fuerzas



fuerzas impulsivas

fuerzas convectivas



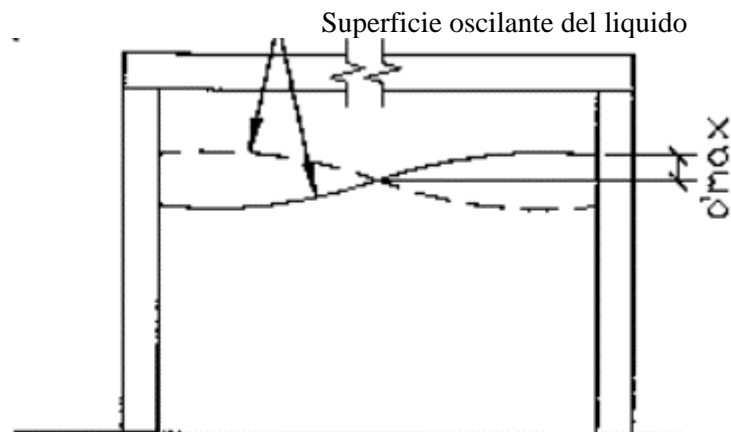
$P_i$  Distribución idealizada de la fuerza total impulsiva

$P_c$  Distribución idealizada de la fuerza total convectiva

$P_h$  Fuerza hidrostática total debida al efecto de la aceleración vertical

$P_w$  Fuerza de inercia de la pared sujeta a la aceleración

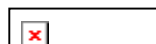
$P_s$  Presión estática de la presión del agua



### Momentos flexionantes en las paredes del tanque:

Los momentos flexionantes se calculan en la base de la pared del depósito, arriba de la junta, y se utilizan para determinar las compresiones y tensiones en las paredes del depósito.

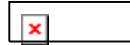
Los momentos flexionantes en toda la sección transversal justo arriba de la base de la pared del depósito (EBP):



Ec(4-6)

$$M_{wv} = 2.93 (2.5)$$

$$M_{wv} = 7.325$$



Ec.(4-7)



$$M_i := P_i \cdot H_i$$

$$M_i := 6.80(1.5)$$

Ec. (4-8)

$$M_i = 6.80 \cdot 1.5 = 10.2 \text{ ton-m}$$

$$M_e := P_e \cdot H_e$$

Ec.(4-9)

$$M_e := 26.82(2.029)$$

$$M_e = 26.82 \times 2.029 = 54.418 \text{ ton-m}$$

$$M_b := \sqrt{(M_i + M_e + M_w)^2 + M_c^2}$$

$$M_b := \sqrt{(10.2 + 7.33)^2 + 54.42^2}$$

Ec. (4-10)

$$M_b = 57.174 \text{ ton-m}$$

$M_b$  es el momento flexionante en toda la sección transversal del depósito, justo arriba de la base de la pared del mismo, en kg-m ó en ton-m.

**El momento de volteo en la base del depósito, incluyendo el fondo del mismo y la estructura soportante (IBP) :**

El momento de volteo se utiliza para determinar la presión sobre el suelo de soporte, así como la estabilidad del depósito. El momento de volteo se calcula empleando IBP.

$$M_w := P_w \cdot h_w$$

Ec. (4-

6)

$$M_w := 7.325$$

$$M_x = 0 \text{ m}$$

$$M_x := P_x \cdot h_x$$

Ec. (4-7)

$$M'_i := P'_i \cdot H'_i$$

Ec. (4-

8)

$$M'_i = 84.85 \text{ ton-m}$$

$$M'_e := P'_e \cdot H'_e$$

Ec. (4-

10)

$$M'_e := 26.82 \cdot 24.127$$

$$M'_e = 647.036 \text{ ton-m}$$



11)

$$M_o := \sqrt{(M'_1 + M_{wy} + M_x)^2 + (M'_c)^2} \quad \text{Ec. (4-)}$$

$$M_o := \sqrt{(84.85 + 7.325)^2 + 647.086^2}$$

$$M_o = 653.63 \text{ ton-m}$$

$M_o$  es el momento de volteo en la base del depósito incluyendo el fondo de éste y la estructura de soporte. En kg-m ó ton-m

### Desplazamiento (oscilación) del agua para tanques rectangulares:

La cubierta, así como la conexión entre el depósito y dicha cubierta, habrán de diseñarse para una presión de abajo hacia arriba o, en su defecto, dejar un amplio tablero libre para dar lugar al chapoteo del agua dentro del depósito.

$$d_{\max} = \left(\frac{L}{2}\right)(Z \cdot S \cdot I \cdot C_c)$$

Reemplazando valores:

$$d_{\max} = 0.211 \text{ m}$$

Para complementar el análisis del depósito, adicionalmente habrá que analizar los siguientes conceptos:

- • Efectos de la canaleta y de la cubierta  
Incluir el peso de la cubierta (losa) y su estructura soportante (trabes y columnas)
- • Presión de contacto del suelo  
Utilícese el momento de volteo calculado para determinar la presión máxima en el terreno
- • Fuerza de deslizamiento  
Se deberá verificar el depósito contra el deslizamiento
- • Depósitos enterrados  
A la fuerza cortante en la base  $V$ , el momento flexionante  $M_b$  y el momento de volteo,  $M_{o,IBP}$  deberá adicionarse el incremento en la presión del suelo debida al sismo. Asimismo en la fuerza de deslizamiento habrá que considerar los empujes del suelo a causa del sismo.

# ***PROGRAMAS EN QBASIC***

```

CLS
LPRINT "LPT1:", 65
LPRINT CHR$(27); "AO";
LPRINT CHR$(27); 12; A
LPRINT
LPRINT STRING$(65, "=")
LPRINT STRING$(65, "=")
LPRINT
LPRINT
=====
LPRINT "      ANÁLISIS DE UN DEPÓSITO CILÍNDRICO DE CONCRETO"
LPRINT "      EMPOTRADO EN LA BASE"
LPRINT "      UTILIZANDO LAS ECUACIONES DE TIMOSHENKO"
LPRINT
=====
LPRINT
LPRINT STRING$(65, "=")
LPRINT STRING$(65, "=")
LPRINT
      V = 0      ' MODULO DE POISSON
      G = 1      ' PESO VOL. DEL LÍQUIDO EN ton/m cúbico

PRINT "      TECLEE EL VALOR DE  $f'_c$  EN KG/CM2"
INPUT fc
PRINT "      TECLEE EL VALOR DE LA ALTURA DEL TIRANTE DEL LÍQUIDO, EN m"
INPUT H
PRINT "      TECLEE EL VALOR DEL RADIO DEL DEPÓSITO, EN m"
INPUT R
PRINT "      TECLEE EL VALOR DEL ESPESOR DE LA PARED DEL DEPÓSITO, EN m"
INPUT E
LPRINT "      DATOS:"
LPRINT STRING$(65, "=")

LPRINT , "RESISTENCIA DEL CONCRETO,  $f'_c$ ="; fc; " kg/cm2"
LPRINT , "ALTURA DEL TIRANTE DE AGUA, H =" ; H; " m"
LPRINT , "RADIO DEL DEPÓSITO, R =" ; R; " m"
LPRINT , "ESPESOR DE LA PARED DEL DEPÓSITO, t =" ; E; " m"
LPRINT , "PESO DEL AGUA: 1 TON POR METRO CÚBICO"
LPRINT STRING$(65, "=")

      Ec = 14000 * SQR(fc)      'mód. de elast. del concreto
      B = (3 * (1 - V ^ 2) / (R ^ 2 * E ^ 2)) ^ .25
      K = G * R * H
      U = 1 - 1 / (B * H)
      Y = SQR(12 * (1 - V ^ 2))

LPRINT
LPRINT
LPRINT
LPRINT "      RESULTADOS:"
LPRINT STRING$(65, "=")
LPRINT "ALTURA", "DEFLEXIÓN", "TENSIÓN", "MOMENTO FLEX."
LPRINT " m", " cm", " ANULAR, ton"; " ton-m"

```

LPRINT

```
CONST PRIMERA = 0
CONST ÚLTIMA = 10
DIM J AS INTEGER
FOR J = ÚLTIMA TO PRIMERA STEP -1
```

```
X = J * H / 10
```

```
S = EXP(-B * X) * SIN(B * X)
T = EXP(-B * X) * COS(B * X)
Z = 1 - (X / H) - T - U * S
```

REM calcula la deflexión

```
W = -K * R * Z * 10 / (Ec * E)
```

REM calcula la fuerza de tensión anular

```
N = 2.81 * K * Z
```

REM calcula el momento flexionante

```
M = -2.21 * K * E * (-S + U * T) / Y
```

```
LPRINT USING " #.##      ##.##      ###.##      ###.##"; X; W; N; M
NEXT J
```

REM calcula el cortante en la base

```
Q = 1.7 * K * E * (2 * B - 1 / H) / Y
```

LPRINT

LPRINT "EL CORTANTE EN LA BASE DEL DEPÓSITO, V (TON) =";

LPRINT USING " ###.##"; Q

LPRINT

LPRINT STRING\$(65, "=")

LPRINT STRING\$(65, "=")

LPRINT CHR\$(12)

END

```

CLS
LPRINT "LPT1:", 65
LPRINT CHR$(27); "AO";
LPRINT CHR$(27); 12; A
LPRINT "=====
LPRINT "  ANÁLISIS SÍSMICO DE UN DEPÓSITO DE CONCRETO REFORZADO"
LPRINT "=====
REM PESO VOLUMÉTRICO DEL FLUIDO = 1 TON/METRO CÚBICO"
G = 9.81 ' ACELER. DE LA GRAVEDAD EN M/SEG²
PI = 3.1416
LPRINT
REM DATOS COMUNES A LOS DOS TIPOS DE DEPÓSITOS
PRINT "TECLEAR EL TIRANTE DEL LÍQUIDO, EN M =";
  INPUT HL
PRINT "TECLEAR EL VALOR DE  $\alpha$ "; " =";
  INPUT ALFA
PRINT "TECLEAR EL VALOR DE  $\beta$ "; " =";
  INPUT BETA
PRINT "TECLEAR EL ESPESOR DEL MURO, EN M =";
  INPUT E
PRINT "TECLEAR LA ALTURA DEL MURO, EN M =";
  INPUT H1
PRINT "TECLEAR LA SEUDO ACELERACIÓN, EN % DE G, SA =";
  INPUT S1
PRINT "TECLEAR LA SEUDO VELOCIDAD, EN M/SEG, SV =";
  INPUT S2

LPRINT "          DATOS:"
LPRINT "  =====
LPRINT "  TIRANTE DEL LÍQUIDO ="; HL; "M"
LPRINT "  "; CHR$(224); " ="; ALFA, CHR$(225); " ="; BETA,
LPRINT "  ESPESOR DEL MURO ="; E; "M",
LPRINT "  ALTURA DEL MURO ="; H1; "M",
LPRINT "  ACEL. ESPECTRAL ="; S1; "GRAV",
LPRINT "  "; "VEL. ESPECTRAL ="; S2; "M/SEG"

DIM RESPUESTA AS STRING
DIM SI AS STRING
DIM NO AS STRING
PRINT
PRINT "POR FAVOR; TECLEAR SU RESPUESTA EN minúsculas:"
  INPUT "EL DEPÓSITO ES RECTANGULAR? (si/no)", RESPUESTA
LPRINT
IF RESPUESTA = "SI" THEN
  LPRINT "  PARA EL DEPÓSITO RECTANGULAR:"
  PRINT "TECLEAR LA LONGITUD L, EN M =";
    INPUT D
  PRINT "TECLEAR EL ANCHO B, EN M =";
    INPUT L1
  LPRINT "  LONGITUD, (M) = "; D
  LPRINT "  ANCHO, (M) = "; L1

```

```

LPRINT " ====="
FACTOR1 = .85
FACTOR2 = .83
FACTOR3 = 3.16
FACTOR4 = .38
FACTOR5 = .083
FACTOR6 = .315
FACTOR7 = .07
FACTOR8 = 12
FACTOR9 = .268

      WL = D * L1 * HL * 1      ' PESO DEL AGUA CONTENIDA
      WM = (D + L1 + E) * 2 * H1 * E * 2.4 ' PESO DE LOS MUROS
GOTO 100
ELSE
LPRINT "   PARA EL DEPÓSITO CILÍNDRICO:"
PRINT "TECLEAR EL DIÁMETRO, EN M =";
INPUT D
LPRINT "   DIÁMETRO, (M) ="; D
LPRINT " ====="
FACTOR1 = .85
FACTOR2 = .71
FACTOR3 = 3.68
FACTOR4 = .38
FACTOR5 = .0525
FACTOR6 = .275
FACTOR7 = .0375
FACTOR8 = 19
FACTOR9 = .264

      WL = PI * D ^ 2 * HL * 1 / 4      ' PESO DEL AGUA CONTENIDA
      WM = PI * D * H1 * E * 2.4      ' PESO DEL MURO
END IF

100 GOSUB 2000
      WI = WL * Z / X      ' PESO DE LA MASA IMPULSIVA

GOSUB 3000
      WC = WL * FACTOR2 * Z / X      ' PESO DE LA MASA CONVECTIVA
REM ALTURA DE LA MASA IMPULSIVA:
HI = FACTOR4 * HL * (1 + ALFA * ((WL / Wc) - 1))
REM
' CÁLCULOS INTERMEDIOS DE LA ALTURA DE LA MASA CONVECTIVA
M = FACTOR5 * (WL / WC) * (D / HL) ^ 2
N = FACTOR6 * BETA * D / HL
O = SQR(FACTOR7 * (D * WL / (HL * WC)) ^ 2 - 1)
REM
' ALTURA DE LA MASA CONVECTIVA
HC = HL * (1 - M + N * O)
REM
KC = FACTOR8 * (HL / WL) * (WC / D) ^ 2      ' RIGIDEZ DE RESORTE

```

```

W = SQR(KC * G / WC)          ' FRECUENCIA NATURAL
P = 2 * PI / W                 ' PERIODO
REM
' CENTRO DE MASA DE LA MASA IMPULSIVA Y EL PESO DE LOS MUROS
HG = (WI * HI + WM * H1 / 2) / (WI + WM)

AC = S2 / W    ' DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DE LA MASA IMPULSIVA
REM TETA: AMPLITUD ANGULAR DE LAS OSCILACIONES LIBRES
REM EN LA SUPERFICIE DEL LÍQUIDO
GOSUB 3000
T = 1.58 * (2 * AC / D) * Z    ' AMPLT. ANGULAR DE LAS
                                ' OSCILAC. LIBRES
                                ' DEL LÍQUIDO

REM
LPRINT "                      RESULTADOS:"
LPRINT "=====

REM CORTANTES Y EL MOMENTO DE VOLTEO EN LA BASE
VI = (WI + WM) * S1 'CORTANTE EN LA BASE DE LA MASA IMPULSIVA
LPRINT
LPRINT " 1ER VALOR DEL CORTANTE EN LA BASE DE LA MASA CONVECTIVA:"
VC = KC * AC
LPRINT "    VC ="; VC; "TON"
LPRINT " 2o. VALOR DEL CORTANTE EN LA BASE DE LA MASA CONVECTIVA:"
REM
SA = W * S2
VC = (WC / G) * SA
LPRINT "    VC ="; VC; "TON"

LPRINT " 3ER. VALOR DEL CORTANTE EN LA BASE DE LA MASA CONVECTIVA:"
VC = WC * T
LPRINT "    VC ="; VC; "TON"
REM
REM CORTANTE TOTAL EN LA BASE
V1 = VI + VC
REM MOMENTO DE VOLTEO
M1 = VI * HG + VC * HC
REM PROBABLES CORTANTE Y MOMENTO DE VOLTEO EN LA BASE
V2 = SQR(VI ^ 2 + VC ^ 2)
M2 = SQR((VI * HG) ^ 2 + (VC * HC) ^ 2)
REM DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DE LA SUPERFICIE DEL LÍQUIDO
GOSUB 3000
Z = 1 / Z
DM = FACTOR9 * D * Z / (2 * G / (W ^ 2 * T * D) - 1)

REM EFECTO DE LA PRESIÓN SOBRE LAS PAREDES DEL DEPÓSITO

IF RESPUESTA = "SI" THEN
  REM DEPÓSITO RECTANGULAR
  VS = V2 / (2 * L1)
  MS = M2 / (2 * L1)

```

```
GOTO 200
ELSE
  REM DEPÓSITO CILÍNDRICO
   $VS = 2 * V2 / (PI * D)$ 
   $MS = 2 * M2 / (PI * D)$ 
END IF

200 REM
  REM ECUACIONES PARA DETERMINAR LA PRESIÓN EN LOS MUROS
   $PH = 6 * MS / HL ^ 2 - 2 * VS / HL$ 
   $PO = 6 * MS / HL ^ 2 - 2 * PH$ 
LPRINT
LPRINT
LPRINT
LPRINT
LPRINT
LPRINT
LPRINT
LPRINT
  LPRINT " PESO DE LA MASA IMPULSIVA WI, (TON) =";
  LPRINT USING "#,###.##"; WI;
  LPRINT " ALTURA DE LA MASA IMPULSIVA HI, (M) =";
  LPRINT USING "##.##"; HI;
  LPRINT
  LPRINT " PESO DE LA MASA CONVECTIVA WC, (TON) =";
  LPRINT USING "###,###.##"; WC
  LPRINT " ALTURA DE LA MASA CONVECTIVA HC, (M) =";
  LPRINT USING "##.##"; HC
  LPRINT
  LPRINT " RIGIDEZ DE RESORTE DE LA MASA CONVECTIVA KC, (TON/M) =";
  LPRINT USING "###.##"; KC
  LPRINT
  LPRINT " FRECUENCIA NATURAL DE LA MASA CONVECTIVA  $\omega$ , (RAD/SEG) =";
  LPRINT USING "##.##"; W
  LPRINT " PERIODO NATURAL DE VIBRACIÓN DE LA MASA CONVECTIVA T, ";
  LPRINT " (SEG) =";
  LPRINT USING "##.##"; P
  LPRINT " AMPLITUD ANGULAR DE LAS OSCILACIONES LIBRES DE LA SUP."
  LPRINT " DEL FLUIDO, ";
  LPRINT CHR$(233); " (RAD) =";
  LPRINT USING "##.####"; T
  LPRINT " DESPLAZAMIENTO MÁX. DE LA SUPERFICIE DEL FLUIDO D(MAX), ":
  LPRINT " (M) =";
  LPRINT USING "##.##"; DM
  LPRINT " ALTURA DE CENTRO DE MASA DE LAS MASAS IMPULSIVAS HG, ";
  LPRINT " (M) =";
  LPRINT USING "##.##"; HG
  LPRINT
  LPRINT " CORTANTE EN LA BASE DE LAS MASAS IMPULSIVAS VI, (TON) =";
  LPRINT USING "#,###.##"; VI
```



```

LPRINT " CORTANTE EN LA BASE DE LA MASA CONVECTIVA VC, (TON) =";
LPRINT USING "#,###.##"; VC
LPRINT " CORTANTE TOTAL EN LA BASE VI + VC, (TON) =";
LPRINT USING "#,###.##"; V1
LPRINT " PROBABLE CORTANTE TOTAL EN LA BASE; RAÍZ CUADRADA DE";
LPRINT " VI2+ VC2";
LPRINT (TON) ="; V2;
LPRINT USING " #,###.##"; V2
LPRINT
LPRINT " MOMENTO TOTAL EN LA BASE MI + MC = VI*HG +VC*HC, (TON-M) ";
LPRINT " M1 =";
LPRINT USING "#,###.##"; M1
LPRINT " PROBABLE MOMENTO TOTAL EN LA BASE, RAÍZ CUADRADA";
LPRINT " DE MI2 + MC2, (TON - M) =";
LPRINT USING "#,###.##"; M2
LPRINT
LPRINT " CORTANTE POR UNIDAD DE LONGITUD vs, (TON/M) =";
LPRINT USING "##.##"; VS
LPRINT " MOMENTO DE VOLTEO POR U/LONG. ms, (TON/M) =";
LPRINT USING "###.##"; MS
LPRINT " PRESIÓN LINEAL EQUIVALENTE SOBRE EL MURO Po, (TON/M) =";
LPRINT USING "###.##"; PO
LPRINT " PRESIÓN LINEAL EQUIVALENTE SOBRE EL MURO PH, (TON/M) =";
LPRINT USING "###.##"; PH
LPRINT "=====
LPRINT
LPRINT
      END

```

```

2000 REM CALCULA LA TANH DE: FACTOR1*D/HL

```

```

      X = FACTOR1 * D / HL

```

```

      Z = (EXP(X) - EXP(-X)) / (EXP(X) + EXP(-X))

```

```

RETURN

```

```

3000 REM CALCULA LA TANH DE: FACTOR3*HL/D

```

```

      X = FACTOR3 * HL / D

```

```

      Z = (EXP(X) - EXP(-X)) / (EXP(X) + EXP(-X))

```

```

RETURN

```

```

CLS
PRINT "LPT1:", 65
PRINT CHR$(27); "AO";
PRINT CHR$(27); 12; A
10
PRINT "===== "
PRINT "          CONCRETO REFORZADO "
PRINT "  DISEÑO DE VIGAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN "
PRINT "===== "
PRINT
DIM Y AS DOUBLE
DIM ROBALANC AS SINGLE
DIM ASCALC, ASMIN AS SINGLE
DIM RESPUESTA AS STRING

PRINT "TECLEAR EL VALOR DE b, EN cm"
INPUT b
PRINT "TECLEAR EL VALOR DE Mu, EN Ton-m"
INPUT Mu

PRINT "TECLEAR EL VALOR DE  $f'_c$ , EN kg/cm2"
INPUT FC
PRINT "TECLEAR EL VALOR DE fy, EN kg/cm2 "
INPUT FY
PRINT "TECLEAR UN VALOR SUPUESTO DEL PERALTE EFECTIVO d, EN      cm"
"

INPUT d
GOTO 200
100 PRINT "TECLEAR UN NUEVO VALOR DE d, MAYOR AL ANTERIOR, EN
      cm"
INPUT d
GOTO 350
200 IF FC <= 280 THEN
BETA1 = .85
GOTO 300
ELSEIF FC > 280 AND FC < 560 THEN
BETA1 = .85 - (FC - 280) * .05 / 70
GOTO 300
ELSE
BETA1 = .65
END IF

300 ROBALANC = .85 * FC * BETA1 * 6000 / (FY * (6000 + FY))

350 Z = .9 * d
400 AREACERO = Mu * 10 ^ 5 / (.9 * FY * Z)
RO = AREACERO / (b * d)
PRINT

```

PRINT "RO ="; RO

IF RO <= .75 \* ROBALANC THEN  
Y = AREACERO \* FY / (.85 \* FC \* b)  
ELSE  
PRINT "RO > .75 DE RO BALANCEADA"  
GOTO 100  
END IF

X = ABS((Z - (d - Y / 2)) / Z)  
IF X <= .05 THEN  
GOTO 500  
ELSE Z = d - Y / 2  
GOTO 400  
END IF

500 ASMIN1 = .8 \* SQR(FC) \* b \* d / FY  
ASMIN2 = 14 \* b \* d / FY

IF ASMIN1 >= ASMIN2 THEN  
ASMIN = ASMIN1  
ELSE ASMIN = ASMIN2  
END IF

PRINT  
IF AREACERO > ASMIN THEN  
PRINT "ÁREA DE ACERO AS EN cm2 =";  
PRINT USING "###.##"; AREACERO  
MomResistente = AREACERO \* FY \* (d - Y / 2) / 10 ^ 5  
GOTO 600

ELSEIF AREACERO <= ASMIN AND 1.33 \* AREACERO >= ASMIN THEN  
PRINT "ÁREA DE ACERO MÍNIMA EN cm2 =";  
PRINT USING "###.##"; ASMIN  
MomResistente = ASMIN \* FY \* (d - Y / 2) / 10 ^ 5  
GOTO 600  
PRINT

ELSE  
PRINT "AS MIN = "; ASMIN; "cm2"  
ASCALC = 1.33 \* AREACERO  
PRINT "ÁREA DE ACERO AS = 1.33 \* AS CALCULADA < ASMIN ",  
PRINT "POR LO TANTO: ÁREA DE ACERO EN cm2 = 1.33 x"; AREACERO;  
"=";  
PRINT USING "###.##"; ASCALC  
MomResistente = ASCALC \* FY \* (d - Y / 2) / 10 ^ 5  
GOTO 600

```
END IF  
PRINT
```

```
600 PRINT "PERALTE EFECTIVO d ="; d; "cm"  
IF MomResistente < Mu THEN  
PRINT "MOMENTO RESISTENTE ="; MomResistente; " < Mu"  
GOTO 100  
ELSE  
PRINT "MOMENTO RESISTENTE EN TON-M =";  
PRINT USING "###.##"; MomResistente  
END IF  
PRINT
```

```
PRINT "DESEA RESOLVER OTRO CASO? (S/N)";  
INPUT RESPUESTA  
IF RESPUESTA = "S" THEN  
CLS  
GOTO 10  
ELSE  
END IF  
END
```

Ejemplo numérico del análisis de un depósito cilíndrico empotrado en su base.

=====

ANÁLISIS DE UN DEPÓSITO CILÍNDRICO DE CONCRETO  
EMPOTRADO EN SU BASE  
UTILIZANDO LAS ECUACIONES DE TIMOSHENKO

=====

## DATOS:

RESISTENCIA DEL CONCRETO,  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$   
 ALTURA DEL TIRANTE DE AGUA,  $H = 6 \text{ M}$   
 RADIO DEL DEPÓSITO,  $R = 15 \text{ m}$   
 ESPESOR DE LA PARED DEL DEPÓSITO,  $t = .3 \text{ m}$   
 PESO DEL AGUA: 1 TON POR METRO CÚBICO

## RESULTADOS:

=====

ALTURA m	DEFLEXIÓN cm	TENSIÓN ANULAR, ton	MOMENTO FLEX. ton -m
6.00	-0.01	7.56	0.03
5.40	-0.03	35.31	0.31
4.80	-0.05	61.75	0.78
4.20	-0.06	84.95	1.45
3.60	-0.08	102.21	2.29
3.00	-0.08	110.16	3.13
2.40	-0.08	105.49	3.64
1.80	-0.07	86.31	3.26
1.20	-0.04	54.45	1.14
0.60	-0.01	18.89	-3.77
0.00	0.00	0.00	- 12.60

EL CORTANTE EN LA BASE DEL DEPÓSITO,  $V \text{ (TON)} = 14.23$

=====

Ejemplo numérico aplicando el programa Qbasic del mismo ejemplo del análisis sísmico de un depósito rectangular, mismo que se resolvió a mano.

=====

ANÁLISIS SÍSMICO DE UN DEPÓSITO DE CONCRETO REFORZADO

=====

DATOS:

=====

1. TIRANTE DEL LÍQUIDO = 4 m

$\alpha = 0$        $\beta = 1$

ALTURA DEL MURO = 5 m

VEL. ESPECTRAL = .6 m/seg

ESPESOR DEL MURO = .3 m

ACEL. ESPECTRAL = .3 grav

LONGITUD, (m) = 30

ANCHO, (m) = 20

=====

RESULTADOS:

=====

1er. valor del cortante en la base de la masa convectiva:

$V_c = 73.72543$  ton

2o. valor de cortante en la base de la masa convectiva:

$V_c = 73.72542$  ton

3er. valor de cortante en la base de la masa convectiva:

$V_c = 73.91492$  ton

Peso de la masa impulsiva  $W_i$ , (ton) = 376.47

Altura de la masa impulsiva  $H_i$ , (m) = 1.52

Peso de la masa convectiva  $W_c$ , (ton) = 1,881.93

Altura de la masa convectiva  $H_c$ , (m) = 2.15

Rigidez de resorte de la masa convectiva  $K_c$ , (ton/m) = 78.70

Frecuencia natural de la masa convectiva  $w$ , (rad/seg) = 0.64

Periodo natural de vibración de la masa convectiva  $t$ , (seg) = 9.81

Amplitud angular de las oscilaciones libres de la sup.

del fluido,  $\theta$  (rad) = 0.0393

Desplazamiento máx. de la superficie del fluido  $d(\max)$ , (m) = 0.51

Altura de centro de masa de las masas impulsivas  $H_g$ , (m) = 2.00

Cortante en la base de las masas impulsivas  $V_i$ , (ton) = 221.59

Cortante en la base de la masa convectiva  $V_c$ , (ton) = 73.91

Cortante total en la base  $V_i + V_c$ , (ton) = 295.50

Probable cortante total en la base; raíz cuadrada de  $V_i^2 + V_c^2$ ,

(ton) = 233.59

Momento total en la base  $M_i + M_c = V_i * H_g + V_c * H_c$ , (ton-m) = 602.32

Probable momento total en la base, raíz cuadrada de  $M_i^2 + M_c^2$ ,

$$(\text{ton} - \text{m}) = 470.95$$

$$\text{Cortante por unidad de longitud vs, } (\text{ton/m}) = 5.84$$

$$\text{Momento de volteo por u/longtd. ms, } (\text{ton-m}) = 11.77$$

$$\text{Presión lineal equivalente sobre el muro po, } (\text{ton/m}) = 1.42$$

$$\text{Presión lineal equivalente sobre el muro ph, } (\text{ton/m}) = 1.50$$

=====

**Aplicación con varios ejemplos del programa AREACERO**

El programa “AREACERO” elaborado para el lenguaje QBASIC, calcula el área necesaria del refuerzo en un elemento a flexión, sea una viga o una losa en una dirección. Es sumamente sencillo de utilizar, ya que únicamente requiere que se le proporcionen los datos siguientes:  $b$ ,  $M_u$ ,  $f'_c$ ,  $f_y$ ,  $d$ , los cuales solicita el programa en ese mismo orden.

El ancho  $b$  de la losa o de la viga, se proporciona en centímetros. Para las losas de los muros, el ancho  $b$  se toma igual a 100 cm, como ya se vio en los ejemplos propuestos.

El momento último  $M_u$  se suministra en ton-m; el programa mismo se encarga de convertirlo a kg-cm.

La capacidad de los materiales  $f'_c$  y  $f_y$  debe suministrarse en kg/cm<sup>2</sup>.

Se requiere un valor aproximado del peralte efectivo  $d$  (en cm). El programa revisa si ese peralte es el adecuado. Si éste es suficiente, el programa calcula el área de refuerzo para ese valor, así como el momento resistente para la sección dada y el refuerzo calculado. Si, por el contrario, resulta demasiado pequeño, pide un valor más alto de dicho peralte  $d$ , el cual debe suministrar el usuario para continuar iterando.

El programa inicia calculando un valor aproximado del brazo del par resistente:

$$z = 0.9 d$$

Con ese valor de  $z$  determina:

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 f_y z}$$

y a continuación calcula un 1er. valor de la altura del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c}$$

Enseguida prueba si el porcentaje de la diferencia absoluta entre el brazo del par resistente calculado de dos maneras como:

$$z = 0.9 d \text{ y como } z = d - \frac{a}{2}$$

No sobrepasa un valor preestablecido. En este caso particular dicho porcentaje es del 5%. Esto es, si:

$$\left| \frac{z - \left( d - \frac{a}{2} \right)}{z} \right| \leq 0.05$$



El programa continúa. De lo contrario efectúa la operación:

$$z = d - \frac{a}{2}$$

y con este nuevo valor calcula otras  $A_s$ ,  $a$  y hace la prueba nuevamente con  $z$ . Continúa así sucesivamente hasta lograr la convergencia deseada entre el último y el penúltimo valor de  $z$  calculado.

Posteriormente el programa prueba si se cumple el requerimiento de ACI:

$$\rho_{calculada} \leq 0.75\rho_{balanceada}$$

Si esto no se cumple, ello significa que el porcentaje de acero calculado es demasiado grande, lo que podría en caso de fallar, resultar en una falla de tipo frágil del elemento estructural. Para evitar esa circunstancia, el programa pide se incremente el valor del peralte efectivo, lo que resultará en un área de acero menor y por consiguiente:

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

También  $\rho$  reduce su valor y queda abajo del límite máximo admisible: el 75% del refuerzo que corresponde a la viga balanceada.

Finalmente, el programa pone en la pantalla los valores definitivos del peralte efectivo y el área de refuerzo en tensión:  $d$  y  $A_s$ , en cm y cm<sup>2</sup>, respectivamente, así como el momento resistente, en ton-m.

En el caso de las losas, toda vez que se les considera un ancho unitario, normalmente de 100 cm, el área de acero calculada es la que corresponde a dicho ancho unitario.

El programa también revisa que en el caso de que el peralte efectivo propuesto resulte demasiado grande o que el área de refuerzo necesaria sea muy pequeña, ésta no resulte un área de refuerzo menor a la mínima permisible.

Otra prueba que hace el programa es verificar si  $\beta_1$ , parámetro que interviene en el cálculo de  $A_s$  balanceada, no sea menor a 0.65, el cual es el valor mínimo que debe adoptar el mencionado parámetro. En efecto, si  $\beta_1 = 0.85$ , pero si  $f'_c$  es mayor a 280 kg/cm<sup>2</sup> pero menor a 560 kg/cm<sup>2</sup>, entonces habrá que determinar a  $\beta_1$  con la expresión:

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{f'_c - 280}{70} 0.05 \geq 0.65$$

lo cual significa que cada vez que la resistencia del concreto aumenta 70 kg/cm<sup>2</sup> por arriba de 280 kg/cm<sup>2</sup>,  $\beta_1$  disminuye 5%, pero nunca deberá descender de un mínimo  $\beta_1 = 0.65$ , que es el correspondiente a  $f'_c = 560$  kg/cm<sup>2</sup>

Por otro lado, el porcentaje de refuerzo que corresponde a una sección balanceada, se calcula con la expresión:

$$\rho_{balanceada} = 0.85 \beta_1 \frac{6000}{6000 + f_y} \frac{f'_c}{f_y}$$

La cual puede obtenerse al comparar triángulos semejantes en un diagrama de esfuerzos “elásticos” y lineales, de una sección de concreto reforzado, donde se alcanzan simultáneamente los esfuerzos máximos, tanto del concreto como del acero.

Al mismo tiempo se debe cumplir y el programa verifica, que:

$$\rho_{max} = \frac{A_s}{bd} \leq 0.75 \rho_{balanceada}$$

Para prevenir una posible falla de tipo frágil en la sección.

El programa corre, ya sea pulsando la tecla F5, o pulsando *Start* en el menú RUN.

Todo lo anterior puede consultarse en cualquier texto elemental de Concreto Reforzado. En especial, se recomiendan las secciones 10.3.1, 10.3.2 y 10.3.3 de: *Notes on ACI 318-95 Building Code Requirements for Structural Concrete with Design Applications*, publicado en 1996 por la *Portland Cement Association*. 5420 Old Orchard Road, Skopkie, Illinois 60077-1083. De esta publicación existe una versión en español, cuya edición fue realizada por el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto (IMCYC).

### Ejemplos de aplicación del programa “AREACERO”

Estos ejemplos contienen datos de algunos de los casos que se han presentado en el ejemplo de diseño de un depósito rectangular y que en ese caso se resolvieron con la ayuda de las tablas de la PCA, por lo que puede establecerse una comparación entre uno y otro procedimiento.

Para correr el programa, cuando aparezca C>, se teclea QBasic y se pulsa la tecla Enter. La secuencia de teclas por pulsar es la siguiente: C> QBASIC

Pulsar ENTER

Open: AREACERO

Pulsar F5 para que corra el programa.

El usuario deberá teclear los datos del problema cada vez que aparezca un signo de interrogación (?)

Aparece lo siguiente en la pantalla:

#### Ejemplo 1.

---

---

CONCRETO REFORZADO  
DISEÑO DE VIGAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

---

---

TECLEAR EL VALOR DE b, EN cm

? 100

TECLEAR EL VALOR DE Mu, EN TON-M

? 20.73

TECLEAR EL VALOR DE  $f'_c$ , EN kg/cm<sup>2</sup>

? 250

TECLEAR EL VALOR DE fy, EN kg/cm<sup>2</sup>

? 4200

TECLEAR UN VALOR SUPUESTO DEL PERALTE EFECTIVO d, EN cm

? 34.05

Los resultados que aparecen en la pantalla son los siguientes:

RO = 5.255703E-03

RO = 4.989268E-03

AREA DE ACERO As en  $\text{cm}^2 = 16.99$

PERALTE EFECTIVO d = 34.05 cm

MOMENTO RESISTENTE EN TON-M = 23.10

DESEA RESOLVER OTRO CASO? (S/N)?

Comentario:

Aparecen dos valores de RO. El segundo es el definitivo, pues el programa efectúa dos iteraciones hasta que se verifica que el valor absoluto

$$ABS((Z - (D - Y / 2)) / Z) \leq 0.5$$

donde

$$Y = AREACERO * F_y / (.85 * F_c * b)$$

es la profundidad del bloque rectangular equivalente de fuerzas .

El programa verifica que el peralte efectivo concuerde con el propuesto. Posteriormente proporciona el volumen calculado del bloque rectangular equivalente de fuerzas, y calcula el momento resistente. Si éste resulta menor al momento último, entonces habrá que proponer un nuevo peralte efectivo, mayor que el originalmente propuesto.

## Ejemplo 2.

---

### CONCRETO REFORZADO DISEÑO DE VIGAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

---

TECLEAR EL VALOR DE b, EN cm

? 100

TECLEAR EL VALOR DE Mu, EN Ton-m

? 40.33

TECLEAR EL VALOR DE  $f'_c$ , EN  $\text{kg}/\text{cm}^2$

? 250

TECLEAR EL VALOR DE fy, EN  $\text{kg}/\text{cm}^2$

? 4200

TECLEAR UN VALOR SUPUESTO DEL PERALTE EFECTIVO d, EN cm

? 33.4

RO = 1.062676E-02

ÁREA DE ACERO As en  $\text{cm}^2 = 35.49$

PERALTE EFECTIVO d = 33.4 cm

MOMENTO RESISTENTE EN TON-M = 44.56

DESEA RESOLVER OTRO CASO? (S/N)?

### Ejemplo 3.

=====

CONCRETO REFORZADO  
DISEÑO DE VIGAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

=====

TECLEAR EL VALOR DE b, EN cm

? 100

TECLEAR EL VALOR DE Mu, EN TON-M

? 8.57

TECLEAR EL VALOR DE  $f'_c$ , EN kg/cm<sup>2</sup>

? 250

TECLEAR EL VALOR DE fy, EN kg/cm<sup>2</sup>

? 4200

TECLEAR UN VALOR SUPUESTO DEL PERALTE EFECTIVO d, EN cm

? 34.05

RO = 2.172763E-03

RO = 1.998396E-03

AS MIN = 11.35 cm<sup>2</sup>

ÁREA DE ACERO AS = 1.33 x AS CALCULADA < AS MIN

POR LO TANTO: ÁREA DE ACERO EN cm<sup>2</sup> = 1.33 x 6.804538 = 9.05

PERALTE EFECTIVO d = 34.05 cm

MOMENTO RESISTENTE EN TON-M = 12.69

DESEA RESOLVER OTRO CASO? (S/N)?

En este ejemplo, el área de refuerzo resultante es menor a la mínima necesaria. El programa verifica si el área calculada incrementada en una tercera parte, es menor o mayor al área mínima, según la disposición al respecto de ACI. Puesto que si

AS MIN > 1.33 x AS CALCULADA

rige el valor del lado derecho de la desigualdad. En caso contrario regiría el área mínima, como se verá en el siguiente ejemplo.

### Ejemplo 4

=====

CONCRETO REFORZADO  
DISEÑO DE VIGAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

=====

TECLEAR EL VALOR DE b, EN cm

? 100

TECLEAR EL VALOR DE  $M_u$ , EN TON-M

? 11

TECLEAR EL VALOR DE  $f'_c$ , EN kg/cm<sup>2</sup>

? 250

TECLEAR EL VALOR DE  $f_y$ , EN kg/cm<sup>2</sup>

? 4200

TECLEAR UN VALOR SUPUESTO DEL PERALTE EFECTIVO  $d$ , EN cm

? 34.05

RO = 2.7888441E-03

RO = 2.581095 E-03

ÁREA DE ACERO MÍNIMA EN cm<sup>2</sup> = 11.35

PERALTE EFECTIVO  $d$  = 34.05 cm

MOMENTO RESISTENTE EN TON-M = 15.82

DESEA RESOLVER OTRO CASO? (S/N)?

### Ejemplo 5.

Este ejemplo consiste en diseñar una viga rectangular. Se efectúan varios intentos hasta que se logra un diseño apropiado de la viga. Este es un caso en que el peralte efectivo inicialmente propuesto no resulta lo suficientemente grande, ya que el porcentaje de acero resultante es mayor al permisible, por lo que en las iteraciones subsecuentes se va aumentando el peralte, hasta obtener el área de acero y el tamaño de la viga adecuados.

---

#### CONCRETO REFORZADO DISEÑO DE VIGAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

---

TECLEAR EL VALOR DE  $b$ , EN cm

? 30

TECLEAR EL VALOR DE  $M_u$ , EN TON-M

? 65

TECLEAR EL VALOR DE  $f'_c$ , EN kg/cm<sup>2</sup>

? 250

TECLEAR EL VALOR DE  $f_y$ , EN kg/cm<sup>2</sup>

? 4200

TECLEAR UN VALOR SUPUESTO DEL PERALTE EFECTIVO  $d$ , EN cm

? 60

RO = 1.769112E-02

RO = 1.929542E-02

RO > 0.75 DE RO BALANCEADA

TECLEAR UN NUEVO VALOR DE  $d$ , MAYOR AL ANTERIOR, EN cm

? 65

RO = 1.507409E-02

RO = 1.594144 E-02

PERALTE EFECTIVO  $d = 65$  cm

ÁREA DE ACERO  $A_s = 31.09$  cm<sup>2</sup>

MOMENTO RESISTENTE EN TON-M = 71.49

DESEA RESOLVER OTRO CASO? (S/N)?

Se efectuaron varias corridas con diferentes valores del peralte  $d$ . Nótese que para un cierto valor de dicho peralte, al disminuir el área de acero necesaria, ocurre lo mismo con el momento resistente, aunque posteriormente, de nueva cuenta empieza a incrementarse éste. Los resultados pueden verse en la siguiente tabla.

$b = 30$  cm;  $M_u = 65$  ton-m

d (cm)	RO	AREA DE ACERO (cm <sup>2</sup> )	MOMENTO RESISTENTE ton-m
60	1a. iteración: RO = 1.769112 E-02 2a. iteración: RO = 1.92945 E-02 > .75 x RO BALANC	---	-----
61	1a. iteración: RO = 1.711584 E-02 2a. iteración: RO = 1.854020 E-02	33.93	71 > 65
62	1a. iteración: RO = 1.656817 E-02 2a. iteración: RO = 1.78308 E-02	33.17	71.14 > 65
65	1a. iteración: RO = 1.507409 E-02 2a. iteración: RO = 1.594144 E-02	31.09	71.49 > 65
66	RO = 1.462076 E-02	28.95	68.65 > 65
67	RO = 1.418758 E-02	28.52	69.00 > 65
68	RO = 1.377366 E-02	28.10	69.33 > 65
70	RO = 1.299756 E-02	27.29	69.94 > 65
77	RO = 1.074178 E-02	24.81	71.73 > 65
80	RO = 9.951254 E-03	23.88	72.36 > 65

Nótese que el hecho de aumentar el peralte efectivo disminuye el área de refuerzo calculada, si bien, como puede observarse, puede escogerse una combinación del peralte y su correspondiente área de acero, para lograr el momento resistente deseado.

# TABLAS

ÁREA DE REFUERZO PARA LOSAS, EN CM<sup>2</sup>, SUMINISTRADA POR DIFERENTES  
DIÁMETROS DE VARILLAS Y SEPARACIONES, EN CM.

Separación (cm)	NÚMERO DE LA VARILLA								
	3	4	5	6	7	8	9	10	12
10	7.10	12.70	19.79	28.70	-	-	-	-	-
11	6.45	11.55	17.99	26.09	-	-	-	-	-
12	5.92	10.58	16.49	23.92	-	-	-	-	-
13	5.46	9.77	15.22	22.08	-	-	-	-	-
14	5.07	9.07	14.14	20.50	-	-	-	-	-
15	4.73	8.47	13.20	19.13	5.80	3.80	42.80	52.93	76.00
16	4.44	7.94	12.37	17.94	4.19	1.69	40.13	49.63	71.25
17	4.18	7.47	11.64	16.88	2.76	9.82	37.76	46.71	67.06
18	3.94	7.06	11.00	15.94	1.50	8.17	35.67	44.11	63.33

20	3.55	6.35	9.90	14.35	9.35	5.35	32.10	39.70	57.00
21	3.38	6.05	9.42	13.67	8.43	4.14	30.57	37.81	54.29
22	3.23	5.77	9.00	13.05	7.59	3.05	29.18	36.09	51.82
23	3.09	5.52	8.60	12.48	6.83	2.04	27.91	34.52	49.47
24	2.96	5.29	8.25	11.96	6.13	1.13	26.75	33.08	47.50
25	2.84	5.08	7.92	11.51	5.57	0.88	25.68	31.76	45.50

				1.48	5.48	0.28			5.6 0
26	2.73	4.88	7.62	1 1.04	1 4.88	1 9.50	24.69	30.54	4 3.8 5
27	2.63	4.70	7.33	1 0.63	1 4.33	1 8.78	23.78	29.41	4 2.2 2
28	2.54	4.54	7.07	1 0.25	1 3.82	1 8.11	22.93	28.36	4 0.7 1
29	2.45	4.38	6.83	9 .90	1 3.34	1 7.48	22.14	27.38	3 9.3 1
30	2.37	4.23	6.60	9 .57	1 2.90	1 6.90	21.40	26.47	3 8.0 0



## Capacidad de varillas en tensión directa, en ton

$$T_u = 0.9 f_y A_s$$

para  $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$

separación (cm)	VARILLA								
	# 3	# 4	# 5	# 6	# 7	# 8	# 9	# 10	# 12
10	26.84	48.00	-	-	-	-	-	-	-
11	24.38	43.66	-	-	-	-	-	-	-
12	22.38	43.66	-	-	-	-	-	-	-
13	20.64	36.93	-	-	-	-	-	-	-
14	19.16	34.28	-	-	-	-	-	-	-
15	17.88	32.02	48.90	72.31	97.52	127.76	161.78	200.07	287.28
16	16.78	30.01	46.76	67.81	91.44	119.79	151.69	187.60	269.32
17	15.80	28.24	44.00	63.81	86.03	112.72	142.73	176.56	253.49
18	14.88	26.69	41.58	60.25	81.27	106.48	134.83	166.74	239.39
19	14.14	25.25	39.39	57.12	77.00	100.85	127.73	157.97	226.80
20	13.42	24.00	37.42	54.24	73.14	95.82	121.34	150.07	215.46
21	-	-	35.61	51.67	69.67	91.25	115.55	142.92	205.22
22	-	-	34.02	49.33	66.49	87.13	110.30	136.42	195.88
23	-	-	32.51	47.17	63.62	83.31	105.50	130.49	187.37
24	-	-	31.18	45.21	60.97	79.87	101.11	125.04	179.55
25	-	-	29.94	43.39	58.51	76.66	97.07	120.05	172.37
26	-	-	28.80	41.73	56.25	73.71	93.33	115.44	165.75
27	-	-	27.71	40.18	54.17	70.99	89.89	111.17	159.59
28	-	-	26.72	38.74	52.24	68.46	86.67	107.20	153.88
29	-	-	25.82	37.42	50.43	66.07	83.69	103.50	148.59
30	-	-	24.95	36.17	48.76	63.88	80.89	100.06	143.64

## Longitud básica de desarrollo de las varillas según la Sección 12.2.2 de ACI 318-95

$$\ell_{db} = 0.06A_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

Ecuación básica

Longitud básica de desarrollo, en cm $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$						
Número de la varilla	$A_b$ en $\text{cm}^2$	$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$	$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
3	0.7	mín	Mín	mín	mín	mín
1	1	30	30	30	30	30
4	1.2	mín	mín	mín	mín	mín
7	7	30	30	30	30	30
5	1.9	35	mín	mín	mín	mín
9	9		30	30	30	30
6	2.8	50	46	43	42	39
7	7	67	62	58	56	52
8	5.0	88	81	76	74	68
7	7					
9	6.4	112	102	97	93	86
2	2					
1	7.9	138	127	120	115	107
0	4					
1	11.	198	182	172	166	154
2	40					

La ecuación 
$$t = \frac{CE_s + f_s - nf'_c}{100f'_cf_s} T$$
 para

$$C = 0.0003; E_s = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2; E_c = 14\,000\sqrt{f'_c}; n = \frac{E_s}{E_c};$$

$f_s = 1,400 \text{ kg/cm}^2$  y diversos valores de  $f'_c$  supuestos iguales a  $0.10f'_c$

$f'_c$ $\text{kg/cm}^2$	$f_c$ $\text{kg/cm}^2$	$E_c$ $\text{kg/cm}^2$	n	t cm
200	20	197,990	10	0.00071T
250	25	221,359	9	0.00051T
280	28	234,265	8.5	0.00045T

300	30	242,487	8.25	0.00042T
350	35	261,916	7.6	0.00035T

Longitud de desarrollo  $\ell_d$  para acero  $f_y = 4\ 200\text{ kg/cm}^2$ , refuerzo de lecho inferior, en concreto de peso normal según ACI 318-95

	$f'_c$ en kg/cm <sup>2</sup>	Varillas corrugadas del No. 6 y menores, y alambres corrugados	Varillas del No7 y mayores
Separación libre, no menor a $d_b$ , de las varillas que se van a desarrollar o a empalmar, con un recubrimiento libre no menor a $2d_b$ , y los estribos en las vigas o anillos en las columnas, en toda la longitud $\ell_d$ , no menor al mínimo del reglamento, o Separación libre, no menor a $2d_b$ , del refuerzo que se va a desarrollar o a empalmar, con un recubrimiento libre no menor a $d_b$	210	44 $d_b$	55 $d_b$
	280	38 $d_b$	47 $d_b$
	350	34 $d_b$	42 $d_b$
	420	31 $d_b$	39 $d_b$
	560	27 $d_b$	34 $d_b$
	700	24 $d_b$	30 $d_b$
Otros casos	210	66 $d_b$	82 $d_b$
	280	57 $d_b$	71 $d_b$
	350	51 $d_b$	64 $d_b$
	420	46 $d_b$	58 $d_b$
	560	40 $d_b$	50 $d_b$
	700	36 $d_b$	45 $d_b$

## **Derechos Reservados 2001**

© Fundación ICA, A.C.

© Universidad Autónoma del Estado de México (UAEM)

Fundación ICA, A.C.

Av. del Parque No. 91

Colonia Nápoles

C.P. 03810 México, D.F.

Tel. (01 5) 6 69 39 85, 2 72 99 91, ext. 4000 y 4001

Ext. Fax 4083

<http://www.fundacion-ica.org.mx>

e-mail: [lunaf@fundacion-ica.org.mx](mailto:lunaf@fundacion-ica.org.mx)

Universidad Autónoma del Estado de México (UAEM)

Av. Instituto Literario No. 100 Ote.

Toluca, Estado de México

C.P. 50000

<http://www.uaemex.mx/>

Derechos exclusivos de edición reservados para todos los países de habla hispana.

Prohibida la reproducción total o parcial por cualquier medio sin autorización escrita de los editores.

ISBN 968-7508 91-4

Impreso en México

FUNDACION VALLE LO AGUIRRE  
UNIVERSIDAD DE CHILE

ESTANQUE SEMIENTERRADO V=1.000 M3

PROYECTO DE URBANIZACION PARQUE CIENTIFICO TECNOLOGICO

MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL

MATERIALES:

- Hormigón H-30 con 90% de Nivel de Confianza en Foso,Fondo,Muro,Pilares Vigas y Losas de cubierta.
- Hormigón H-5 en emplantillado
- Acero A63.42H para hormigón armado.
- Acero A37.24 ES para elementos metálicos.

TENSIONES ADMISIBLES DE LOS MATERIALES

A.-HORMIGONES

Hormigones en caras húmedas o en contacto con el agua,Fase Ib.

$$\sigma_b = 0,6 * M / W - N / A \quad \begin{array}{l} N+ \text{ es compresión} \\ N- \text{ es tracción} \end{array}$$

Para flexión o flexocompresión  $\sigma_{b.adm} = 22,00 \text{ Kg/cm}^2$

Para tracción o flexotracción  $\sigma_{b.adm} = 19,00 \text{ Kg/cm}^2$

Por tracción pura en muros circulares

$$\sigma_b = (C * E_a * F_e + T_{max}) / (b * h + n * F_e) \quad 23,00 \text{ Kg/cm}^2$$

En que:

- C = Coeficiente de retracción de fraguado del hormigón = 0,00035  
 E<sub>a</sub> = Coeficiente de elasticidad del acero = 2100000 Kg/cm<sup>2</sup>  
 F<sub>e</sub> = Sección de acero en cm<sup>2</sup>/m.  
 T<sub>max</sub> = tracción máxima de la sección de hormigón Kg/cm<sup>2</sup>  
 b \* h = sección de hormigón  
 n = relación E<sub>a</sub> / E<sub>h</sub> = 10

Hormigones en caras secas.

Para flexión o flexocompresión  $\sigma_{b.adm} = 100,00 \text{ Kg/cm}^2$

Las tensiones del hormigón y las armaduras necesarias se calcularán según la teoría clásica del hormigón.

## B.-ACERO PARA HORMIGON ARMADO

Acero en caras humedas o en contacto con el agua. (Kg/cm2)

		Normales	Eventuales
Flexión o flexocompresión	$\sigma_{e.adm} =$	1.300	1.500
Tracción o flexotracción	$\sigma_{e.adm} =$	1.000	1.300

Acero en caras secas. (Kg/cm2)

		Normales	Eventuales
Losas	$\sigma_{e.adm} =$	1.680	2.240
Vigas	$\sigma_{e.adm} =$	1.680	2.240

## RECUBRIMIENTOS.

Fondo --Foso--Pilares y Muro	4,00 cm.
Losa de Cubierta	Cara sup. 3,00 cm. Cara inf. 4,00 cm.
Vigas	4,00 cm.

## BIBLIOGRAFIA. -

Codigo de Diseño de Hormigón Armado basado en el ACI 318-99

NCh. 433 Diseño Sísmico de Edificios.

NCh. 2369 Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales.

Seismic Desing Of Storage Tanks.New Zealand National Society For Earthquake Engineering.

Circular Concrete Tanks Whithout Prestressing.P.C.A.

BS 8007 Desing of Concrete Structures for Retaining Aqueous Liquids.

## DATOS GEOMETRICOS

Diámetro interior	$D_{int.} =$	17,00 m.
Espesor del muro	$t =$	0,22 m.
Altura máxima del agua	$H_{max.} =$	4,49 m.
Altura media del agua	$H_{media} =$	4,46 m.
Revancha	$h =$	0,25 m.
Volumen	$V =$	1000 m3.

## PARAMETROS DEL SUELO.

Peso unitario natural	$\gamma =$	2,50 Ton/m <sup>3</sup>
Angulo de fricción interna	$\phi =$	40 °
Tensiones de contacto	$\sigma_a$ normal =	10,00 kg/cm <sup>2</sup>
	$\sigma_a$ eventual =	20,00 kg/cm <sup>2</sup>

El suelo sobre el que se apoyará el estanque corresponde a un suelo tipo I según la clasificación de la Norma NCH 433

Por lo tanto	$T =$	0,20
	$n =$	1,00

parámetros correspondientes al suelo tipo I.

## CALCULO SISMICO

Para el cálculo sísmico se usará la Seismic Desing Of Storage Tanks de la New Zealand National Society For Earthquake Engineering.

Para un estanque de agua potable  $p =$  0,005

Por lo que  $I =$  1,2

Para el valle de Lo Aguirre ubicado en la Región Metropolitana, corresponde una zona sísmica 2

$$A_o = 0,30 \text{ g}$$

Masas Sísmicas.

Para el cálculo sísmico se considerará el 100% del agua total

$$M_{\text{total}} = 1000 \text{ m}^3 = \text{ml}$$

Para un estanque rigido para  $H/R =$  0,53

$m_o / \text{ml} =$	0,30	$m_o =$	300 Ton.	Masa de agua impulsiva
---------------------	------	---------	----------	------------------------

$m_1 / \text{ml} =$	0,65	$m_1 =$	650 Ton.	Masa de agua convectiva
---------------------	------	---------	----------	-------------------------

$m_w = t * j_h * 2 * \pi * (D + t / 2) * (H + h) =$	135,39 Ton.	Masa del muro.
---	-------------	----------------

$m_t = e_{\text{losa}} * j_h * \pi * (D / 2 + t)^2 =$	91,73 Ton.	Masa de la cubierta.
---	------------	----------------------

Altura de aplicación de las masas.

$h_o / H =$	0,40	$h_o =$	1,80 m.	Altura de aplicación de la masa impulsiva.
$h_1 / H =$	0,55	$h_1 =$	2,47 m.	Altura de aplicación de la masa convectiva.



## Coeficientes Sísmicos

Coeficiente sísmico impulsivo.

La aceleración espectral de diseño o coeficiente sísmico del modo impulsivo para la acción sísmica horizontal debe ser igual al coeficiente sísmico máximo indicado en la Norma Nch 2369 para  $R=3$  y  $e=0,03$ . Por lo tanto  $C=0,34$  y por ser zona sísmica 2

$$Ch(T_0) = C * I * 0,75 \quad I = 1,2 \quad Ch(T_0) = 0,31$$

Coeficiente sísmico convectivo.

Según Norma NCh 2369 el coeficiente sísmico convectivo se determina mediante la siguiente expresión:

$$Ch(T_i) = 2,75 * A_0 * (T' / T_i)^n * (0,05 / e)^{0,4} * I / g * R$$

$$\text{pero no menor a } 0,1 * A_0 / g = 0,03$$

En que:	$A_0 = 0,30 \text{ g}$	Aceleración sísmica efectiva
	$T' = 0,20 \text{ seg}$	parámetro relativo al tipo de suelo
	$e = 0,005$	razón de amortiguamiento
	$R = 3,00$	factor de modificación de la respuesta
	$n = 1,00$	parámetro relativo al tipo de suelo
	$I = 1,20$	coeficiente de importancia de la estructura
	$T_i = \text{periodo fundamental para el modo convectivo } i$	

Según la Norma NZ para una relación  $H/R = 0,53$

$T_1 * \sqrt{g/R} = 5,31$	$T_1 = 4,95$	Período para el primer modo convectivo
$T_2 * \sqrt{g/R} = 2,70$	$T_2 = 2,51$	
		Período para el segundo modo convectivo
$Ch(T_1) = 0,03$	$Ch(T_1) = 0,033523$	
$Ch(T_2) = 0,07$	$Ch(T_2) = 0,07$	

ALTURA MAXIMA DE LA OLA.

$$d_{max} = R * \sqrt{(0,84 * Ch(T_1))^2 + (0,07 * Ch(T_2))^2}$$

$$d_{max} = 0,24 \text{ m.} \quad \text{Altura máxima de la ola.}$$

$$\text{Altura del agua en la zona del foso} \quad H_{max} = 4,49 \text{ m.}$$

$$\text{Revanca} = 0,25 \text{ m.}$$

$$\text{Altura del fondo a la cara inferior de la losa} \quad H_0 = 4,74 \text{ m.}$$

$$H_1 + d_{max} = 4,73 \text{ m.}$$

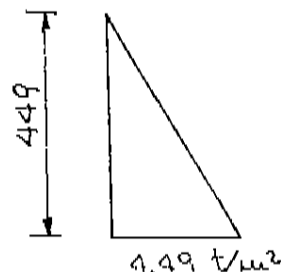
Delta H =  $H_1 + d_{\max} - H_0$  Delta H =  $-0,01 \text{ m}$ . Esto equivale a una carga uniforme hacia arriba de  $q = -0,01 \text{ T/m}^2$  que se contraresta con el peso de la losa más el relleno de ripio

$$pp \text{ losa} = 0,36 \text{ T/m}^2$$

$$pp \text{ ripio} = \frac{0,30 \text{ T/m}^2}{0,66 \text{ T/m}^2} \text{ que es mayor a } -0,01 \text{ T/m}^2$$

### DETERMINACION DE LAS PRESIONES SOBRE EL MURO.

—Carga hidrostática con el 100% del agua



—Agua sísmica.

El agua sísmica tiene tres componentes, la impulsiva, la convectiva y la vertical.

$p_i$  = Componente impulsiva de presión.

$p_c$  = Componente convectiva de presión.

$p_v$  = Componente vertical de presión.

El coeficiente sísmico vertical es 2/3 del coeficiente sísmico impulsivo.  $Ch(T_v) = 0,20$

Componente Impulsiva

$$p_i = (m_o + m_w) / m_o * q_0(z) * Ch(T_0) * j * R * \cos \theta$$

$j$  = peso específico del líquido.

$R$  = radio del estanque

$Ch(T_0) = 0,31 \text{ seg}$

$p_{i\max}$  para  $\cos \theta = 1$

$$p_i = 3,77 * q_0(z) \text{ T/m}^2$$

Para  $H/R = 0,53$  y para cada relación  $Z/R$  se obtienen valores de  $q_0(z)/q_0(0)$  y para la misma relación  $H/R$  se obtiene que  $q_0(0) = 0,44$

Z/H	$q_0(z)/q_0(0)$		Z/H	$q_0(z)$
0,0	1,00	y $q_0(0) = 0,44$	0,0	0,44
0,2	0,98		0,2	0,43
0,4	0,89		0,4	0,39
0,6	0,74		0,6	0,33
0,8	0,48		0,8	0,21
1,0	0,00		1,0	0,00

Z/H	$p_i(T/m^2)$
0,0	1,66
0,2	1,63
0,4	1,48
0,6	1,23
0,8	0,80
1,0	0,00

### Componente Convectiva

$$p_c = q_1(z) * Ch(T_1) * j * R * \cos \theta$$

$j$  = peso específico del líquido.

$R$  = radio del estanque

$Ch(T_1) = 0,03 \text{ seg}$

$p_{i\max}$  para  $\cos \theta = 1$

$$p_c = 0,28 * q_1(z) \text{ T/m}^2$$

Para  $H/R = 0,53$  y para cada relación  $Z/R$  se obtienen valores de  $q_1(z)$ .

Z/H	$q_1(z)$	Z/H	$p_c(T/m^2)$
0,0	0,57	0,0	0,16
0,2	0,58	0,2	0,17
0,4	0,61	0,4	0,17
0,6	0,66	0,6	0,19
0,8	0,73	0,8	0,21
1,0	0,84	1,0	0,24

### Componente Vertical

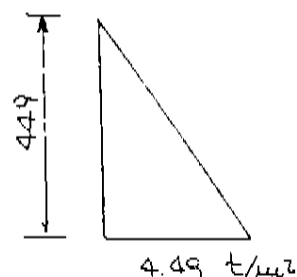
La componente vertical de la presión es la presión hidrostática multiplicada por el coeficiente sísmico de la componente vertical.  $Ch(T_v) = 0,20$

Z/H	$p_v(T/m^2)$	Z/H	$p_{total}(T/m^2)$
0,0	0,92	0,0	1,52
0,2	0,73	0,2	1,43
0,4	0,55	0,4	1,27
0,6	0,37	0,6	1,04
0,8	0,18	0,8	0,68
1,0	0,00	1,0	0,19

$$p_{total} = \sqrt{(p_i^2 + p_c^2 + p_v^2)} * 0,8$$

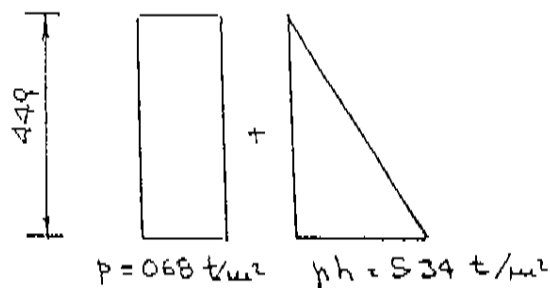
## RESUMEN DE DIAGRAMAS DE PRESIONES SOBRE EL MURO.

## A-ESTATICO



$$H / D * t = 5,39$$

## B-ESTATICO + SISMO



$$H^2 / D * t = 5,39$$

$$p = 0,68 \text{ T/m}^2$$

$$j * h = 5,34 \text{ T/m}^2$$

## CASO ESTATICO

Tracción máxima en el muro.

$$T_{\max} = \text{COEF.} * j * H * R$$

$$T_{\max} = 23,89 \text{ Ton.}$$

Momento en la base.

$$M_b = \text{COEF} * j * H^3 * 0,85$$

$$M_b = -1,60 \text{ T-m.}$$

## CASO ESTATICO + SISMO

Tracción máxima en el muro.

$$T_{\max} = (C1 * p * R + C2 * j * h * R)$$

$$T_{\max} = 34,29 \text{ Ton.}$$

Momento en la base.

$$M_b = (C1 * p * H^2 + C2 * j * h * H^2) * 0,85$$

$$M_b = -2,22 \text{ T-m.}$$

Como las tracciones y los momentos sísmicos son mayores a 1,15 de las tracciones y momentos estáticos predomina la sollicitación sísmica.

## TRACCIONES SOBRE EL MURO

PROF.	C1	C2	T1(Ton)	T2(Ton)	Ttotal(Ton)	Fe (cm2/m)
0,0H	0,991	-0,009	5,69	-0,41	5,28	2,03
0,1H	1,010	0,110	5,80	4,99	10,79	4,15
0,2H	1,030	0,230	5,91	10,44	16,35	6,29
0,3H	1,051	0,351	6,03	15,93	21,96	8,45
0,4H	1,067	0,467	6,12	21,19	27,31	10,50
0,5H	1,064	0,564	6,11	25,59	31,70	12,19
0,6H	1,026	0,626	5,89	28,40	34,29	13,19
0,7H	0,920	0,620	5,28	28,13	33,41	12,85
0,8H	0,720	0,520	4,13	23,59	27,73	10,66
0,9H	0,407	0,307	2,34	13,93	16,26	6,26

Verificación Fase 1b.

$$\sigma_b = (C * E_a * F_e + T_{max}) / (b * h + n * F_e) \quad 23,00 \text{ Kg/cm}^2$$

En que:

$C$  = Coeficiente de retracción de fraguado del hormigón = 0,00035  
 $E_a$  = Coeficiente de elasticidad del acero = 2100000 Kg/cm<sup>2</sup>  
 $F_e$  = Sección de acero en cm<sup>2</sup>/m.  
 $T_{max}$  = tracción máxima de la sección de hormigón Kg/cm<sup>2</sup>  
 $b * h$  = sección de hormigón  
 $F_e$  = sección de acero cm<sup>2</sup>/m.  
 $n$  = relación  $E_a / E_h$  = 10

$$\sigma_b = 21,79 \text{ T/m}^2 \quad \text{OK}$$

Momento en la base del muro.

$$M_b = (C1 * p * H^2 + C2 * j * h * H^2) \quad M_b = -2,22 \text{ T-m.}$$

Carga normal.

$$N = 3,82 \text{ Ton.}$$

Verificación Fase 1b.

$$\sigma_b = 0,6 * M / W - N / A \quad \sigma_b = 147,63 \text{ T/m}^2 \quad \text{OK}$$

Cálculo de armadura.

$$\text{Con} \quad \sigma_s = 1,50 \text{ T/cm}^2 \quad b = 1,00 \text{ m.}$$

$$h = 0,22 \text{ m.} \quad y \quad r = 0,04 \text{ m.}$$

$$\sigma_b = 55,45 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_e = 8,99 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Momento en el muro (cara exterior)

$$M_p = C (p * H^2 + j * h * H^2) \quad M_p = 1,07 \text{ T/m.}$$

$$N = 3,32 \text{ Ton.}$$

$$\text{Con } \sigma_e = 2,24 \text{ T/cm}^2 \quad b = 1,00$$

$$h = 0,22 \text{ m.} \quad y \quad r = 0,04 \text{ m.}$$

$$\sigma_b = 43,25 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_e = 2,31 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

FONDO

En el borde del muro vertical. El momento es el mismo del arranque del muro.

$$M_b = -2,22 \text{ T-m.}$$

Tracción producida por el corte del muro

$$T = C1 * p * H + C2 * j * h * H \quad T = 5,67 \text{ Ton}$$

$$\text{Si espesor del fondo es } = 0,25 \text{ m.}$$

Verificación Fase 1b.

$$\sigma_b = 0,6 * M / W + T / A \quad \sigma_b = 150,47 \text{ T/m}^2 \quad \text{OK}$$

Cálculo de armadura.

$$\text{Con } \sigma_e = 1,30 \text{ T/cm}^2 \quad b = 1,00 \text{ m.}$$

$$h = 0,25 \text{ m.} \quad y \quad r = 0,04 \text{ m.}$$

$$\sigma_b = 35,15 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_e = 12,74 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

# CALCULO FUNDACION PILAR

Espesor losa de cubierta	$e_l =$	0,15 m
Espesor relleno ripio	$e_r =$	0,15 m
Sobrecarga	$s.c. =$	0,25 T/m <sup>2</sup>
Luz losas	$L_l =$	4,20 m
Distancia entre pilares	$D =$	6,54 m
Diámetro Pilar	$D_p =$	0,30 m
Diámetro Fundación	$D_f =$	0,60 m
Altura Fundación	$H_f =$	0,20 m
Altura talud	$H_t =$	0,05 m
Espesor vigas	$e_v =$	0,25 m
Altura vigas	$H_v =$	0,75 m
Altura piso a cielo =	$H =$	4,79 m
Espesor Losa de fondo =	$e_f =$	0,20 m
Altura máxima del agua =	$H_{max} =$	4,49 m

Tensión de contacto estática  $\sigma_{Normal} = 10,00 \text{ Kg/cm}^2$

Tensión de contacto estática + sismo  $\sigma_{Eventual} = 20,00 \text{ Kg/cm}^2$

Descarga losa =  $j_h * e_l * L_l * D = 9,89 \text{ Ton.}$

Descarga ripio =  $j_r * e_r * (L_l - e_v) * D = 7,75 \text{ Ton.}$

Descarga sc.  $s.c. * (L_l - e_v) * D = \underline{6,46 \text{ Ton.}}$

Descarga cargas permanentes  $q = 17,64 \text{ Ton.}$

Descarga cargas eventuales  $g = 24,10 \text{ Ton.}$

Descarga vigas =  $e_v * (H_v - e_l) * D * j_h = 2,35 \text{ Ton.}$

Pp pilar =  $\pi * D_p / 4 * H * j_h = 0,78 \text{ Ton.}$

Pp Fund. + losa de fondo = 0,26 Ton.

Peso del agua sobre la fundación = 0,92 Ton.

$Q_n = 21,95 \text{ Ton.}$

$Q_e = 28,40 \text{ Ton.}$

Tensión de contacto =  $\sigma_n = Q_n / A = 77,62 \text{ Ton/m}^2$

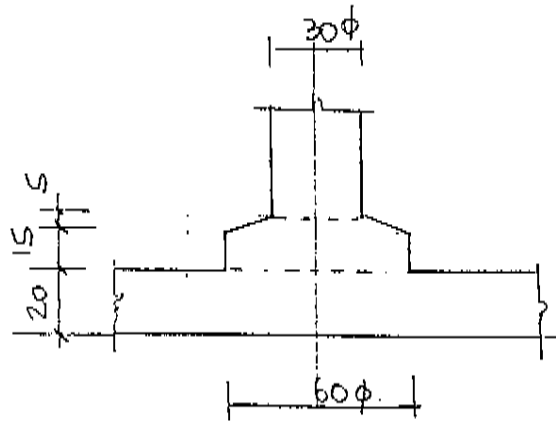
$\sigma_e = Q_e / A = 100,46 \text{ Ton/m}^2$

Cálculo base.

Lo más desfavorable es cuando tiene s.c. en la losa superior y el estanque está vacío.

$$Q = 27,23 \text{ Ton.}$$

$$q = Q/A = 96,31 \text{ Ton/m}^2$$



$$M = q \cdot (Df/2)^2 / 2 = 4,33 \text{ T-m}$$

$$\sigma_e = 2,24 \text{ Ton/cm}^2 \quad b = 1,00 \text{ m}$$

$$h = 0,40 \text{ m.} \quad r = 0,04 \text{ m.}$$

$$\sigma_b = 37,03 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_e = 5,83 \text{ cm}^2/\text{m.}$$



# CALCULO LOSAS DE CUBIERTA

Datos.

Espesor losa.	el=	0,15 m.
Espesor relleno de ripio.	er=	0,15 m.
Sobrecarga.	sc=	0,25 T/m <sup>2</sup>

Luces de cálculo

Tramo (1)=	4,40 m.	Tramo (2)=	4,20 m.
Tramo (3)=	4,20 m.	Tramo (4)=	4,40 m.

$$P_p \text{ losa} = j_h * e_l = 0,36 \text{ T/m}^2$$

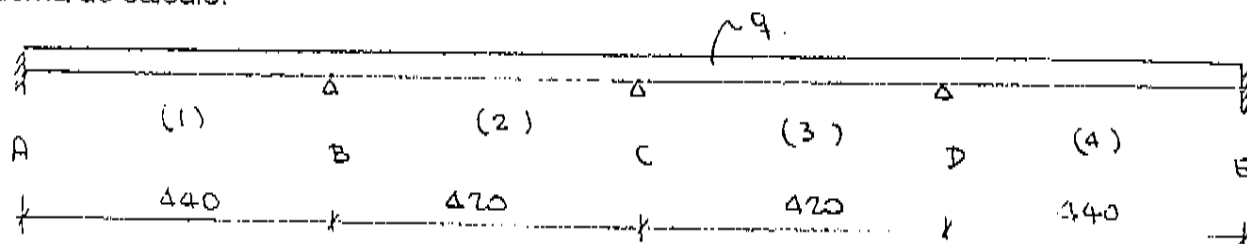
$$P_p \text{ ripio} = j_r * e_r = 0,30 \text{ T/m}^2$$

Cargas permanentes	q=	0,66 T/m <sup>2</sup>
Carga eventual sc	g=	<u>0,25 T/m<sup>2</sup></u>
	Q <sub>total</sub> =	0,91 T/m <sup>2</sup>

Como la carga eventual es un 38% de la carga permanente, la losa se calculará con la carga total como estado eventual.

La sobrecarga se colocará en los tramos en los cuales produzca solicitaciones mayores.

Esquema de cálculo.



Cálculo momentos en los apoyos cargando con q= 0,66 T/m<sup>2</sup> todos los tramos.

A	B	C	D	E
-1,088	-1,019	-0,946	-1,019	-1,088

Cálculo momentos en los apoyos cargando con  $g=$   
que se indican entre paréntesis.

0,25 T/m<sup>2</sup>

los tramos

( 1 )	-0,509	-0,192	0,052	-0,014	0,007
( 2 )	0,122	-0,244	-0,231	0,065	-0,032
( 3 )	-0,032	0,065	-0,231	-0,244	0,122
( 4 )	0,007	-0,014	0,052	-0,192	-0,509

Momentos negativos máximos.

$$MA = -1,629 \text{ T-m} = ME$$

$$MB = -1,469 \text{ T-m} = MD$$

$$MC = -1,408 \text{ T-m}$$

Momentos positivos máximos.

Tramo A-B=Tramo E-D

Momentos negativos cargando con  $q=0,66 \text{ T/m}^2$  todos los tramos y con  $g=0,25 \text{ T/m}^2$  los tramos ( 1 ) y ( 3 ).

$$MA = -1,629 \text{ T-m}$$

$$MB = -1,146 \text{ T-m}$$

$$RA = 2,112 \text{ T.}$$

$$RB = 1,892 \text{ T.}$$

x	0,000	2,321	4,400
M	-1,629	0,822	-1,146
V	2,112	-	1,892

Tramo B-C = Tramo D-C

Momentos negativos cargando con  $q=0,66 \text{ T/m}^2$  todos los tramos y con  $g=0,25 \text{ T/m}^2$  los tramos ( 2 ) y ( 4 )

$$MB = -1,277 \text{ T-m}$$

$$MC = -1,125 \text{ T-m}$$

$$RB = 1,947 \text{ T}$$

$$RC = 1,875 \text{ T.}$$

x	0,000	2,140	4,200
M	-1,277	0,806	-1,125
V	1,947	-	1,875

## CALCULO ARMADURAS

## Momentos negativos

$$\text{Con } \sigma_e = 2,240 \text{ T/cm}^2$$

$$b = 1,000 \text{ m}$$

$$h = 0,150 \text{ m.}$$

$$r = 0,030 \text{ m}$$

$$\text{Para } M_A = -1,629 \text{ T-m}$$

$$\sigma_b = 79,94 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_e = 7,16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Para } M_B = -1,469 \text{ T-m}$$

$$\sigma_b = 74,86 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_e = 6,42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Para } M_C = -1,408 \text{ T-m}$$

$$\sigma_b = 72,89 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_e = 6,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

## Momentos positivos

$$\text{Con } \sigma_e = 1,500 \text{ T/cm}^2$$

$$b = 1,000 \text{ m}$$

$$h = 0,150 \text{ m.}$$

$$r = 0,040 \text{ m}$$

$$\text{Para } M_{AB} = 0,822 \text{ T-m}$$

$$\sigma_b = 47,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_e = 5,58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Para } M_{BC} = 0,806 \text{ T-m}$$

$$\sigma_b = 46,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_e = 5,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

## Armadura mínima

$$F_{\min} = 1,4 * b * h / 420$$

$$F_{\min} = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

CALCULO CUBIERTA

## B.—Cálculo Viga VINV.101 25/75

Espesor losa.	el=	0,15 m.
Espesor relleno de ripio.	er=	0,15 m.
Sobrecarga.	sc=	0,25 T/m <sup>2</sup>
Espesor viga	ev	0,25 m
Alto viga	hv=	0,75 m
Luz losa	ll=	4,20 m

Luces de cálculo

Tramo (1)= 5,33 m. Tramo (2)= 6,54 m.

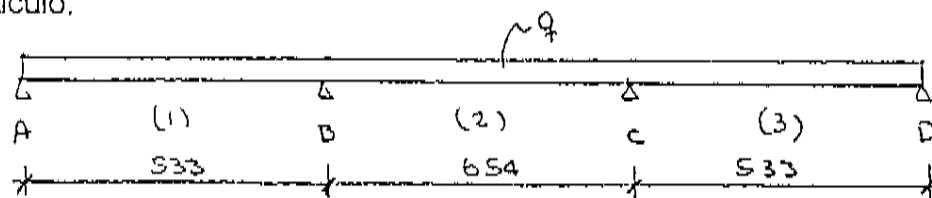
Tramo (3)= 5,33 m.

Peso propio viga  $j_h \cdot ev \cdot (hv - el) =$  0,360 T/mDescarga losa  $j_h \cdot el \cdot ll =$  1,512 T/mDescarga ripio  $j_r \cdot er \cdot (ll - ev) =$  1,185 T/mDescarga de cargas permanentes  $q =$  3,057 T/mDescarga carga eventual sc  $g =$  1,050 T/m $Q_{total} =$  4,107 T/m

Como la carga eventual es un 34% de la carga permanente, la losa se calculará con la carga total como estado eventual.

La sobrecarga se colocará en los tramos en los cuales produzca solicitaciones mayores.

Esquema de cálculo.



Cálculo momentos en los apoyos cargando con  $q =$  3,057 T/m todos los tramos.

A	B	C	D
0,000	-10,882	-10,882	0,000

Cálculo momentos en los apoyos cargando con  $g =$   
que se indican entre paréntesis.

1,050 T/m

los tramos

( 1 )	0,000	-1,812	0,499	0,000
( 2 )	0,000	-2,425	-2,425	0,000
( 3 )	0,000	0,499	-1,812	0,000

Momentos negativos máximos.

$$MA = 0,000 \text{ T-m} = MD$$

$$MB = -15,119 \text{ T-m} = MC$$

Momentos positivos máximos.

Tramo A-B=Tramo D-C

Momentos negativos cargando con  $q=3,057 \text{ T/m}$  todos los tramos y con  $g=1,050 \text{ T/m}$  los tramos ( 1 ) y ( 3 ).

$$MA = 0,000 \text{ T-m} \quad MB = -12,195 \text{ T-m}$$

$$RA = 8,657 \text{ T.} \quad RB = 13,233 \text{ T.}$$

x	0,000	0,350	2,108	4,630	5,330
M	0,000	2,778	9,124	-3,939	-12,195
V	8,657	7,220	-	10,358	13,233

Tramo B -C

Momentos negativos cargando con  $q=3,057 \text{ T/m}$  todos los tramos y con  $g=1,050 \text{ T/m}$  el tramo ( 2 )

$$MB = -13,307 \text{ T-m} = MC \quad RB = 13,430 \text{ T.} = RC$$

$$MBC = Q \cdot L^2 / 8 + MB = \quad MBC = 8,651 \text{ T-m}$$

CALCULO ARMADURAS

Momentos negativos

$$\text{Con } \sigma_e = 2,240 \text{ T/cm}^2 \quad b = 0,250 \text{ m}$$

$$h = 0,750 \text{ m.} \quad r = 0,040 \text{ m}$$

$$\text{Para } MB = -15,119 \text{ T-m} \quad \sigma_b = 78,61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fe = 10,74 \text{ cm}^2$$

## Momentos positivos

Con $\sigma_e =$	1,500 T/cm <sup>2</sup>	b =	0,250 m
h =	0,750 m.	r =	0,040 m
Para MAB =	9,124 T-m	$\sigma_b =$	49,28 Kg/cm <sup>2</sup>
		Fe =	9,63 cm <sup>2</sup>
Para MBC =	8,651 T-m	$\sigma_b =$	47,66 Kg/cm <sup>2</sup>
		Fe =	9,10 cm <sup>2</sup>

Armadura mínima = Femín =  $1,4 \cdot e_v \cdot h_v / 420 =$  6,25 cm<sup>2</sup>

o 4/3 Fe calculado

## Corte

Tensión de corte soportada por el hormigón con  $f'_c$  en MPa.  $\sqrt{f'_c} / 11 =$  4,55 kg/cm<sup>2</sup>

Reacción en apoyo A RA = 8,66 T h' = 0,30 m

Corte a una altura útil del apoyo V = RA - Q \* h' = 7,43 T

Tensión de corte v = V / b \* h' = 9,90 Kg/cm<sup>2</sup>

Fe corte =  $(v - \sqrt{f'_c} / 11) \cdot b \cdot s / 2 \cdot \sigma_e$  (cm<sup>2</sup>) s = separación entre estribos

s = 15 cm. todo en kg/cm<sup>2</sup> y cm.

Fe corte = 0,45 cm<sup>2</sup>

Colocar E  $\phi$  8 a 15 en zona de altura variable.

Reacción en apoyo B RB = 13,43 T h' = 0,70 m

Corte a una altura útil del apoyo V = RB - Q \* h' = 10,55 T

Tensión de corte v = V / b \* h' = 6,03 Kg/cm<sup>2</sup>

Fe corte =  $(v - \sqrt{f'_c} / 11) \cdot b \cdot s / 2 \cdot \sigma_e$  (cm<sup>2</sup>) s = separación entre estribos

s = 20 cm. todo en kg/cm<sup>2</sup> y cm.

Fe corte = 0,17 cm<sup>2</sup>

Colocar E  $\phi$  8 a 20 en zona de altura constante.

CALCULO CUBIERTA

B. - Cálculo Viga VINV.102 25/75

Espesor losa.	el =	0,15 m.
Espesor relleno de ripio.	er =	0,15 m.
Sobrecarga.	sc =	0,25 T/m <sup>2</sup>
Espesor viga	ev	0,25 m
Alto viga	hv =	0,75 m
Luz losa	ll =	4,20 m

Luces de cálculo

Tramo (1) = 4,67 m. Tramo (2) = 5,68 m.

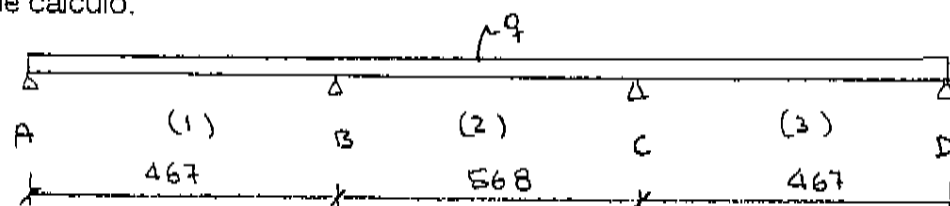
Tramo (3) = 4,67 m.

Peso propio viga  $j_h * ev * (hv - el) =$  0,360 T/mDescarga losa  $j_h * el * ll =$  1,512 T/mDescarga ripio  $j_r * er * (ll - ev) =$  1,185 T/mDescarga de cargas permanentes  $q =$  3,057 T/mDescarga carga eventual sc  $g =$  1,050 T/m $Q_{total} =$  4,107 T/m

Como la carga eventual es un 34% de la carga permanente, la losa se calculará con la carga total como estado eventual.

La sobrecarga se colocará en los tramos en los cuales produzca solicitaciones mayores.

Esquema de cálculo.



Cálculo momentos en los apoyos cargando con  $q =$  todos los tramos.

3,057 T/m

todos los

A

B

C

D

0,000

-8,253

-8,253

0,000

Cálculo momentos en los apoyos cargando con  $g =$   
que se indican entre paréntesis.

1,050 T/m

los tramos

( 1 )	0,000	-1,393	0,382	0,000
( 2 )	0,000	-1,824	-1,824	0,000
( 3 )	0,000	0,382	-1,393	0,000

Momentos negativos máximos.

$$MA = 0,000 \text{ T-m} = MD$$

$$MB = -11,470 \text{ T-m} = MC$$

Momentos positivos máximos.

Tramo A-B = Tramo D-C

Momentos negativos cargando con  $q = 3,057 \text{ T/m}$  todos los tramos y con  $g = 1,050 \text{ T/m}$  los tramos ( 1 ) y ( 3 ).

$$MA = 0,000 \text{ T-m} \quad MB = -9,264 \text{ T-m}$$

$$RA = 7,594 \text{ T.} \quad RB = 11,565 \text{ T.}$$

x	0,000	0,350	1,849	3,965	4,665
M	0,000	2,406	7,021	-2,173	-9,264
V	7,594	6,156	-	8,691	11,565

Tramo B - C

Momentos negativos cargando con  $q = 3,057 \text{ T/m}$  todos los tramos y con  $g = 1,050 \text{ T/m}$  el tramo ( 2 )

$$MB = -10,077 \text{ T-m} = MC \quad RB = 11,664 \text{ T.} = RC$$

$$MBC = Q \cdot L^2 / 8 + MB = \quad MBC = 6,486 \text{ T-m}$$

### CALCULO ARMADURAS

Momentos negativos

$$\text{Con } \sigma_c = 2,240 \text{ T/cm}^2 \quad b = 0,250 \text{ m}$$

$$h = 0,750 \text{ m.} \quad r = 0,040 \text{ m}$$

$$\text{Para } MB = -11,47 \text{ T-m} \quad \sigma_b = 66,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_e = 8,10 \text{ cm}^2$$



Momentos positivos

Con $\sigma_e =$	1,500 T/cm <sup>2</sup>	b =	0,250 m
h =	0,750 m.	r =	0,040 m
Para MAB =	7,021 T-m	$\sigma_b =$	42,24 Kg/cm <sup>2</sup>
		Fe =	7,37 cm <sup>2</sup>
Para MBC =	6,486 T-m	$\sigma_b =$	40,24 Kg/cm <sup>2</sup>
		Fe =	6,68 cm <sup>2</sup>

Armadura minima = Femín =  $1,4 \cdot e \cdot v \cdot h / 420 =$  6,25 cm<sup>2</sup>

o 4/3 Fe calculado

Corte

Tensión de corte soportada por el hormigón con f'c en MPa.  $\sqrt{f'c} / 11 =$  4,55 kg/cm<sup>2</sup>

Reacción en apoyo A RA = 7,59 T h' = 0,30 m

Corte a una altura útil del apoyo V = RA - Q \* h' = 6,36 T

Tensión de corte v = V / b \* h' = 8,48 Kg/cm<sup>2</sup>

Fe corte =  $(v - \sqrt{f'c} / 11) \cdot b \cdot s / 2 \cdot \sigma_e$  (cm<sup>2</sup>) s = separación entre estribos

s = 15 cm. todo en kg/cm<sup>2</sup> y cm.

Fe corte = 0,33 cm<sup>2</sup>

Colocar E  $\phi$  8 a 15 en zona de altura variable.

Reacción en apoyo B RB = 11,66 T h' = 0,70 m

Corte a una altura útil del apoyo V = RB - Q \* h' = 8,79 T

Tensión de corte v = V / b \* h' = 5,02 Kg/cm<sup>2</sup>

Fe corte =  $(v - \sqrt{f'c} / 11) \cdot b \cdot s / 2 \cdot \sigma_e$  (cm<sup>2</sup>) s = separación entre estribos

s = 20 cm. todo en kg/cm<sup>2</sup> y cm.

Fe corte = 0,05 cm<sup>2</sup>

Colocar E  $\phi$  8 a 20 en zona de altura constante.