



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
CUAUTITLÁN**

**CÁLCULO POR SISMO DE RECIPIENTES ATMOSFÉRICOS DE
TECHO FLOTANTE DE 200 000 BARRILES**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO MECÁNICO ELECTRICISTA**

PRESENTA:

JAIME RIVERA NIETO

ASESOR:

M. I. FELIPE DIAZ DEL CASTILLO RODRIGUEZ.

COASESOR:

M. I. CARLOS NAVARRETE SALDAÑA.

CUAUTITLÁN IZCALLI, EDO. DE MEX.

2013



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES CUAUTITLÁN
UNIDAD DE ADMINISTRACIÓN ESCOLAR
DEPARTAMENTO DE EXÁMENES PROFESIONALES**

ASUNTO: VOTO APROBATORIO

**DRA. SUEMI RODRÍGUEZ ROMO
DIRECTORA DE LA FES CUAUTITLÁN
PRESENTE**

**ATN: L.A. ARACELI HERRERA HERNANDEZ
Jefa del Departamento de Exámenes
Profesionales de la FES Cuautitlán**



Con base en el Art. 28 del Reglamento de Exámenes Profesionales nos permitimos comunicar a usted que revisamos **LA TESIS:**

"Cálculo por Sismo de Recipientes Atmosféricos de Techo Flotante de 200000 Barriles"

Que presenta el pasante: **JAIME RIVERA NIETO**
Con número de cuenta: **30101180-6** para obtener el Título de: **Ingeniero Mecánico Electricista**

Considerando que dicho trabajo reúne los requisitos necesarios para ser discutido en el **EXAMEN PROFESIONAL** correspondiente, otorgamos nuestro **VOTO APROBATORIO**.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
Cuautitlán Izcalli, Méx. a 14 de Febrero de 2013.

PROFESORES QUE INTEGRAN EL JURADO

	NOMBRE	FIRMA
PRESIDENTE	Ing. Enrique Cortés González	
VOCAL	Ing. Bernardo Gabriel Muñoz Martínez	
SECRETARIO	M.I. Felipe Díaz del Castillo Rodríguez	
1er SUPLENTE	Ing. Eusebio Reyes Carranza	
2do SUPLENTE	Ing. Fernando Fierro Téllez	

NOTA: los sinodales suplentes están obligados a presentarse el día y hora del Examen Profesional (art. 120).
HHA/pm

AGRADECIMIENTOS

Esta tesis representa la culminación de un capítulo de mi vida que será inolvidable, mi formación profesional en la Universidad Nacional Autónoma de México. En esta etapa, tuve el privilegio de compartir con personas que me enseñaron a perseguir día a día el camino a la excelencia.

En primera instancia quiero agradecer, a toda mi familia, a mis amados padres, María Nieto Arteaga y Jaime Rivera Olvera, quienes con su sabiduría guiaron mi camino y me ofrecieron palabras de aliento para seguir adelante; a mis hermanas quienes apoyaron siempre mis decisiones.

Principalmente mi agradecimiento va dirigido a todos los profesores de mi apreciada Facultad de Estudios Superiores Cuautitlán, especialmente a mi asesor, el Ing. Felipe Díaz del Castillo, de quién, tuve la suerte de recibir extraordinarias clases durante mis estudios universitarios y a quién agradeceré eternamente el apoyo que me brindó. A mis queridos profesores de la Carretera de Ingeniería Mecánica Eléctrica, de quienes nunca olvidaré sus oportunas orientaciones y el especial cariño así como ejemplo que me brindaron.

En la última etapa de mi formación profesional, tuve el orgullo de formar parte de un maravilloso grupo de trabajo el departamento de Diseño de Equipo Estático del Instituto Mexicano del Petróleo, por haberme incondicionalmente apoyado con la realización de este proyecto, en especial al M en I Carlos Navarrete Saldaña por las facilidades brindadas durante la elaboración de mi tesis.

Un agradecimiento especial a mis compañeros de estudio y amigos, Yunuen, José Luis, Salvador, Luis, Oscar y Raúl, con quienes compartí años maravillosos, llenos de sobresaltos, propios de la etapa que vivíamos, alegrías y hermosos recuerdos que jamás olvidaré.

Y A Dios que me dio la oportunidad de vivir y regalarme una familia maravillosa.

¡Gracias a todos por haber sido la parte más maravillosa de este capítulo de mi vida!

Cuautitlán, Edo. De México, Marzo de 2013

INDICE.

Pág.

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN.

1.1 Generalidades.....	1
1.1.1 Clasificación de los tanques.....	1
1.1.1.1 Tanques atmosféricos.....	1
1.1.1.2 Tanques de baja presión.....	2
1.1.1.3 Recipientes a presión (tanques a alta presión).....	2
1.2 Clasificación de los tanques atmosféricos.....	3
1.2.1 Tanques de techo fijo.....	3
1.2.2 Tanques de techo flotante.....	7
1.2.2.1 Techo flotante externo.....	8
1.2.2.2 Techo flotante interno.....	8
1.3 Clasificación por fondo.....	11
1.3.1 Tanques de fondo plano.....	11
1.4 Daños y prevención.....	15
1.4.1 Causas de las fugas y derrames.....	16
1.4.2 Daños causados por un sismo.....	19

CAPÍTULO 2. METODOLOGÍAS PARA DISEÑO SÍSMICO.

2.1 Introducción.....	24
2.2 Modelo analítico simple.....	24
2.3 Wozniak y Michell.....	26
2.4 Método modificado de Housner.....	28
2.5 Metodo ASCE	
(Método de analisis sísmico de tanques propuesto por M. A. Haroun).....	30
2.5.1 Componente convectiva según Haroun.....	31
2.5.2 Componente impulsiva.....	31

2.5.3	Calculo de momentos de volteo y fuerzas cortantes.....	31
2.5.4	Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por sismo de la Comisión Federal de Electricidad CFE – 93.....	32
2.6	Espectros de diseño.....	34
2.6.1	Caracterización del sitio.....	34
2.6.1.1	Regionalización sísmica de la República Mexicana.....	35
2.7	Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por sismo de la Comisión Federal de Electricidad CFE – 2008.	37
2.7.1	Espectros de diseño.....	38
2.7.2	Clasificación de las estructuras.....	39
2.7.3	Factor de comportamiento sísmico.....	40
2.7.4	Presiones hidrodinámicas.....	44
2.7.5	Fuerzas de inercia.....	45

CAPITULO 3.

DISEÑO.

3.1	Descripción del tanque a estudiar.....	47
3.2	Datos de diseño.....	47
3.3	El fondo.....	48
3.4	La envolvente.....	48
3.5	Placa anular del fondo.....	56
3.6	Calculo por viento.....	58
3.6.1	Velocidad de diseño.....	58
3.6.2	Categorías del terreno.....	58
3.6.3	Velocidad regional, V_R	60
3.6.4	Factor de exposición, F_α	61
3.6.4.1	Factor de tamaño, F_c	61
3.6.4.2	Factor de rugosidad y altura, F_{rz}	61
3.6.4.3	Factor de topografía, F_T	62
3.6.4.4	Velocidad de diseño aplicada en el sitio de construcción.....	63
3.6.5	Presión del viento.....	65
3.6.6	Área horizontal proyectada.....	65

3.6.7	Peso neto de la envolvente.....	67
3.6.8	Momento para los tanques no anclados.....	69
3.6.9	Resistencia al deslizamiento.....	72
3.7	El techo flotante.....	75
3.8	Peso del tanque.....	76

CAPITULO 4

ANALISIS POR SISMO UTILIZANDO API 650 APENDICE E.

4.1	Variables sísmicas.....	78
4.1.1	Periodo estructural de vibración.....	80
4.1.2	Periodo convectivo de chapoteo.....	81
4.2	Diseño espectral por aceleraciones de reacción.....	82
4.2.1	Espectro de diseño usando el “Manual de diseño de obras civiles de la CFE 93”	82
4.2.2	Factores de diseño por sismo.....	85
4.2.3	Factor de importancia.....	85
4.3	Diseño por sismo.....	86
4.3.1	Peso efectivo del producto.....	86
4.3.2	Cargas de diseño.....	88
4.3.3	Centro de acción por las fuerzas efectivas laterales.....	89
4.3.3.1	Centro de acción por momento de volteo del anillo.....	89
4.3.3.2	Centro de acción por el vuelco del cimiento.....	91
4.3.4	Efectos verticales por sismo.....	92
4.3.5	Fuerzas dinámicas del líquido en el anillo y esfuerzos.....	92
4.4	Momento de volteo.....	97
4.5	Resistencia al diseño de anclas.....	98
4.5.1	Anclajes.....	98
4.5.2	Tanques auto anclados.....	99
4.5.3	Relación de anclaje, J	100
4.5.4	Mecánicamente anclado.....	102
4.6	Esfuerzo máximo de compresión del cuerpo.....	103
4.6.1	Compresión del cuerpo en tanques auto anclados.....	103

4.6.2 Esfuerzo longitudinal admisible	
de compresión en la envolvente del tanque.....	104
4.7 Margen libre en el borde del tanque.....	107
4.8 Flexibilidad de tuberías.....	109
4.9 Deslizamiento del tanque.....	110
4.10 Diseño de anclas.....	110

CAPÍTULO 5.

ANÁLISIS EN OTRAS REGIONES SISMICAS.

5.1 Análisis en la región sísmica B.....	116
5.1.1 Diseño de las placas para el tanque ubicado en la zona B.....	121
5.2 Análisis para la región sísmica C.....	127
5.2.1 Diseño de las anclas para el tanque ubicado en la zona C.....	133

CAPITULO 6

COMPARACIÓN DE RESULTADOS

6.1 Comparación de resultados.....	139
6.2 Aceleración espectral.....	139
6.3 Momento de volteo.....	143
CONCLUSIONES.....	146
BIBLIOGRAFÍA.....	147

OBJETIVO

México está ubicado en una zona de intensa actividad sísmica por lo que es necesario que cualquier estructura, como es el caso de los tanques atmosféricos, deba ser construida tomando en cuenta ciertas normas que proporcionaran una referencia para que sean capaces de soportar este tipo de fenómenos naturales, un ejemplo de estas normas es la norma API 650 Sección E y el manual de diseño de obras civiles de la CFE.

El objetivo de esta tesis es obtener los parámetros de aceleración siguiendo el método recomendado por el Manual de obras civiles de la CFE y aplicarlos al API 650 apéndice E, hacer una comparación entre distintos tipos de suelo obteniendo los esfuerzos que actúan en las placas de la envolvente o cuerpo y comparar estos con los esfuerzos permisibles del material para saber si son capaces de resistir un sismo. Se hará el cálculo entre varias regiones de México, los parámetros resultantes serán comparados se entre estas distintas zonas regiones y se harán recomendaciones en cuanto a la modificación del tanque para resistir las fuerzas producidas por los movimientos telúricos de cada región. Estos esfuerzos se obtendrán por medio del análisis de las fuerzas causadas por distintos factores producidos durante un sismo, entre ellas se puede mencionar la fuerza producida por la presión hidrodinámica, y la producida por el oleaje del fluido interno. Con esta información se darán recomendaciones para la construcción y puesta en marcha de un tanque de 200,000 barriles para asegurar la seguridad de este durante un sismo en las regiones sísmicas analizadas.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN.

1.1 Generalidades.

1.1.1 Clasificación de tanques.

La palabra tanque identifica solo a un tipo de piezas o equipos en una instalación industrial que son usados para almacenar distintos tipos de fluidos, vapores o incluso sólidos, también son parte de innumerables aplicaciones de procesos. Por ejemplo, llevan a cabo varias operaciones tales como: mezcla, cristalización, separación, intercambio de calor y reactores.

Existen diferentes maneras para clasificar los tanques de almacenamiento. Una clasificación normalmente empleada por los códigos, estándares y regulaciones está basada en la presión interna, con lo cual se pueden considerar las siguientes clasificaciones principales:

1.1.1.1 Tanques atmosféricos

Aunque llamados tanques atmosféricos, este tipo de tanques usualmente operan con una presión interna ligeramente superior a la presión atmosférica, tal vez a 0.035 kgf/cm^2 (0.5 psig) esto depende de la presión de ajuste del dispositivo de seguridad. Algunos códigos amparan tanques atmosféricos con pequeñas presiones internas hasta 0.175 kgf/cm^2 (2.5 psig). Ver figura (1.1).

En México, el documentos normativo que define los requerimientos de diseño de este tipo de equipos es el NRF-113-PEMEX-2007, la cual se basa en la norma extranjera API STD 650 Welded Tanks for Oil Storage.

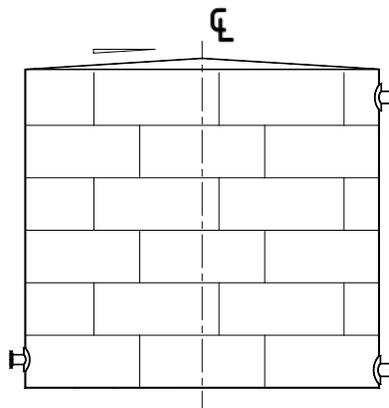


Figura 1.1 Tanque atmosférico.

1.1.1.2 Tanques de baja presión.

En la industria del petróleo los tanques a baja presión se diseñan para operar desde una presión un poco mayor a la atmosférica hasta 1.055 kgf/cm^2 (15 psig), uno de los documentos normativos más conocidos a nivel mundial que rige su diseño es la norma extranjera API STD 620 “Design and Construction of Large, Welded, Low-pressure Storage Tanks”.

1.1.1.3 Recipientes a presión (tanques de alta presión).

Cuando el diseño por presión interna de un contenedor excede 1.055 kgf/cm^2 (15 psig.), este es conocido como un recipiente a presión (ver figura 1.2). El término tanques a alta presión no es usado en esta tesis, debido a que éstos son tratados por separado por los códigos, estándares y regulaciones.

El código ASME (American Society of Mechanical Engineers) para recipientes a presión es uno de los estándares que se utiliza a nivel para el diseño, fabricación, inspección y pruebas de los recipientes a presión.

Varias sustancias tales como el amonio e hidrocarburos son frecuentemente almacenados en recipientes a presión que son comúnmente conocidos como tanques. Muchos de ellos se diseñan tomando en consideración una presión de 1.055 kgf/cm^2 (15 psig.) o mayor, estos son realmente recipientes a presión, por lo tanto su diseño y construcción cae bajo las reglas del código ASME.

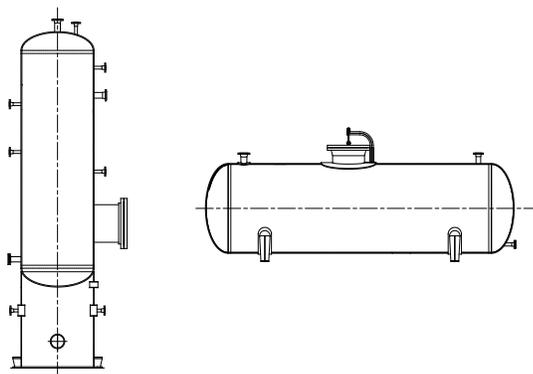


Figura 1.2 Recipientes a presión.

1.2. Clasificación de los tanques atmosféricos.

La presión de vapor de la sustancia almacenada o la presión interna nos determinan el método más viable adoptado por los códigos, estándares y regulaciones para la clasificación de los tanques. La presión de vapor determina la forma y consecuentemente el tipo de tanque a usar. Algunas clasificaciones de los tanques atmosféricos serán descritas a continuación.

1.2.1 Tanques de techo fijo.

La forma del techo de un tanque puede ser usada para clasificar el tipo de tanque. Para saber por qué, es necesario comprender el efecto de la presión interna en las placas de la estructuras incluyendo tanques y recipientes a presión. Si una placa de acero está sujeta a una presión en un lado, esta debe estar fabricada con un espesor adecuado para resistir una visible deformación o pandeo. La forma también influye, si un techo cónico con un ángulo pequeño respecto a la horizontal se aproxima a una superficie plana, (si este se construye con placa de 4.76 mm (3/16") de espesor) solo podrá soportar bajas presiones. El tamaño del tanque es otro efecto que se torna en cuenta y combinado con la presión en la estructura y el costo se obliga al diseñador y al constructor a utilizar formas y arreglos más estables, que sean capaces de soportar las combinaciones de presión. Para la construcción del cuerpo del tanque, la forma cilíndrica es más económica y fácil de fabricar, este puede soportar presiones pequeñas y además la presión hidrostática ejercida por el fluido en la pared del tanque, logrando que el almacenamiento sea seguro. Relativamente los techos y fondos planos de los tanques no ayudan mucho a la presión interna. Si la presión interna incrementa, se debe tomar la decisión de usar techos tipo domos los cuales se fabrican a partir de casquetes esféricos. La esfera es la forma más económica para almacenar fluidos presurizados en términos del espesor requerido, pero es más difícil de fabricar que los tanques de techo tipo domo o sombrilla.

Tanques de techo cónico soportados. Estos tanques tienen una envolvente cilíndrica con un eje vertical de simetría. El fondo es usualmente plano, y la parte superior tiene configuración de cono con poca altura. Estos son los tanques más ampliamente utilizados para almacenar grandes cantidades de fluido ya que son más económicos de construir. Pueden ser fabricados en pequeñas piezas en el taller y armados en campo. Este tipo de tanques tienen estructura interna a base de largueros, vigas y columnas los cuales sirven para soportar las placas del techo (figuras 1.4 a 1.7).

Tanques de techo cónico autoportados. Tienen la misma configuración que el tipo mencionado anteriormente excepto que no tienen estructura interna, la rigidez y resistencia de las placas del techo se compensa con espesores mayores y ángulos más pronunciados respecto a la horizontal (figuras 1.4 a 1.7).

Tanques techo de sombrilla. Estos tanques son similares a los de techo cónico, pero el techo parece una sombrilla. Estos tanques pueden ser de estructura auto-soportada, lo que significa que no cuenta con columnas de soporte (figura 1.8).

Tanques techo de domo. Son similares a los tanques con techo en forma de sombrilla, excepto que su domo es más aproximado a una superficie esférica que a las secciones segmentadas de un techo con forma de sombrilla.

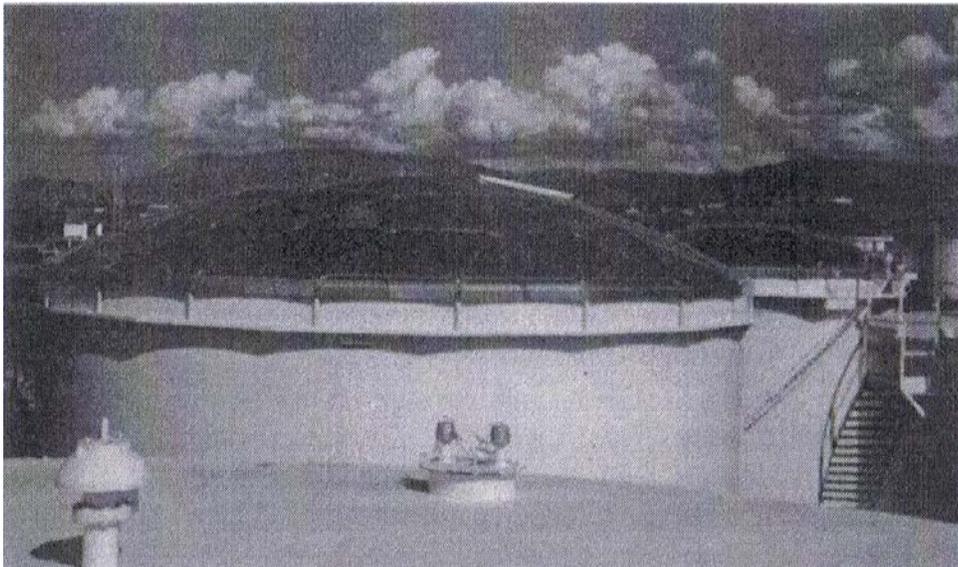
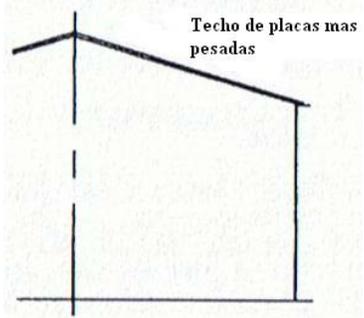
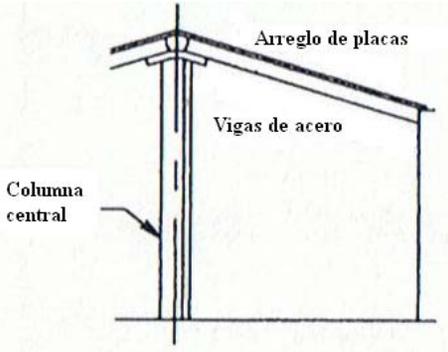
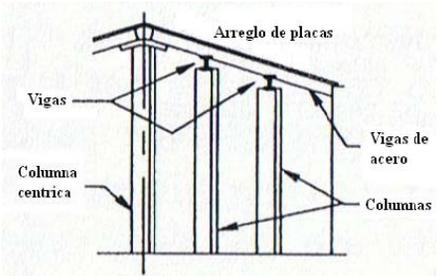
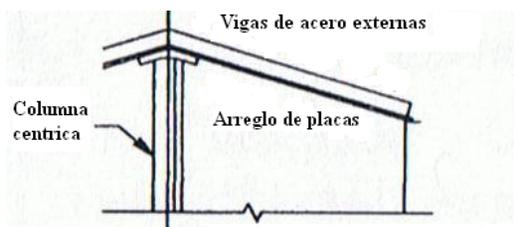
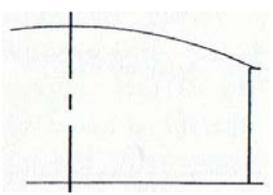


Figura 1.3 Un tanque con techo de domo geodésico de aluminio.

Tanques con techo de domo geodésico de aluminio (Figura 1.3). Este tipo de techo fijo ha llegado a ser muy popular. Ofrecen una alternativa económica, superior resistencia a la corrosión para una amplia variedad de condiciones y son estructuras que no requieren soportes internos. Pueden ser construidos, también, con cualquier diámetro requerido.

Tabla 1.1. Tanques de techo fijo

Tipo	Ventajas	Desventajas
<p><u>Techo cónico auto-soportado</u></p>  <p><i>Figura 1.4</i></p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <i>Mínimas obstrucciones internas</i> ▪ <i>Relativamente económico</i> ▪ <i>Adecuado para aplicación de sistema de de protección interior.</i> ▪ <i>Más economía y mayor eficiencia si se quiere convertir en techo flotante interno.</i> 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <i>Puede requerir un techo mas pesado de placas gruesas.</i> ▪ <i>Solo aplicable a tanques pequeños.</i>
<p><u>Techos cónicos soportados.</u></p>  <p><i>Figura 1.5</i></p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <i>Simple diseño estructural.</i> ▪ <i>Mínimas obstrucciones internas.</i> ▪ <i>Relativamente económico.</i> <ul style="list-style-type: none"> ▪ <i>Más economía y mayor eficiencia si se quiere convertir en techo flotante interno.</i> 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <i>Menos ideal para capas de protección interna.</i> ▪ <i>Diámetro del tanque limitado por el tamaño de las vigas.</i>

<p>Techo cónico soportado</p>  <p><i>Figura 1.6</i></p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <i>Diseño estructural simple.</i> ▪ <i>Relativamente económico.</i> ▪ <i>Es adecuado para cualquier diámetro.</i> ▪ <i>Puede ser de junta frágil para ventilación de emergencia.</i> 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <i>No es tan adecuado para la aplicación de sistema de protección interna.</i> ▪ <i>Muchas obstrucciones internas.</i> ▪ <i>Difícil de inspeccionar.</i> ▪ <i>Hace más costosa la conversión a techo flotante interno.</i>
<p><u>Techos cónicos externamente soportados.</u></p>  <p>Las columnas del soporte del techo pueden ser diseñadas al igual que los techos cónicos internamente soportados</p> <p><i>Figura 1.7</i></p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <i>Mismas ventajas del los techos soportado y soportado cónico.</i> ▪ <i>Menos obstrucciones internas.</i> ▪ <i>Ideal para capas internas</i> 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <i>Mismas desventajas que el techo soportado en el centro y soportado.</i> ▪ <i>Más caro que los techos internamente soportados.</i> ▪ <i>No tiene junta frágil para venteo de emergencia.</i>
<p><u>Techo de domo o sombrilla.</u></p>  <p><i>Figura 1.8</i></p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <i>Excelente diseño para capa interior.</i> ▪ <i>Excelente diseño para servicios de alta corrosión tales como el azufre.</i> 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <i>Más caro que el techo cónico.</i> ▪ <i>Aplicable solo para tanques pequeños y medianos.</i> ▪ <i>No aplicable para altas presiones de vapor a menos que el vapor sea recuperado.</i> ▪ <i>No tiene junta frágil para venteo de emergencia</i>

1.2.2. Tanques de techo flotante.

Los tanques de techo flotante tienen envolvente vertical y cilíndrica como los tanques de techo cónico. La cubierta flotante del techo es una estructura en forma disco con una caja que rodea todo el exterior de su perímetro lo cual le proporciona suficiente flotabilidad para asegurar que el techo no se hunda en el fluido bajo cualquiera de las condiciones esperadas. Están contruidos con un hueco de 203 a 204 mm (8 a 12 pulgadas) entre el techo y la envolvente así que no está unido de tal manera que el techo sube y baja con el nivel de líquido. El espacio entre el techo flotante y la envolvente es sellado por un empaque para evitar que el fluido y los vapores pasen a través de la periferia del techo flotante hacia el exterior. El techo flotante puede tener muchos diseños que serán descritos en la sección de techos. La envolvente y el fondo de estos tanques son similares a un tanque cilíndrico vertical ordinario de techo fijo.

Las dos categorías de los tanques de techo flotante son *techo flotante externo* (TFE) y *techo flotante interno* (TFI). Si el tanque es abierto en la parte superior, es considerado como un tanque TFE. Si el techo flotante es cubierto por un techo fijo en la parte superior del tanque es un tanque TFI (tabla 1.3). La función de cubrir es para reducir la evaporación y la contaminación del aire reduciendo el área de superficie del líquido que está expuesto a la atmosfera. Nótese que los tanques de techo fijo no pueden ser fácilmente convertidos a tanques de techo flotante por la simple instalación del techo flotante en el interior del tanque y un tanque de techo flotante externo puede ser fácilmente convertido a un tanque de techo flotante interno cubriéndolo con un techo fijo o domo geodésico, dependiendo del tamaño.

Los tanques TFE no tienen presión de vapor asociada a su diseño y operan estrictamente con presión atmosférica. Los tanques TFI trabajan estrictamente con presión atmosférica en el espacio entre el techo flotante y el techo fijo.

El requerimiento fundamental para los techos flotantes es dependiente a la presión interna o externa que debe soportar. Las condiciones de diseño para los techos flotantes externos son más severas dado que estas deben manejar lluvia, viento, sismo, condiciones de cargas muertas y cargas vivas ya que para el diseño se toman en cuenta desde la más fuerte hasta la más insignificante.

1.2.2.1 Techo flotante externo.

Techos con pontón. Estos techos son comunes para techos flotantes de aproximadamente 9.144 a 30.48 m (30 a 100 pies) de diámetro, el techo es simplemente una membrana de placas de acero con un compartimento anular que provee de la fuerza de flotación, para el caso de la industria petrolera mexicana son los más usuales.

Techos de doble diafragma. Estos techos son construidos para tanques pequeños, alrededor de 9.144 m (30 pies) de diámetro. Son también usados en diámetros que no exceden los 30.48 m (100 pies) de diámetro. Son muy fuertes y durables, por el doble diafragma, y son aptos para tanques de diámetros grandes (figura 1.9).

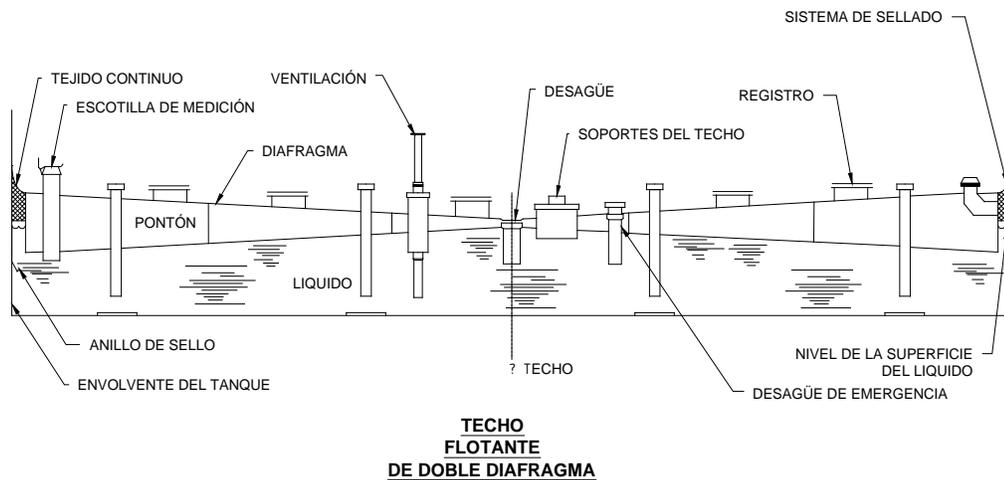


Figura 1.9 Techo flotante de doble diafragma.

1.2.2.2 Techo flotante interno

Techo de cacerola. Es una simple hoja de acero en forma de disco con los bordes doblados hacia arriba para hacer la flotación. Estos techos son propensos a voltearse y hundirse por cualquier pequeña fuga o abertura que pueda tener.

Techo de cacerola con muro de contención. Este techo tiene compartimentos anulares abiertos en la periferia para prevenir el hundimiento que se pueda producir por una fuga.

Techos de diafragma y pontón. Estos son usualmente contruidos con membrana de aluminio soportado en una serie de pontones tubulares del mismo material. Estos tanques tienen un espacio de vapor mayor entre la cubierta y la superficie del líquido (figura 1.10).

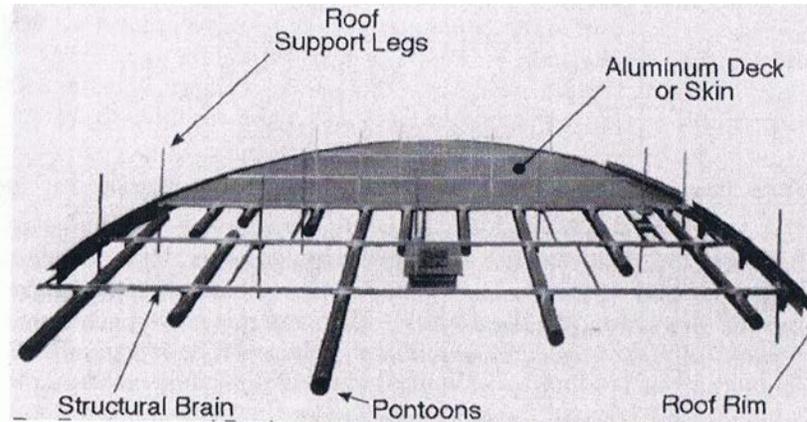


Figura 1.10 Techos flotantes de diafragma y pontón.

Techo de panel. El techo de panel esta hecho de un arreglo de celdas hexagonales similares a un panel en apariencia (figura 1.11). El panel es pegado en la parte superior e inferior de una membrana de aluminio que lo sella. Este techo descansa directamente en el líquido.

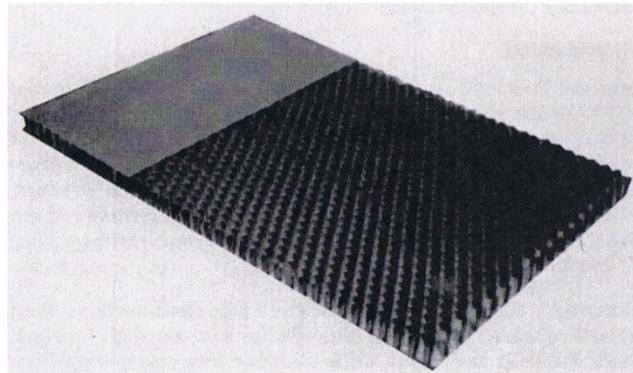


Figura 1.11 Arreglo de techo en panel.

Sándwich plástico. Este techo está hecho con paneles de espuma rígida de poliuretano entre dos placas plásticas.

Tabla 1.3 Techos flotantes internos.

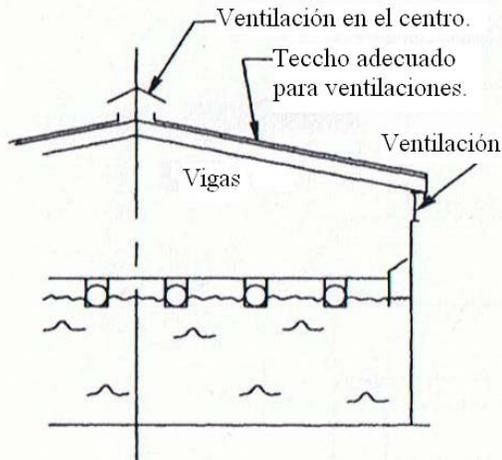


Figura 1.11

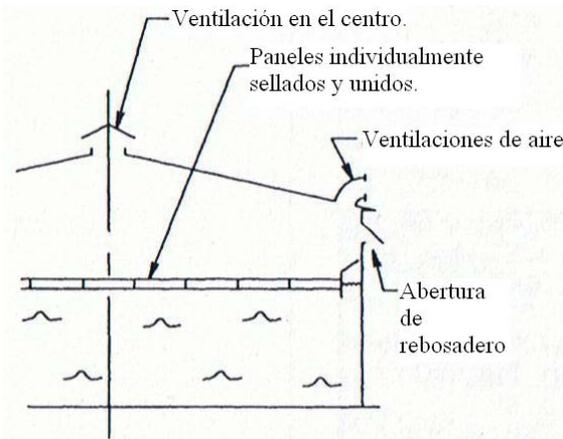


Figura 1.12

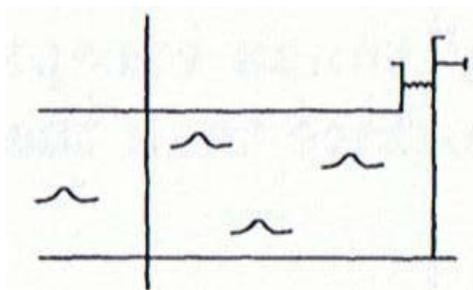


Figura 1.13

Techo flotante interno ventilado arriba de la envolvente

Ventajas

- Una buena ventilación maximiza la capacidad del tanque.

Desventajas

- Más costoso que el de compuerta de aire en el techo.
- No aplicable para modificaciones.

Techo flotante interno con ventilaciones en el techo y rebosadero en la envolvente.

Ventajas

- Aplicable para modificaciones.
- Instalación económica.

Desventajas

- 1-1/2' de pérdida adicional en la capacidad del tanque.

Techo flotante interno de aluminio sin contacto.

Ventajas

- Diseño interno más económico.
- Puede ser instalado en cualquier envolvente que se elija.
- Aplicable para altas presiones de vapor.
- Rápida instalación en campo.

Desventajas

- Estructura muy débil.
- Servicios para aluminio muy limitados.
- No aplicable para altos servicios de viscosidad.
- Menor vida útil que el acero.

Techo flotante de aluminio con contacto

Ventajas.

- Puede ser instalado en cualquier envolvente que se elija.
- Aplicable para altas presiones de vapor.
- Mas fácil de reparar que el arreglo anterior.
- Más fuerte.
- Menos probable de hundirse.

Desventajas

- Limitados servicios para el aluminio.
- Vida útil corta.

Cacerola

Ventajas

- Bajo costo

Desventajas

- Extremadamente vulnerables al hundimiento o a voltearse.

1.3 Clasificación por fondo.

Como se mencionó anteriormente, las formas en las que cierra un tanque cilíndrico (fondo y techo) dependen de la presión interna, ya que las variantes a las que está sujeto el fondo de un tanque han hecho que varios tipos de estos hayan evolucionado. En términos generales, los tanques pueden ser clasificados por forma del fondo de la siguiente manera:

- Fondo plano.
- Cónicos.
- Domo o esferoide.

1.3.1 Tanques de fondo plano.

Los tanques de fondo plano solo aparentan serlo, pero usualmente tienen una pequeña inclinación o forma de diseño. Estos son usualmente clasificados de acuerdo a las siguientes categorías:

- Plano.
- Cono levantado.
- Cono hundido.
- Inclinados.

La corrosión es usualmente más severa en el fondo, y su diseño puede tener un efecto significativo en la vida del tanque. En adición, si el contenido del tanque es cambiado, es deseable remover las reservas anteriores que hayan quedado tan rápido como sea posible. Por lo tanto los diseños aplicados para remover agua o reservas, y la facilidad para limpiar el tanque han sido previstos. Los fondos del tanque especializados han surgido de la necesidad para monitorear y detectar fugas en los fondos de los tanques en contacto con el suelo o cimientos.

Planos. Para tanques menores de 6,096 a 9,144 mm (20 a 30 pies) de diámetro se usa un fondo plano para el tanque. La inclusión de una pequeña inclinación, como se describió anteriormente, no ofrece un beneficio substancial, así que son fabricados con lo más cercano posible al plano ya que es más práctico (figura 1.14). Por lo regular son aplicables para pruebas

de campo, tanques manométricos, tratamiento de aguas, etc. Y son extensamente usados por la industria química.

Son simples y económicos de fabricar e instalar en pequeños tamaños y las conexiones del fondo son accesibles para inspección y mantenimiento.

Son difíciles de drenar completamente debido a que los elementos para el anclaje que impiden la instalación de tubería de drenaje. Los sifones no drenan completamente ya que quedan instalados un poco más altos que el fondo.

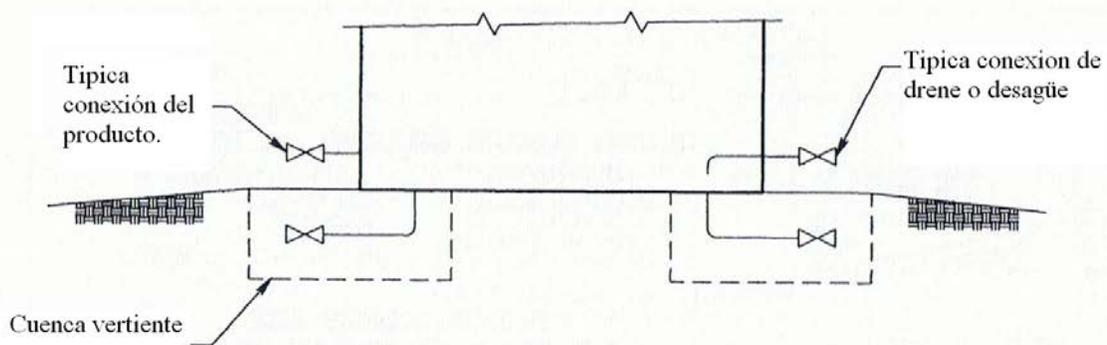


Figura 1.14 Fondo plano

Cono levantado. Estos fondos son construidos con un punto alto en el centro del tanque, este es acoplado a un coronamiento de fundición, y construyendo el tanque sobre la corona. La inclinación es limitada a alrededor de una o dos pulgadas por cada 3.048 m (10 pies). Con este arreglo los residuos pesados y el agua tienden a drenarse en la esquina para ser removidos casi por completo. Este tipo de tanques es muy común, especialmente en la industria petrolera, excepto para tanques pequeños (figura 1.15).

Por su diseño es menos probable de coleccionar agua abajo del fondo que el plano horizontal o los tanques de cono hundido, por lo que tienen un mejor drenaje. Son útiles para reservas con gravedades específicas más grandes que las del agua. Además son fáciles de construir.

Sin embargo tienen menor capacidad y no se drenan en la línea periférica inferior por lo que los asentamientos se reducen en el fondo y causan pandeos.

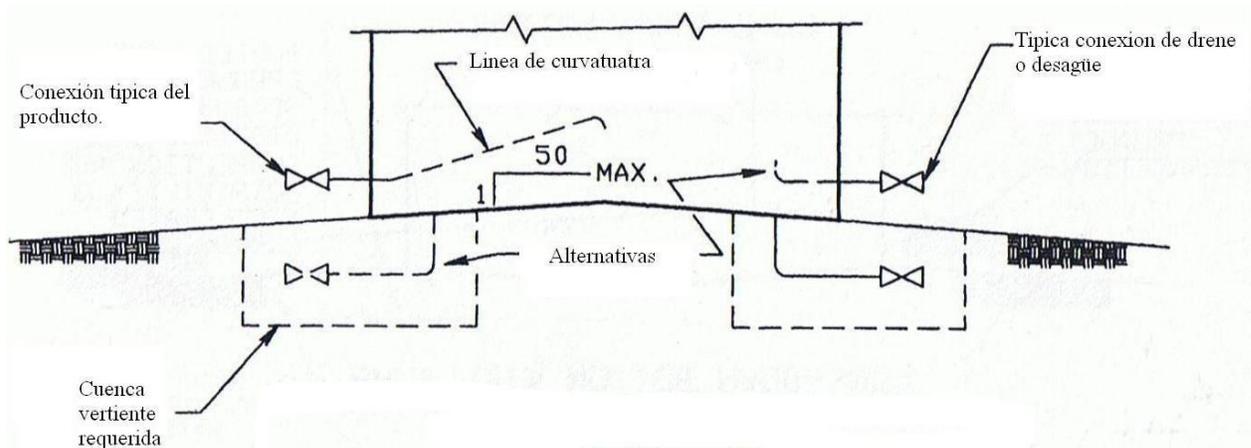


Figura 1.15 Fondo de cono levantado.

Cono hundido. En este diseño las pendientes van desde el fondo de la envolvente hacia el centro del tanque. Usualmente existe un sumidero de recolección de material en el centro. Las tuberías en el interior del tanque drenan los residuos a un pozo o sumidero en la periferia del tanque. Aunque muy efectivos para remover agua de los tanques, este diseño es más complejo ya que requiere un sumidero, tubería subterránea y sumideros afuera del tanque. Es también particularmente propenso a la corrosión a menos que una muy meticulosa atención sea puesta en el diseño, considerando los detalles de construcción como corrosión aplicada, recubrimientos y protección catódica figura (1.16).

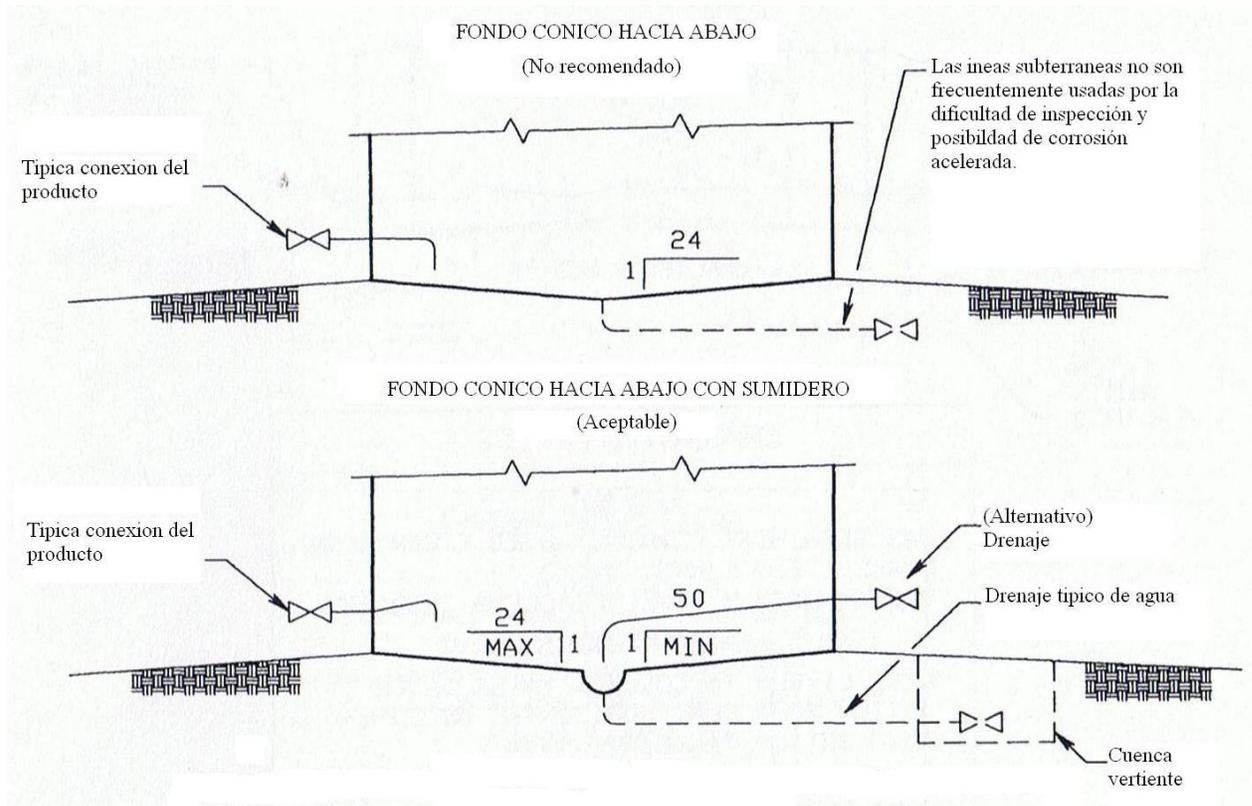


Figura 1.16 Fondo cónico hundido

Fondo inclinado. Este diseño usa un fondo plano pero es ligeramente inclinado hacia un lado. Esto aplica para que el drenaje sea directamente hacia abajo en el perímetro donde el contenido puede ser eficientemente colectado. Este diseño es limitado en tanques de 30.48 m (100 pies) de diámetro. Las conexiones del fondo son más accesibles para la inspección y el mantenimiento (figura 1.17).

El costo de instalación es mayor que los arreglos anteriores debido al diseño y el costo que implica su cimentación y erección de la envolvente. Además la ligera inclinación crea problemas por sedimento contenido en los tanques. El sedimento puede formar bolsas de agua que no se drenan.

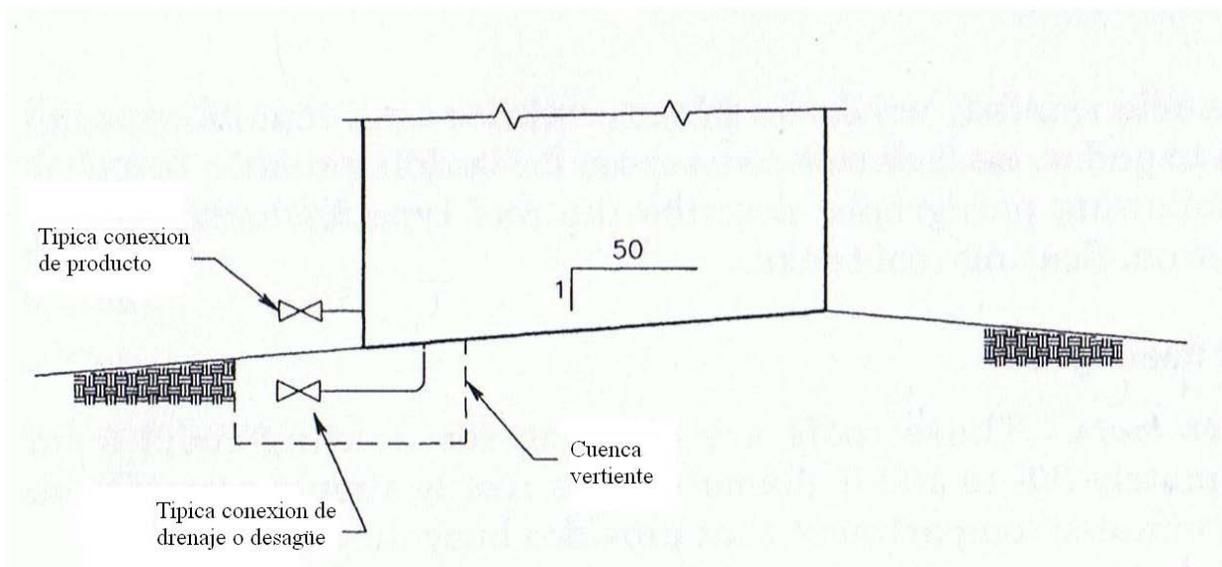


Figura 1.17 Fondo plano con inclinación.

1.4 Daños y prevención.

Existen muchos estándares y códigos de diseño para proveer de seguridad que no son contemplados por el diseñador. En particular, los estándares publicados por el Instituto Americano del Petróleo (API), por sus siglas en inglés, han ayudado a reducir los riesgos que puedan ocurrir cuando algún diseñador falla en el momento de considerar materiales, punto de fractura, inspección de soldadura, juntas, métodos de inspección, métodos de fabricación, etcétera. Estos estándares son reconocidos mundialmente, como resultado son usados en las industrias como químicas, pulpa y papel, alimentos y otras. Con los estándares del API el diseñador dispone muchas consideraciones de sitio específico que pueden tener un substancial impacto en el diseño de la vida útil del tanque así como asegurar su operación. Todas estas consideraciones se deben documentar en memorias y de deben mantener por los propietarios u operadores del tanque. Algunos de los siguientes elementos son brevemente cubiertos en la siguiente lista:

- Determinación de cual estándar o código será usado en la construcción del tanque.
- Cumplimiento con los códigos de contra incendio.
- Selección de materiales.
- Recubrimientos y revestimientos.

- Protección catódica.
- Selección de las paredes del taque.
- Diseño de accesorios (escaleras, tubería interna, instrumentación).
- Establecer y diseñar para las cargas externas anticipadas (sismo y viento).
- Fabricación, erección, inspección y pruebas.

Las fugas y derrames de un tanque de almacenamiento a nivel de suelo provocan un gran impacto, no solo al medio ambiente, también se puede dañar la salud de la población, ya que el líquido derramado puede llegar al subsuelo contaminando el agua potable y los suministros de irrigación. Obviamente, es mejor prevenir una fuga o derrame que limpiarlo.

1.4.1 Causas de las fugas y derrames.

Existen numerosas causas de fugas y derrames, algunos ejemplos, así como las causas de la mayor parte de los tanques, instalaciones de operación y tuberías son anotados en la tabla 1.8. Aunque las causas de los derrames son numerosas, pueden ser categorizadas como se menciona a continuación.

Contrario a los argumentos anteriores que las fugas y derrames de un tanque de almacenamiento estarían cerca de la superficie, la figura 1.18 muestra que se pueden presentar directamente hacia abajo y esparcirse hacia afuera. Varios obstáculos tales como depósitos de arcilla, rocas o capas impermeables de suelo simplemente lo desvían hacia abajo. Las fugas lentas en el fondo de un tanque toman la forma de una pluma cerrada, como se muestra en la figura, mientras que los grandes derrames cubren áreas mayores. Cuando la contaminación llega al suelo, esta tiende a dispersarse en dirección a la corriente de agua subterránea.

Tabla 1.8 Causas de fugas y derrames.

Fuente del derrame o fugas.	Características	Principales causas	Medidas preventivas
<ul style="list-style-type: none"> • Corrosión 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Más común en fondos del tanque y tuberías subterráneas. ▪ Falta de precaución, pueden pasar años antes de que la fuga sea detectada. ▪ Grandes volúmenes liberados durante largos periodos. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Corrosión. ▪ Selección de materiales. ▪ Costo de los métodos de prevención. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Cuidadoso diseño e ingeniería ▪ Inspección por API 653 ▪ Programa de manejo del tanque
<p>Operaciones</p> <ul style="list-style-type: none"> • Sobrellenado y transferencia. • Goteras en el techo. • Fugas. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Alto caudal del líquido. ▪ Problema rápido de descubrir. ▪ Peligro potencial en un incendio ▪ Relativamente común ▪ Altos volúmenes de caudal ▪ Facilidad para ser descubiertos ▪ Usualmente ocurren en lluvias tormentosas ▪ Relativamente raras ▪ Las fugas son relativamente comunes en las tuberías, válvulas y equipamiento, sellos de las bombas, o filtraciones a través de las áreas secundarias de contención. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Error del operador. ▪ Falla del equipo e instrumentación. ▪ Poco entrenamiento. ▪ Falla en los sistemas de llenado. ▪ Falla en el equipo ▪ Falla en el uso adecuado del contenedor secundario. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Programa de manejo del tanque. ▪ Entrenamiento y capacitación. ▪ Periódicas pruebas de instrumentación.
<p>Ruptura del tanque.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fractura 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Ocurren en clima frío. ▪ Catastrófico modo de falla. ▪ Todo el contenido del tanque puede vaciarse. ▪ Extremadamente raro. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Selección de materiales. ▪ Pobres detalles de fabricación. ▪ Fallas en las pruebas hidrostáticas 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Diseño cuidadosos y de solución sobre la marcha a los problemas ▪ Evaluación del punto de fractura y efectos sísmicos después de cada carga de servicio.
<ul style="list-style-type: none"> • Sismo 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Daño a las tuberías. ▪ Rasgaduras en las placas de refuerzo y accesorios. ▪ Pérdida del contenido del tanque. ▪ Relativamente raro. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Aceleración del suelo. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Evaluación de los detalles de fabricación por API 653. ▪ Documentación de todos los trabajos e ingeniería llevada a cabo en todas las tareas.
<ul style="list-style-type: none"> • Mantenimiento 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Fugas por corrosión. ▪ Mal funcionamiento de la instrumentación. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Pobres programas de mantenimiento de los tanques. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Establecimiento de un buen programa de mantenimiento. ▪ Periódicas pruebas de toda la instrumentación.

			<ul style="list-style-type: none"> ▪ Establecer el programa API 653. ▪ Documentos de todos los trabajos de todos los tanques.
<ul style="list-style-type: none"> • Vandalismo. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Daño por apertura de válvulas. ▪ Daño por arma de fuego. ▪ Ignición de los contenidos del tanque. ▪ Bombas o explosiones. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Pobre seguridad 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Implementar un sistema de seguridad
<ul style="list-style-type: none"> • Tubería 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Mayor causa de fuga. ▪ Falla para proveer de suficiente capacidad los diques. ▪ Fugas del producto a través del segundo compartimento de contención. ▪ Pobre o impropia selección de los materiales del tanque, prevención de la corrosión y diseño. ▪ Cambio de servicios. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Inadecuados cálculos de ingeniería o falta de evaluación. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Complementar con API 570.
<ul style="list-style-type: none"> • Fuego y explosión 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Derrames dentro y fuera del compartimento secundario. ▪ Fuego provocado por esparcimiento de las fugas. ▪ Borde de las juntas relativamente menores. ▪ Esparcimiento del fuego puede provocar un daño rápido. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Diseño impropio u operación 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Obtener el programa de mantenimiento del tanque. ▪ Asegurar cumplimiento de las normas contra incendio locales. ▪ Cumplir con las auditorias contra incendio. ▪ Documentar resultados. ▪ Establecer un sistema de comando de emergencia y recursos. ▪ Revisar el proceso de mantenimiento.

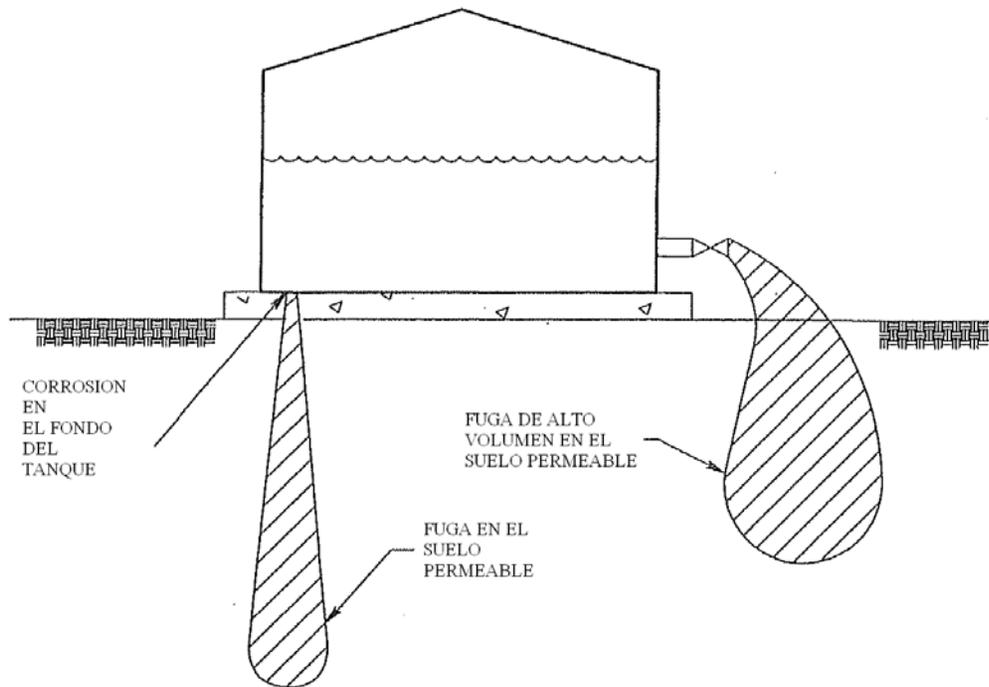


Figura 1.18 Fugas

1.4.2 Daños causados por un sismo.

Los tanques de almacenamiento son considerados como estructuras flexibles, existe un límite para la cantidad del movimiento del suelo o capacidad sísmica en el cual puedan estar sujetos sin daños o derrames de su contenido.

Casi todos los daños ocurren cerca de la base del tanque debido a que las cargas van a los cimientos y desgarran o fracturan las anclas, provocando el aplastamiento a través de la parte más baja del fondo, dañando los componentes de la envolvente tales como la tubería y los refuerzos de fondo.

Los sismos pueden causar los siguientes efectos:

1. Pandeo en el fondo de la envolvente del tanque debido al esfuerzo de compresión longitudinal resultado de la fuerza durante el volteo causado por un efecto de fuerzas laterales. Este pandeo es más frecuente en la forma de una protuberancia extendida en parte o completamente alrededor del tanque denominado como “pata de elefante” (figura 1.19).

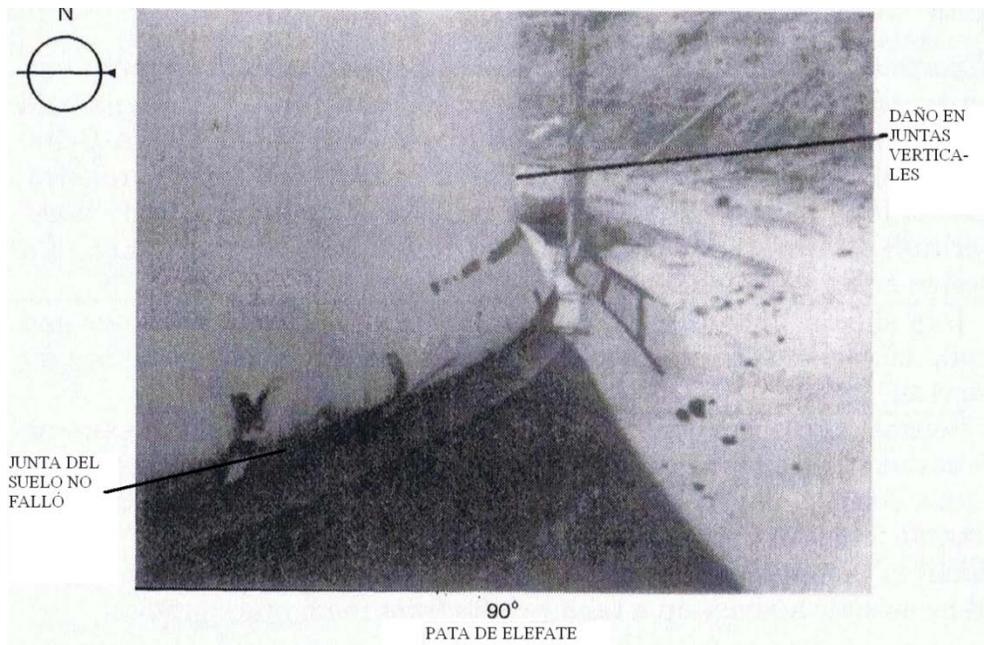


Figura 1.19 Pata de elefante

2. Daño en el techo y de la parte superior en las envolventes de los tanques y las columnas internas debidas al oleaje del contenido (figura 1.20).



Figura 1.20 Daño del techo.

3. Daño en las tuberías y otros accesorios conectados originados por el movimiento del tanque (figura 1.21 y 1.22).

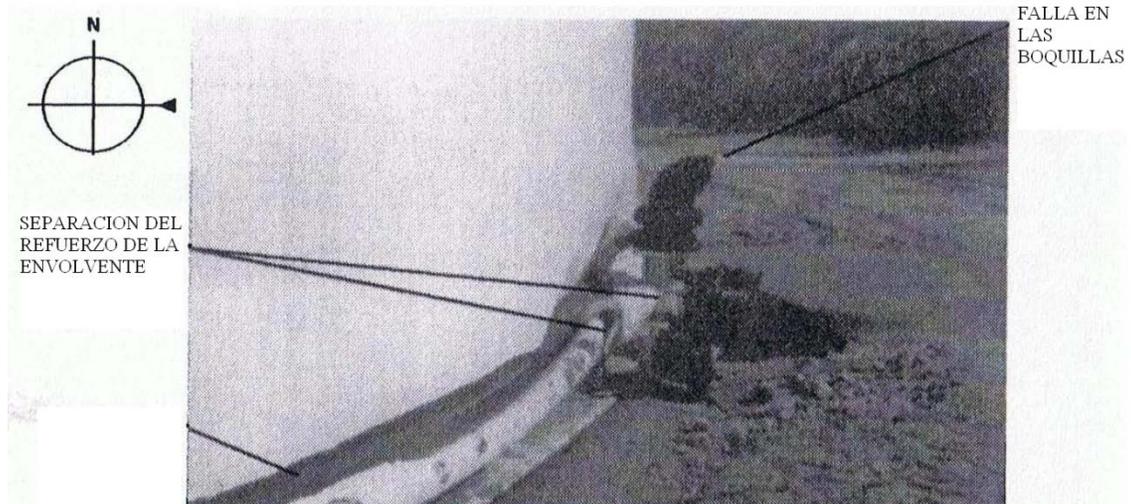


Figura 1.21 Daño en la tubería.



Figura. 1.22 Daño en las anclas.

4. Daño resultado por la falla en la cimentación, notablemente por el cambio de estado del suelo, fallas debidas a la ruptura de las tuberías e inclinación debida a las altas cargas en el borde del tanque (figura 1.23).



Figura 1.23 Daño en la placa anular del fondo.

De manera general, las áreas teóricas y numéricas han tratado de tomar en cuenta diversos parámetros de influencia, tales como: imperfecciones geométricas naturales, condiciones límite o frontera, la no-linealidad con la que se consideran los materiales así como la información y comprensión física obtenida de pruebas y ensayos llevadas a cabo en laboratorios y en pruebas instrumentadas en obra.

La expansión de las juntas de las placas de la envolvente en la dirección radial y esfuerzos de flexión que son producidas a lo largo de la envolvente por la presión estática del líquido. Los esfuerzos a veces exceden el esfuerzo de fluencia del material incluso en condiciones estáticas y deben ser estudiadas cuidadosamente para dar seguridad contra terremotos.

El diseño por sismo está basado en el análisis del espectro de respuesta y se consideran dos modos de respuesta, impulsivo y convectivo. Estos dos modos de respuesta contienen: la respuesta de la envolvente del tanque, el techo con una porción del contenido como un solo elemento en la envolvente del tanque. Y el modo fundamental de oleaje del contenido. Las fuerzas relacionadas con estos dos métodos son normalmente conocidas como fuerza impulsiva y fuerza convectiva.

CAPÍTULO 2.

METODOLOGÍAS PARA DISEÑO SÍSMICO.

2.1 Introducción.

Para el desarrollo y el estudio de la dinámica y comportamiento sísmico en tanques se considera la hipótesis del tanque rígido. Esta hipótesis ha sido tomada en cuenta por las declaraciones de Housner, aunque los trabajos experimentales y las investigaciones posteriores han demostrado que la flexibilidad de las paredes de los tanques es una importante influencia en la respuesta durante un sismo.

En el diseño por sismo se considera, básicamente, el momento de volteo de un tanque producido por el brazo de palanca debido a las fuerzas, impulsiva y convectiva, en su interior.

La fuerza impulsiva es producida por el movimiento de las placas de la envolvente, el techo y el líquido que se adhiere a las paredes del tanque.

La fuerza convectiva es la producida por el movimiento del líquido en el interior del tanque por el efecto de chapoteo.

2.2 Modelo analítico simple.

El método más generalizado utilizado en el diseño de tanques ha sido el modelo analítico equivalente desarrollado por Housner, (ver figuras 2.1 a, b, c y d). La masa equivalente W_i , el resorte K_i y el amortiguamiento C_i son elementos para cada modo de chapoteo, y la masa rígida W_0 es derivada de las fuerzas equivalentes y momentos de un líquido ejerciendo sobre un tanque rígido.

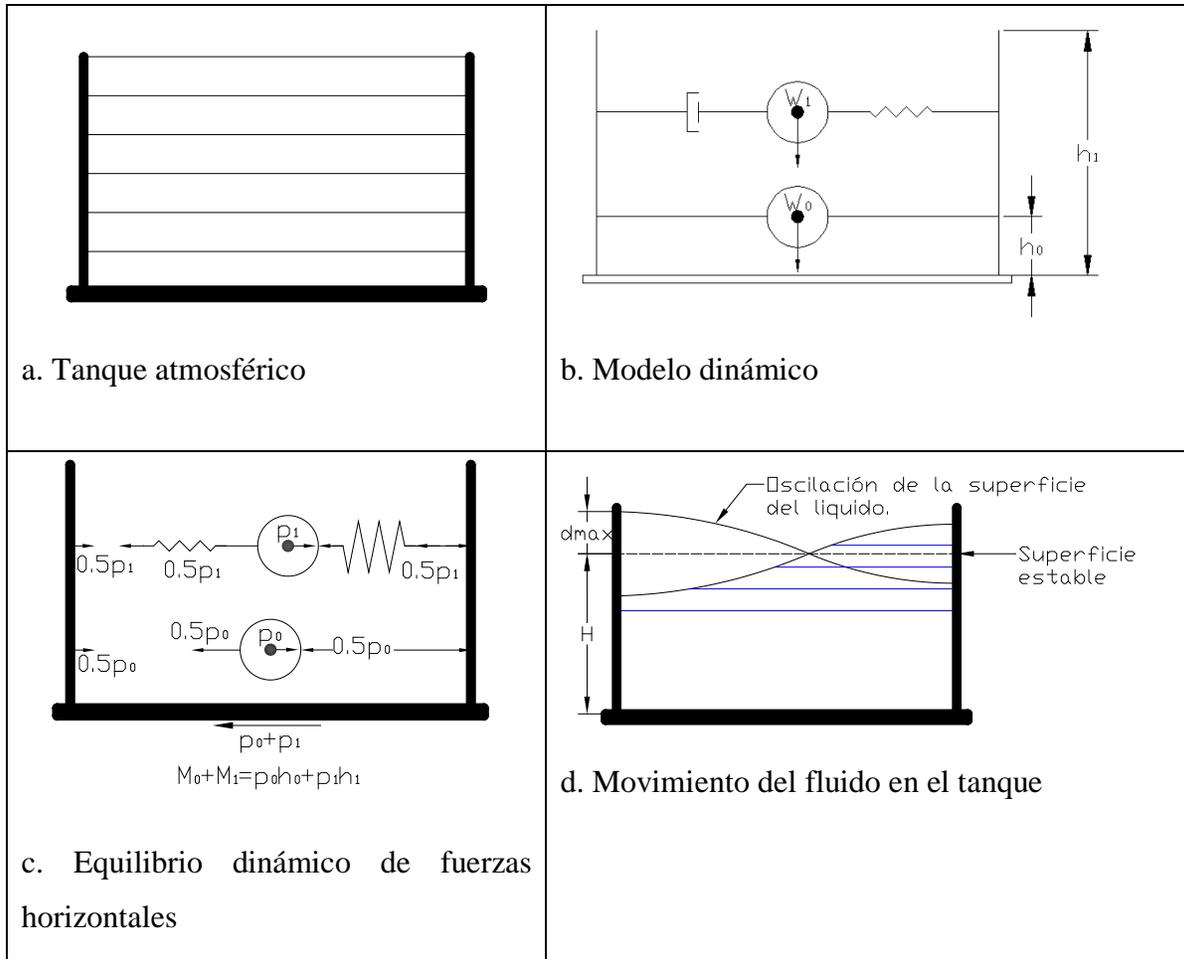


Figura 2.1 Modelo dinámico del tanque con fluido, apoyado en el suelo.

La aproximación del método no considera con suficiente exactitud la determinación del esfuerzo impulsivo, ya que los modos de un contenedor elástico tienen un cierto rango de frecuencias que difieren de aquellas de un tanque de paredes rígidas. Sin embargo, un método aproximado y modificado de Housner se ha desarrollado, como se indica en la figura 2.1 Esta aproximación, considera el efecto del chapoteo o “sloshing” y la masa impulsiva, parámetros determinados a partir de un tanque rígido, y modelados como una viga flexible. Kalnins, ha presentado con detalle esta aproximación. Sin embargo, Veletsos, Yang, Fischer, Fujita, Shiraki y Belendra, han tratado de tomar en cuenta este desarrollo mediante métodos más completos. Esta aproximación en cuanto a exactitud se refiere, ha sido posible mediante la corrección de la masa rígida W_0 , que resulta de la deformación del pandeo del casco.

Por otra parte, en estos modelos simplificados, el esfuerzo anular se puede determinar mediante los efectos de la masa del líquido total actuando verticalmente al considerar la componente de la aceleración del terreno en esa dirección.

2.3 Wozniak y Michell.

El código API 650 apéndice E (novena edición) está fundamentado en los trabajos desarrollados por Wozniak y Michell 1978, "Basis of Seismic Design Provisions for Welded Steel Oil Storage Tank". En este código se discuten las bases de las recomendaciones para asegurar la estabilidad del tanque ante cualquier momento de volteo que se pueda presentar durante un sismo. Debido que el riguroso cálculo para determinar el periodo fundamental de vibración es complejo, y para cubrir todo tipo de incertidumbres, por ejemplo, la flexibilidad del tanque y/o la interacción del suelo con la estructura, Wozniak y Michell propusieron una ecuación para evaluar el momento de volteo máximo (ecuación 2.1), así como la fuerza máxima que se puede presentar durante un sismo.

La metodología que propone este método consiste en evaluar los cuatro componentes que intervienen en el cálculo de momento de volteo y son:

- a. Fuerza sísmica donde intervine el peso total de las paredes del tanque W_s .
- b. Fuerza sísmica generada por la cubierta del tanque W_r , (considerando una masa adicional debido al tirante de agua sobre la misma).
- c. Fuerza sísmica debida al peso efectivo del líquido que se considera adherido a las paredes del tanque, W_l .
- d. Fuerza sísmica debida al peso efectivo del líquido que se mueve en primer modo de chapoteo.

$$M = ZI(C_1W_sX_s + C_1W_rH_r + C_1W_lX_1 + C_2W_2X_2) \quad (2.1)$$

Donde:

M = Momento de volteo total del tanque.

Z = Coeficiente de la zona (coeficiente sísmico propuesto en base a las

recomendaciones del manual de CFE-93)

I = Factor de importancia.

W_s = Peso del tanque (paredes + fondo)

X_s = Altura de la base del tanque hasta el centro de gravedad

W_r = Peso de la cubierta del tanque.

H_t = Altura total del tanque.

W_l = Peso de la masa efectiva del líquido que se adhiere a las paredes del tanque

X_l = Altura medida de la parte inferior del tanque hasta el centroide de la fuerza lateral generada por W_l

W_2 = Peso de la masa efectiva del líquido que se mueve en primer modo de chapoteo

X_2 = Altura medida de la parte inferior del tanque hasta el centroide de la fuerza sísmica lateral generada por W_2

Elección de los coeficientes de las fuerzas sísmicas laterales C_1 y C_2 .

Dado que al cálculo para el periodo fundamental en los tanques es complejo, el código API 650, proponía emplear en el cálculo sísmico, un coeficiente de fuerza lateral C_1 respecto a la masa impulsiva (ver ecuación 2.1), el cual representa el máximo movimiento del suelo amplificado (ver API 650, 1996 y Wozniak et al, 1978). Por tanto el valor estándar, *del coeficiente de fuerza lateral* debe ser $C_1 \geq 0.60$, a menos que se realizan otro tipo de estudios.

Y para la estimación del periodo natural en primer modo de chapoteo (ecuación 2.2) se hará con las siguientes ecuaciones:

Donde:

$$T = kD^{0.5} \quad (2.2)$$

$$C_2 = \frac{1.35}{T^2} S \quad (2.3)$$

$$S = (1.5 - 1.2) \quad (2.4)$$

Este método ha sido modificado con respecto a las nuevas investigaciones para dar resultados mucho más precisos, estas modificaciones pueden ser consultadas en el código API 650 11^a edición en el apéndice E, las cuales serán estudiadas con detenimiento en el capítulo 4 y proporcionará datos más eficientes a lo que respecta los cálculos de momento de vuelco, tanto la estructura del tanque como en el cimiento.

2.4 Método modificado de Housner.

Este método considera los efectos hidrodinámicos que se presentan como la suma de las partes convectivas e impulsiva. La idealización de sistema se muestra en la figura 2.2, donde la deformación elástica del tanque es tomada en cuenta.

Las dimensiones h_0 , h_1 y los pesos correspondientes W_0 y W_1 se calculan de acuerdo con las relaciones mostradas a continuación. La aceleración del suelo induce oscilaciones en el fluido, y estas están consideradas en el modelo por la porción del chapoteo o “sloshing”, W_1 , como si fuera un sólido con un peso conectado flexiblemente con las paredes del tanque. El resto del fluido W_0 actúa como si fuera una masa que está adherida directamente a las paredes flexibles del mismo.

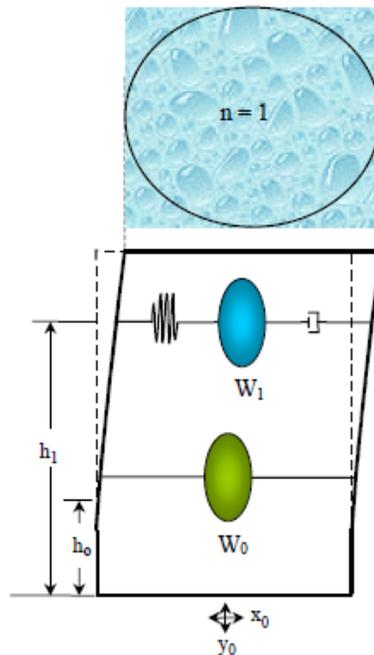


Figura 2.2.

$$C_3 = \frac{\tanh \sqrt{3R/H}}{\sqrt{3R/H}} \quad (2.5)$$

$$\frac{W_0}{W} = C_3 \quad (2.6)$$

$$h_0 = 0.375H \quad (2.7)$$

$$P_0 = a_v \frac{W_0}{g} \quad (2.8)$$

$$C_4 = 1.84 \sqrt{H/R} \quad (2.9)$$

$$\frac{W_1}{W} = C_5 \sqrt{R/H} \tanh(C_4) \quad (2.10)$$

$$\frac{h_1}{H} = 1 - \frac{\cosh(C_4) - 1}{C_4 \sinh(C_4)} \quad (2.11)$$

$$\omega^2 = \left(1.84 \sqrt{g/R}\right) \tanh(C_4) \quad (2.12)$$

$$P_1 = 1.2 W_1 \theta_h \operatorname{sen} \omega t \quad (2.13)$$

Donde:

a_v = Aceleración máxima horizontal del terreno.

ω = Frecuencia circular de frecuencia libre.

Las distancias que localizan las fuerzas resultantes h_0 y h_1 , determinarán el momento en el fondo del tanque. El momento de volteo es calculado por incremento de estas dimensiones verticales, permitidas para el momento de las fuerzas del fluido dinámico actuando en el fondo. Consecuentemente h_0 y h_1 tienen valores numéricos distintos; h_1 es usado para evaluar el momento para el diseño del tanque, y h_0 es usado para determinar el momento de volteo en el anillo de cimentación.

El peso del tanque y el peso efectivo del soporte es generalmente pequeño comparado con el peso del fluido. Estos pueden ser convenientemente utilizados para el incremento W_0 , obteniendo un peso modificado " W_0 ", que es al mayor peso que produce la fuerza impulsiva " P_0 " (valor modificado P_0) y el momento M_0 (valor modificado M_0 corresponde al peso equivalente " W_0 ").

2.5 Metodo ASCE (Método de analisis sísmico de tanques propuesto por M. A. Haroun).

Este método, igual que los tres anteriores, está basado en el modelo mecánico propuesto por Housner para tanques rígidos. El procedimiento considera dos modos de respuesta del líquido contenido en el recipiente: el impulsivo y convectivo. El modelo mecánico considera tres masas que contribuyen a la respuesta sísmica de la estructura (ver figura 2.3).

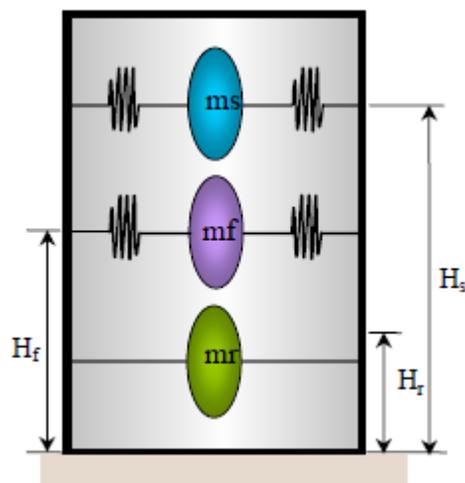


Figura 2.3

2.5.1 Componente convectiva según Haroum.

Frecuencia fundamental ω_s debido al chapoteo.

$$\omega_s^2 = \frac{1.84g}{R} \tanh\left(\frac{1.84H}{R}\right) \quad (2.13)$$

Masa convectiva m_s

$$m_s = 0.455\rho_1 R^3 \tanh\left(\frac{1.84H}{R}\right) \quad (2.14)$$

Altura H_s

$$\frac{H_s}{H} = 1 - \left(\frac{R}{1.84H}\right) \tanh\left(\frac{0.92H}{R}\right) \quad (2.15)$$

2.5.2 Componente impulsiva.

La frecuencia en condición de tanque lleno será:

$$\omega_f H \sqrt{\frac{\rho_2}{E}} = 0.04 \quad (2.16)$$

y

$$\varpi_f = \omega_f \sqrt{\frac{\rho_w}{\rho_L}} \quad (2.17)$$

2.5.3 Calculo de los momentos de volteo y fuerzas cortantes.

En este método el momento de volteo hace uso de la expresión raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

$$V_{T_{\max}} = \sqrt{(m_s a_s)^2 + (m_f a_f)^2 + [(m_r - m_f) a_{\text{terreno}}]^2} \quad (2.18)$$

$$M_{T_{\max}} = \sqrt{(m_s H_s a_s)^2 + (m_f H_f a_f)^2 + [(m_r H_r - m_f H_f) a_{\text{terreno}}]^2} \quad (2.19)$$

Donde:

a_s = Seudo-aceleración correspondiente a la frecuencia ω_s .

a_f = seudo-aceleración correspondiente a la frecuencia ω

a_{terreno} = seudo-aceleración correspondiente a la frecuencia del terreno.

2.5.4 Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por sismo de la Comisión Federal de Electricidad CFE – 93.

La intención del capítulo referente al diseño por sismo del Manual de diseño de obras civiles de la CFE es mostrar el estado actual del conocimiento sobre diseño sísmico de estructuras, especialmente en aquellas áreas donde la investigación científica ha avanzado notablemente y probado que puede aplicarse en la práctica profesional. Los criterios y recomendaciones en ellas especificados están basados en los resultados de las investigaciones realizadas sobre los fenómenos físicos involucrados en la respuesta estructural ante temblores, tales como son los efectos de fuente, trayecto, sitio, interacción suelo-estructura y comportamiento estructural entre otros.

Este código se considera los efectos hidrodinámicos del líquido almacenado en adición a los efectos de inercia de la masa del conjunto. Las paredes y el fondo de un recipiente deben diseñarse para resistir las fuerzas impulsivas y conectivas del fluido.

Para los depósitos circulares, los parámetros del modelo equivalente se pueden determinar de manera aproximada de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$M_0 = \frac{\tanh\left(\frac{1.7R}{H}\right)}{\frac{1.7R}{H}} M \quad (2.20)$$

$$M_1 = \frac{0.71 \tanh\left(\frac{1.7H}{R}\right)}{1.8 \frac{H}{R}} M \quad (2.21)$$

$$K_1 = \frac{4.75gM_1^2H}{MR^2} \quad (2.22)$$

$$H_0 = 0.38H \left[1 + \alpha \left(\frac{M}{M_0} - 1 \right) \right] \quad (2.23)$$

$$H_1 = H \left\{ 1 - 0.21 \frac{M}{M_1} \left(\frac{R}{H} \right)^2 + 0.55 \beta \frac{R}{H} \left[0.15 \left(\frac{RM}{HM_1} \right)^2 - 1 \right]^{\frac{1}{2}} \right\} \quad (2.24)$$

Donde:

g = Es la aceleración de la gravedad.

R = el radio de la base del depósito.

H = El tirante del fluido almacenado.

M = La masa del fluido almacenado.

M_0 = Es la masa equivalente al líquido y está rígidamente adherida a las paredes del tanque y simula los efectos de las presiones impulsivas.

M_l = Es la masa equivalente del líquido que está unida al tanque mediante un resorte, simula los efectos de las presiones convectivas debidas exclusivamente al modo fundamental de la vibración del líquido.

K_l = Rigidez del resorte al que está unida la masa convectiva.

H_0 = Altura de la masa impulsiva con respecto al fondo de las paredes del tanque.

H_l = Altura de la masa convectiva con respecto al fondo de las paredes del tanque.

Si se interesa incluir en el cálculo el momento hidrodinámico sobre el fondo del depósito:

$$\alpha = 1.33$$

$$\beta = 2$$

Si interesan los efectos de la presión hidrodinámica que actúan sobre las paredes del depósito

$$\alpha = 0$$

$$\beta = 1$$

2.6 Espectros de diseño.

2.6.1 Caracterización del sitio.

El movimiento del suelo en sitios de terreno blando es muy diferente del que ocurre en terreno firme debido a la amplificación dinámica por los efectos locales que sufren las ondas sísmicas al propagarse a través de formaciones de suelos blandos.

El terreno de cimentación se clasifica en:

TIPO I. Terreno firme.

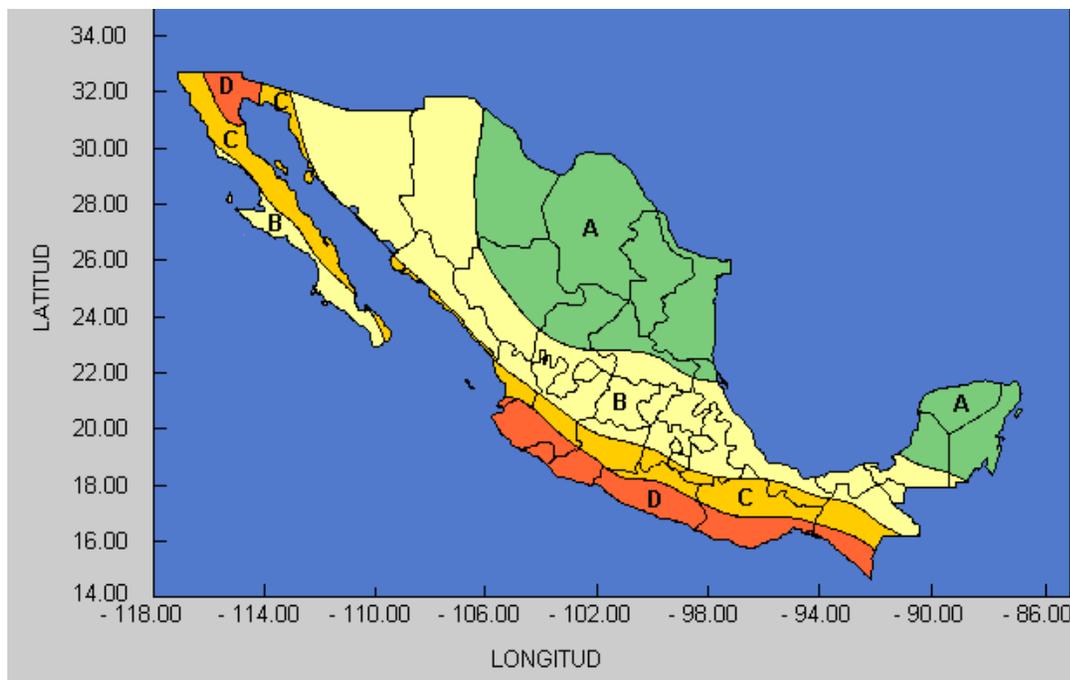
TIPO II. Terreno intermedio.

TIPO III. Terreno blando.

Para estructuras más sencillas no siempre se realizan exploraciones del subsuelo hasta la profundidad de terreno firme. En estas situaciones el terreno se debe clasificar como tipo III.

2.6.1.1 Regionalización sísmica de la República Mexicana.

Con base en un estudio de riesgo sísmico, descrito en los comentarios anteriores, se encuentra que para fines de diseño sísmico la República Mexicana se considera dividida en cuatro zonas, según se indica en la figura siguiente.



2.4 Regionalización sísmica de la República Mexicana.

Las ordenadas del espectro de aceleraciones para el diseño sísmico, a , expresadas como fracción de la aceleración de gravedad, están dadas por las siguientes expresiones.

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a \quad (2.25)$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b \quad (2.26)$$

$$a = c \left(\frac{T_b}{T} \right)^r ; \quad \text{si } T > T_b \quad (2.27)$$

Donde a_0 es el coeficiente de aceleración del terreno, c el coeficiente sísmico y T el periodo natural de interés; T_a y T_b son dos periodos característicos que delimitan la meseta y r un exponente que define la parte curva del espectro de diseño. Los valores de estos parámetros están en la tabla 2.1 para las diferentes zonas sísmicas y los distintos tipos de terreno de cimentación.

Tabla 2.1 Espectros de diseño

Zona sísmica	Tipo de suelo	a_0	c	T_a (s)	T_b (s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.30	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.7	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

Los espectros de diseño especificados son aplicables a estructuras del grupo B. Para estructuras del grupo A, los valores de las ordenadas espectrales deben multiplicarse por 1.5, a fin de tener en cuenta la importancia de la estructura. Los espectros de diseño estipulados son válidos para estructuras de edificios; las modificaciones pertinentes para extenderlos a otras construcciones se indican en las secciones correspondientes a los tipos de estructuras considerados en dicho manual.

En el terreno tipo I no se admiten modificaciones en el espectro de diseño.

2.7 Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por sismo de la Comisión Federal de Electricidad CFE – 2008.

La intensidad del movimiento sísmico es uno de los peligros a los que están expuestas las construcciones. En el Manual de diseño de obras civiles de la CFE se describe un procedimiento basado en un enfoque probabilista para estimar el peligro sísmico en la República Mexicana.

Así mismo en este manual se clasifican las estructuras atendiendo las características estructurales que influyeron en la respuesta sísmica, a continuación se describirá como se clasifican las construcciones según sus estructuración.

- TIPO 1. Estructuras de edificios.
- TIPO 2. Péndulos invertidos y apéndices.
- TIPO 3. Muros de retención.
- TIPO 4. Chimeneas, silos o similares.
- TIPO 5. Tanques, depósitos y similares.
- TIPO 6. Estructuras industriales.
- TIPO 7. Puentes.
- TIPO 8. Tuberías.
- TIPO 9. Presas.
- TIPO 10. Torres de telecomunicación.
- TIPO 11. Túneles.
- TIPO 12. Cimentación.

De los cuales las estructuras del tipo cinco serán las estudiadas en esta tesis, donde es necesario tomar en cuenta los efectos hidrodinámicos del líquido almacenado, adicionalmente a los efectos de inercia de la masa del conjunto. Las paredes y el cimiento de un recipiente necesitan diseñarse ante presiones hidrodinámicas generadas por movimientos impulsivos y conectivos

del fluido. Las presiones impulsivas son debidas al impacto del líquido con el recipiente en movimiento, en tanto que las presiones convectivas se deben a las oscilaciones del fluido.

Entre las recomendaciones que se estipulan en el Manual de diseño de obras civiles de la CFE se tienen como propósito determinar las fuerzas físicas que obran sobre los tanques y depósitos sometidos a temblores que se especifican mediante espectros de diseño. Estas fuerzas son en función de las masas del recipiente, las masas impulsivas y convectivas que simulan el fluido y la masa de la estructura del soporte, así como de las aceleraciones espectrales derivadas del espectro del diseño.

En este manual se entenderá como depósito a un recipiente apoyado directamente sobre el terreno y como tanque a un recipiente apoyado sobre una estructura de soporte o plataforma.

2.7.1 Espectros de diseño.

El capítulo de diseño por sismo del “Manual de diseño de obras civiles de 2008” hace mención de la secuencia a seguir para la construcción del espectro de diseño:

1. Se determinará la aceleración máxima en roca localizando el sitio en el programa de cómputo PRODISIS e indicando la importancia estructural (estructuras del grupo B, A o A+) Ver tabla.
2. Se obtendrá el factor de distancia relativa a las fuentes sísmicas.
3. Se caracterizará el terreno de cimentación mediante el periodo dominante del terreno y la velocidad de propagación de ondas de corte.
4. Se obtendrán los factores del sitio de comportamiento lineal. Estos son el factor de sitio y el factor de respuesta.
5. Se obtendrán los factores del sitio de comportamiento no lineal. Estos son el factor no lineal y factor de velocidad.
6. Se calculará la aceleración máxima en el suelo con la aceleración máxima en roca, el factor de sitio y el factor no lineal.
7. Se calculará el coeficiente sísmico con la aceleración máxima del suelo y el factor de respuesta.

8. Se determinarán los límites de la meseta espectral con el periodo dominante del terreno y el factor de velocidad.
9. Se calculará el factor de amortiguamiento para valores diferentes a 5%.
10. Se procederá con la construcción del espectro, que puede resultar de tres o cuatro ramas dependiendo del periodo dominante del terreno.

2.7.2 Clasificación de las estructuras.

Las construcciones se clasifican en dos tipos: según su destino y según su estructuración.

Según su destino, las estructuras se clasifican conforme a la siguiente tabla:

Tabla 2.9 Clasificación de estructuras

Grupo	Descripción
A+	Las estructuras de “gran importancia”, o del Grupo “A”, son estructuras en donde se requiere un grado de seguridad extrema. Su falla es inadmisibles porque, si se presenta, conducirá a la pérdida de miles de vidas humanas, a un grave daño ecológico, económico o social, o bien, impediría el desarrollo nacional o cambiaría el rumbo del país. Son estructuras de importancia extrema, como las grandes presas y plantas nucleares.
A	Estructuras en que se requiere un grado de seguridad alto. Construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas culturales de magnitud intensa o excepcionalmente alta, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas inflamables, así como construcciones cuyo funcionamiento sea esencial a raíz de un sismo. Tal es el caso de puentes principales, sistemas de abastecimiento de agua potable, subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, monumentos, museos, hospitales, escuelas, estadios templos, terminales de transporte, salas de espectáculos y hoteles que tengan área de reunión que puedan alojar a un número elevado de personas, gasolineras, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas y locales que alojen equipo especialmente

	costoso. Se incluyen también todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica cuya falla por movimiento sísmico pondría en peligro la operación de la planta, así como las estructuras para la transmisión y distribución de energía eléctrica.
B	Estructuras en que se requiere un grado de seguridad convencional. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas moderadas o pondría en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A, tales como naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a viviendas u oficinas, salas de espectáculos, hoteles, depósitos y estructuras urbanas o industriales no incluidas en el grupo A, así como muros de retención, bodegas ordinarias y bardas. También se incluyen todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica que en caso de fallar por temblor no paralizarían el funcionamiento de la planta.

2.7.3 Factor de comportamiento sísmico.

Los tanques y depósitos deberán diseñarse utilizando los factores de comportamiento sísmico Q dados en la tabla 5.1.

Tabla 2.10 Factor de comportamiento sísmico

Tipo	Q
Depósitos de acero	
No anclados, diseñados considerando el levantamiento de la base (pueden desarrollar pandeo en la pared con configuración de pata de elefante bajo sobrecarga sísmica)	2 ¹
No anclados, diseñados considerando el levantamiento de la base y modo de pandeo elástico de la pared (configuración en diamante).	1.25
Anclados, con pernos de anclaje no dúctiles.	1.25
Anclados, con pernos de anclaje dúctiles.	3 ²

Apoyados sobre pedestales dúctiles.	3 ²
Depósitos de concreto	
Concreto reforzado	1.25
Concreto preforzado	1
Tanques elevados.	El que corresponde a la estructura del soporte ^{2,3}

Notas:

1. Los depósitos no anclados de acero, diseñados que se puede aceptar un mecanismo de pandeo con configuración de pata de elefante bajo sobrecarga sísmica, deben también analizarse considerando la carga sísmica como respuesta elástica a fin de asegurar el pandeo elástico (configuración en diamante) de la pared no ocurra primero.
2. Debe utilizarse cierto criterio de diseño por capacidad a fin de proteger estos depósitos.
3. Tratándose de tanques elevados se emplearan los valores de Q (factor de comportamiento sísmico) estipuladas para estructuras de edificios, dependiendo de la forma que se encuentre estructurada de la forma del soporte.

En el diseño sísmico de tanques, el valor del factor de reducción por sobrerresistencia, R, dependerá de las características de la estructura de soporte, considerando los criterios definidos para el caso de estructuras de edificios. Tratándose de depósitos, se utilizará un factor de reducción por sobre resistencia igual a 1.25, a menos que se pueda justificar el uso de un valor mayor para este factor.

Cuando un depósito es sometido a excitación se generan dos tipos de sollicitaciones: presiones hidrodinámicas sobre las paredes y el fondo y fuerzas de inercia en la masa del depósito. A su vez, el movimiento del líquido origina dos tipos de presiones hidrodinámicas: las presiones convectivas asociadas a los modos de vibración y las impulsivas asociadas al modo de cuerpo rígido. Los cambios en las ordenadas espectrales por amortiguamientos diferentes que 5% se tomarán en cuenta tanto en la determinación de las presiones impulsivas como convectivas. Los efectos de interacción suelo–estructura sólo se tomarán en cuenta en la determinación de las presiones impulsivas.

En un depósito con paredes y fondo supuestos rígidos, las solicitaciones sísmicas se podrán determinar con base en el modelo equivalente que se muestra en la figura 2.5. En esta analogía de masas virtuales adheridas, el fluido se sustituye por las masas M_0 y M_1 colocadas a las alturas H_0 y H_1 , respectivamente, desde el fondo del depósito. M_0 se supone unida rígidamente y con ella se simulan los efectos de las presiones impulsivas, mientras que M_1 se supone unida mediante un resorte de rigidez K_1 para simular los efectos de las presiones convectivas debidas exclusivamente al modo fundamental de vibrar del líquido.

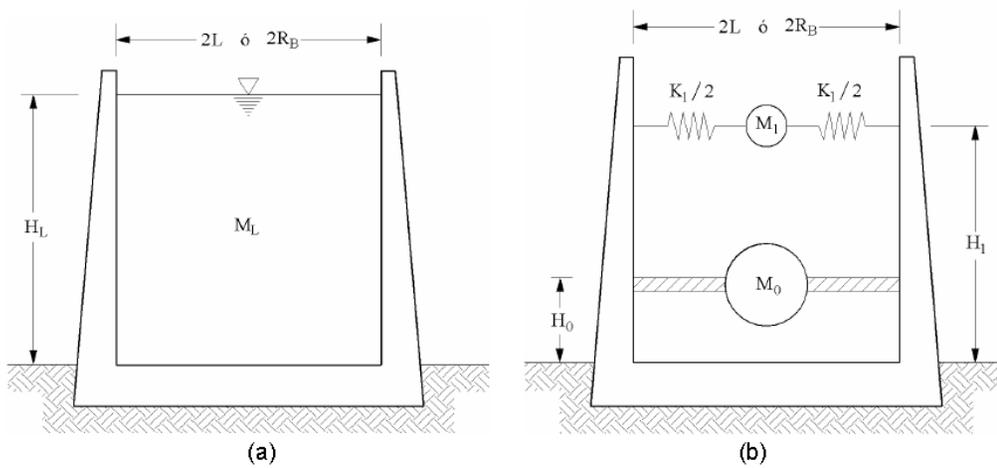


Figura 2.5 Analogía de las masas virtuales adheridas para un depósito superficial.

a) Modelo original, b) Modelo equivalente.

Los parámetros del modelo equivalente se pueden determinar de manera aproximada de acuerdo con las ecuaciones siguientes:

$$M_0 = \frac{\tanh\left[1.73\left(R_B/H_L\right)\right]}{1.73\left(R_B/H_L\right)} M_L \quad (2.46)$$

$$M_0 = \frac{\tanh\left[1.84\left(R_B/H_L\right)\right]}{2.17\left(R_B/H_L\right)} M_L \quad (2.47)$$

$$K_1 = \frac{4.75gM_1^2H_L}{M_LR_B^2} \quad (2.48)$$

Si no es de interés incluir en el cálculo el momento hidrodinámico sobre el fondo del depósito, entonces:

Cuando $H_L/R_B \leq 1.50$:

$$H_0 = 0.375H_L \quad (2.49)$$

Cuando $H_L/R_B > 1.50$:

$$H_0 = [0.50 - 0.1875(R_B/H_L)]H_L \quad (2.50)$$

Para cualquier relación H_L/R_B :

$$H_1 = \left\{ 1 - \frac{\cosh[1.84(H_L/R_B)] - 1}{1.84(H_L/R_B) \sinh[1.84(H_L/R_B)]} \right\} H_L \quad (2.51)$$

Si interesa incluir en el cálculo el momento hidrodinámico sobre el fondo del depósito, entonces:

Cuando $H_L/R_B \leq 2.67$:

$$H_0 = \left\{ \frac{1.73(R_B/H_L)}{2 \tanh[1.73(H_L/R_B)]} - \frac{1}{8} \right\} H_L \quad (2.52)$$

Cuando $H_L/R_B > 2.67$

$$H_0 = 0.45H_L \quad (2.53)$$

Para cualquier relación de H_L/R_B :

$$H_1 = \left\{ 1 - \frac{\cosh[1.84(H_L/R_B)] - 2.01}{1.84(H_L/R_B) \sinh[1.84(H_L/R_B)]} \right\} H_L \quad (2.54)$$

Donde, en las ecuaciones anteriores:

g es la aceleración de la gravedad.

R_B es el radio de la base del depósito

H_L es el tirante del líquido almacenado

M_L es la masa del líquido almacenado

2.7.4 Presiones hidrodinámicas.

Para llevar a cabo un análisis de esfuerzos detallado de las paredes y el fondo de un depósito es necesario conocer tanto la distribución como la magnitud de las presiones hidrodinámicas locales. Éstas se obtendrán mediante la combinación de las componentes de presiones impulsivas y convectivas, que se valúan en la forma que se indica a continuación.

Las presiones impulsivas sobre las paredes se determinan mediante:

$$P_0 = C_0(z) \frac{a(\bar{T}_0, \beta)}{Q'(\bar{T}_0)R} \gamma_L R_B \cos \theta_c \quad (2.55)$$

Donde:

- $C_0(z)$ es una función adimensional con que se define la variación de la presión impulsiva sobre la altura de la pared.
- \bar{T}_0 es el periodo efectivo de la estructura con base flexible
- β es el factor de amortiguamiento que es función del periodo y amortiguamiento efectivos.
- $a(\bar{T}_0, \beta)$ es la ordenada espectral modificada por el factor de amortiguamiento, β , correspondiente al periodo \bar{T}_0 .
- Q' es el factor reductor por ductilidad.
- R es el factor de reducción por sobrerresistencia.
- γ_L es el peso volumétrico del líquido almacenado.
- θ_c es el ángulo que se mide en planta a partir de un eje paralelo a la dirección del sismo y que ubica el punto donde se calcula la presión, como se muestra en la figura 2.6.

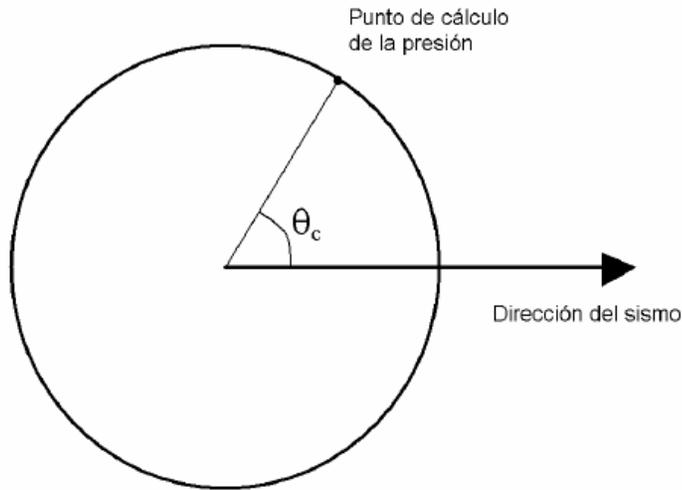


Figura 2.7 Definición de θ_c .

A su vez, las presiones convectivas se evaluarán mediante la siguiente ecuación:

$$p_1 = C_1(z) \frac{a(\tilde{T}_1, \beta)}{Q'(\tilde{T}_1)R} \gamma_L R_B \cos \theta_c \quad (2.56)$$

Donde:

$C_1(z)$ es una función adimensional con que se define la variación de la presión convectiva sobre la altura de la pared.

$a(\tilde{T}_1, \beta)$ es la ordenada espectral modificada por el factor de amortiguamiento, β , correspondiente al periodo fundamental de vibración del líquido, que es igual a

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{M_1}{K_1} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.57)$$

2.7.5 Fuerzas de inercia.

Para evaluar el máximo esfuerzo cortante en las paredes del depósito es necesario conocer la fuerza cortante de diseño en la base. El máximo esfuerzo axial en las paredes del depósito se puede evaluar conocido el momento de volteo de diseño en la base.

La fuerza cortante y el momento de volteo impulsivos en la base, V_0 y M_{00} , se calcularán tomando en cuenta la interacción liquido-recipiente y la interacción suelo estructura, mediante las ecuaciones:

$$V_0 = M_0 g \frac{a(\bar{T}_0, \beta)}{Q'(\bar{T}_0) R} \quad (2.58)$$

$$M_{00} = V_0 H_0 \quad (2.59)$$

La fuerza cortante y el momento de volteo impulsivos en la base, V_1 y M_{01} , se calcularán tomando en cuenta la interacción liquido-recipiente y la interacción suelo estructura, mediante las ecuaciones:

$$V_1 = M_1 g \frac{a(\bar{T}_1, \beta)}{Q'(\bar{T}_1) R} \quad (2.60)$$

$$M_{00} = V_0 H_0 \quad (2.61)$$

Las respuestas máximas, impulsiva y convectiva, no ocurren simultáneamente, por lo que la fuerza cortante y el momento de volteo máximos probables se obtendrán mediante la combinación de los efectos, impulsivo y convectivo de acuerdo con la ecuación:

$$S_D = (S_0^2 + S_1^2)^{\frac{1}{2}} \quad (2.62)$$

S_0 y S_1 Representan las fuerzas cortantes o los momentos de volteo en la base asociados a los efectos, impulsivo y convectivo, respectivamente.

CAPITULO 3.

DISEÑO.

3.1 Descripción del tanque a estudiar.

Para realizar el estudio del diseño por sismo será considerado un tanque de gran capacidad (200,000 barriles) construido con placas metálicas soldadas entre sí, cuyo techo está compuesto de una membrana de acero que flota conforme el tanque llena de fluido con la ayuda de un aro perimetral hueco compuesto de pontones, como esta descrito en el capítulo uno de esta tesis, será conocido simplemente como tanque de techo flotante externo (figura 1.2).

Para el diseño de este tanque se sigue la secuencia que está fundamentada en el código API 650 “Welded tanks for oil storage”, en el cual, para el cálculo de los espesores de las placas se ha tomado en consideración un sobreespesor 3 mm (1/8”) por corrosión, además se ha considerado que el fluido almacenado es agua a 16 °C con un peso específico de 1 kg/dm³ (62.4 lb/pies³), esto con el fin de que el tanque pueda ser utilizado para almacenar otras sustancias distintas cuyo peso específico no sea mayor al de este liquido, además los espesores se incrementan dando como resultado un diseño más seguro.

3.2 Datos de diseño.

Los principales datos para el diseño de un tanque de almacenamiento son listados a continuación:

Ubicación (para ser ubicado en la zona sísmica y calcular la velocidad del viento): Ciudad Madero, Tamaulipas.

Capacidad: 200,000 bls

Temperatura de diseño: 34 °C (93 °F)

Materiales del fondo, envolventes, techo y placa anular: Acero al carbono (especificados en la tabla 3.1):

Gravedad especifica del líquido G: 1 (adimensional).

Velocidad del viento: 225 Km/h (140 m/h)

Corrosión permisible C: 3mm (1/8“)

Diámetro del tanque: 54,886 mm (180.073 ft)

Altura del tanque: 14,021 mm (46 ft)

Tabla 3.1 Materiales

Componente	Material
Membrana	A-36
Envolvente (6)	A-283 Grado C
Envolvente (5)	A-283 Grado C
Envolvente (4)	A-283 Grado C
Envolvente (3)	A-283 Grado C
Envolvente (2)	A-516 Grado 70
Envolvente (1)	A-516 Grado 70
Fondo	A-283 Grado C
Placa anular	A-283 Grado C

Una vez establecidos estos datos se procede al diseñar el tanque:

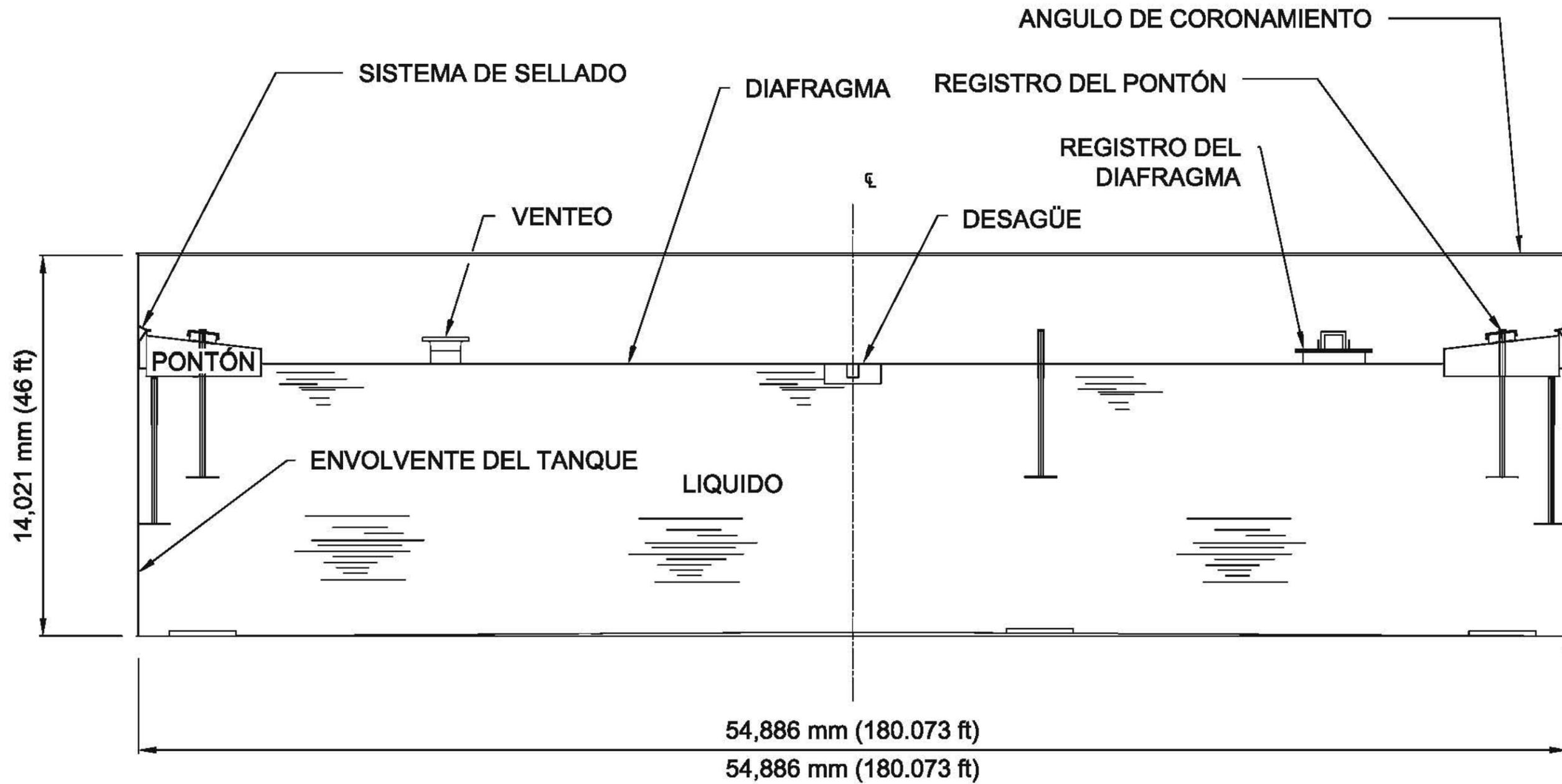
3.3 El fondo.

El fondo está constituido de un arreglo de placas soldadas que tienen un ancho mínimo de 1829 mm (6 pies) y un espesor de 8 mm (5/16”) más la corrosión, esto cumpliendo con la NRF-113-PEMEX-2007 “Diseño de tanques atmosféricos”, que es la norma que rige el diseño de este tipo de tanques en México. Por lo tanto:

$$t_b = 7.94 \text{ mm} + C = 11.11 \text{ mm (7/16”)}$$

3.4 La envolvente.

La envolvente está constituida por 6 anillos soldados, los cuales están hechos de placas de acero, el anillo que está unido a las placas del fondo está formado por las placas más gruesas, cuya configuración se muestra en la figura 3.2.



 UNIVERSIDA NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES CUAUTTLÁN		
TANQUES DE ALMACENAMIENTO DE TECHO FLOTANTE		
ESC.: NO ACOT.: NO	FIGURA 3.1	REV. 0

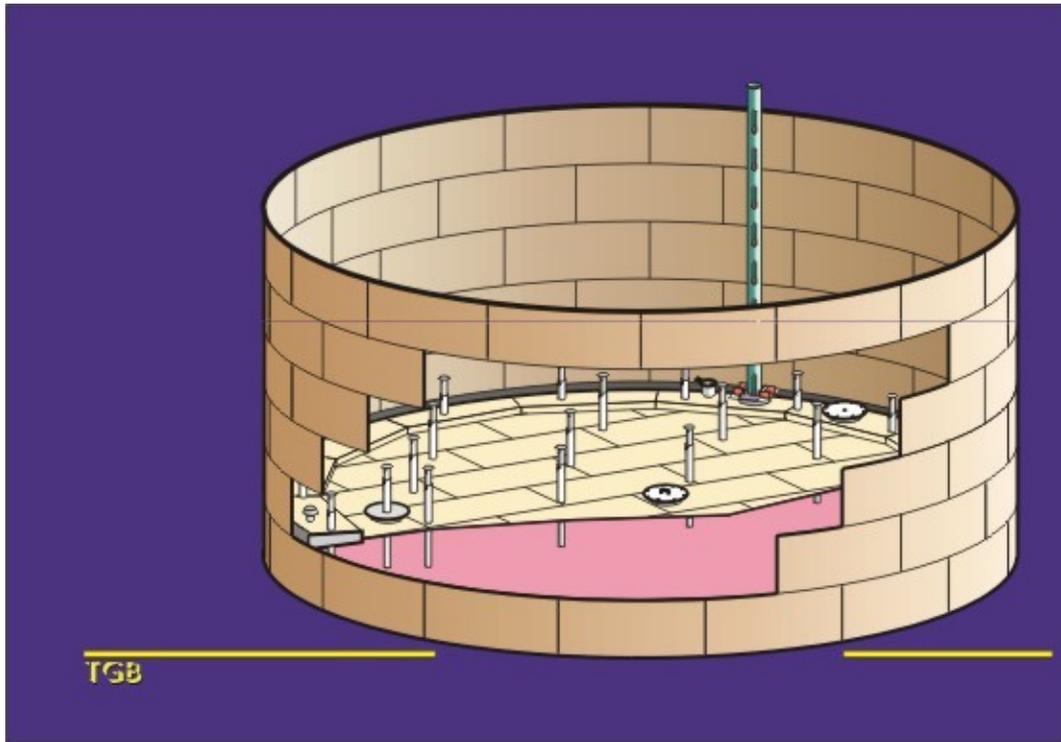


Figura 3.2 Configuración de la envolvente

Para calcular el espesor requerido de estas placas, se usa el método de un pie, el cual consiste en evaluar cada uno de los anillos de la envolvente en un punto ubicado a 0.3 m (1 pie) de la arista inferior de las placas que los conforman, por lo que se llega a la siguiente ecuación:

$$t_d = \frac{4.9D(H-0.3)G}{S_d} + C \quad (3.1a)$$

$$t_t = \frac{4.9D(H-0.3)}{S_t} \quad (3.2a)$$

$$\left(t_d = \frac{2.6D(H-1)G}{S_d} + C \right) \quad (3.1b)$$

$$\left(t_t = \frac{2.6D(H-1)}{S_t} \right) \quad (3.2b)$$

t_d = Espesor de diseño

t_t = Espesor de prueba hidrostática

D = Diámetro nominal del tanque (medido desde la línea de centro del anillo del fondo)

H = Nivel de diseño del líquido

G = Gravedad específica del líquido que será almacenado, como lo especifica el cliente.

C = Corrosión permisible

S_d = Esfuerzo aplicado en condición de diseño (ver figura 3.3a y 3.3b)

S_t = Esfuerzo aplicado en la condición de prueba hidrostática (ver figura 3.3a y 3.3b)

Table 5-2a—(SI) Permissible Plate Materials and Allowable Stresses

Plate Specification	Grade	Plate Thickness t mm	Minimum Yield Strength Mpa	Minimum Tensile Strength Mpa	Product Design Stress S_d Mpa	Hydrostatic Test Stress S_H Mpa
ASTM Specifications						
A 283M	C		205	380	137	154
A 285M	C		205	380	137	154
A 131M	A, B, CS		235	400	157	171
A 36M	—		250	400	160	171
A 131M	EH 36		360	490 ^a	196	210
A 573M	400		220	400	147	165
A 573M	450		240	450	160	180
A 573M	485		290	485 ^a	193	208
A 516M	380		205	380	137	154
A 516M	415		220	415	147	165
A 516M	450		240	450	160	180
A 516M	485		260	485	173	195
A 662M	B		275	450	180	193
A 662M	C		295	485 ^a	194	208
A 537M	1	$t \leq 65$	345	485 ^a	194	208
		$65 < t \leq 100$	310	450 ^b	180	193
A 537M	2	$t \leq 65$	415	550 ^a	220	236
		$65 < t \leq 100$	380	515 ^b	206	221
A 633M	C, D	$t \leq 65$	345	485 ^a	194	208
		$65 < t \leq 100$	315	450 ^b	180	193
A 678M	A		345	485 ^a	194	208
A 678M	B		415	550 ^a	220	236
A 737M	B		345	485 ^a	194	208
A 841M	Class 1		345	485 ^a	194	208
A 841M	Class 2		415	550 ^a	220	236
CSA Specifications						
G40.21M	260W		260	410	164	176
G40.21M	260 WT		261	411	165	177
G40.21M	300W		300	450	180	193
G40.21M	300 WT		301	451	181	194
G40.21M	350W		350	450	180	193
G40.21M	350 WT	$t \leq 65$	350	480 ^a	192	206
		$65 < t \leq 100$	320	480 ^a	192	206
National Standards						
			235	365	137	154
			250	400	157	171
			275	430	167	184
ISO 630						
E 275	C, D	$t \leq 16$	275	410	164	176
		$16 < t \leq 40$	265	410	164	176
E 355	C, D	$t \leq 16$	355	490 ^a	196	210
		$16 < t \leq 40$	345	490 ^a	196	210
		$40 < t \leq 50$	335	490 ^a	196	210

^aBy agreement between the Purchaser and the Manufacturer, the tensile strength of ASTM A 537M, Class 2, A 678M, Grade B, and A 841M, Class 2 materials may be increased to 585 MPa minimum and 690 MPa maximum. The tensile strength of the other listed materials may be increased to 515 MPa minimum and 620 MPa maximum. When this is done, the allowable stresses shall be determined as stated in 5.6.2.1 and 5.6.2.2.

^bBy agreement between the Purchaser and the Manufacturer, the tensile strength of ASTM A 537M, Class 2 materials may be increased to 550 MPa minimum and 690 MPa maximum. The tensile strength of the other listed materials may be increased to 485 MPa minimum and 620 MPa maximum. When this is done, the allowable stresses shall be determined as stated in 5.6.2.1 and 5.6.2.2.

Figura 3.3a Tabla de esfuerzos (MPa)

Table 5-2b— (USC) Permissible Plate Materials and Allowable Stresses

Plate Specification	Grade	Plate Thickness <i>t</i> in.	Minimum Yield Strength psi	Minimum Tensile Strength psi	Product Design Stress <i>S_d</i> psi	Hydrostatic Test Stress <i>S_t</i> psi	
ASTM Specifications							
A 283	C		30,000	55,000	20,000	22,500	
A 285	C		30,000	55,000	20,000	22,500	
A 131	A, B, CS		34,000	58,000	22,700	24,900	
A 36	—		36,000	58,000	23,200	24,900	
A 131	EH 36		51,000	71,000 ^a	28,400	30,400	
A 573	58		32,000	58,000	21,300	24,000	
A 573	65		35,000	65,000	23,300	26,300	
A 573	70		42,000	70,000 ^a	28,000	30,000	
A 516	55		30,000	55,000	20,000	22,500	
A 516	60		32,000	60,000	21,300	24,000	
A 516	65		35,000	65,000	23,300	26,300	
A 516	70		38,000	70,000	25,300	28,500	
A 662	B		40,000	65,000	26,000	27,900	
A 662	C		43,000	70,000 ^a	28,000	30,000	
A 537	1	$t \leq 2\frac{1}{2}$	50,000	70,000 ^a	28,000	30,000	
		$2\frac{1}{2} < t \leq 4$	45,000	65,000 ^b	26,000	27,900	
A 537	2	$t \leq 2\frac{1}{2}$	60,000	80,000 ^a	32,000	34,300	
		$2\frac{1}{2} < t \leq 4$	55,000	75,000 ^b	30,000	32,100	
A 633	C, D	$t \leq 2\frac{1}{2}$	50,000	70,000 ^a	28,000	30,000	
		$2\frac{1}{2} < t \leq 4$	46,000	65,000 ^b	26,000	27,900	
A 678	A		50,000	70,000 ^a	28,000	30,000	
A 678	B		60,000	80,000 ^a	32,000	34,300	
A 737	B		50,000	70,000 ^a	28,000	30,000	
A 841	Class 1		50,000	70,000 ^a	28,000	30,000	
A 841	Class 2		60,000	80,000 ^a	32,000	34,300	
CSA Specifications							
G40.21	38W		38,000	60,000	24,000	25,700	
G40.21	38WT		38,000	60,000	24,000	25,700	
G40.21	44W		44,000	65,000	26,000	27,900	
G40.21	44WT		44,000	65,000	26,000	27,900	
G40.21	50W		50,000	65,000	26,000	27,900	
G40.21	50WT	$t \leq 2\frac{1}{2}$	50,000	70,000 ^a	28,000	30,000	
		$2\frac{1}{2} < t \leq 4$	46,000	70,000 ^a	28,000	30,000	
National Standards							
			235	34,000	52,600	20,000	22,500
			250	36,000	58,300	22,700	25,000
			275	40,000	62,600	24,000	26,800
ISO 630							
E 275	C, D	$t \leq \frac{5}{8}$	39,900	59,500	23,800	25,500	
		$\frac{5}{8} < t \leq 1\frac{1}{2}$	38,400	59,500	23,800	25,500	
E 355	C, D	$t \leq \frac{5}{8}$	51,500	71,000 ^a	28,400	30,400	
		$\frac{5}{8} < t \leq 1\frac{1}{2}$	50,000	71,000 ^a	28,400	30,400	
		$1\frac{1}{2} < t \leq 2$	48,600	71,000 ^a	28,400	30,400	

^aBy agreement between the Purchaser and the Manufacturer, the tensile strength of ASTM A 537M, Class 2, A 678M, Grade B, and A 841M, Class 2 materials may be increased to 85,000 psi minimum and 100,000 psi maximum. The tensile strength of the other listed materials may be increased to 75,000 psi minimum and 90,000 psi maximum. When this is done, the allowable stresses shall be determined as stated in 5.6.2.1 and 5.6.2.2.

^bBy agreement between the Purchaser and the Manufacturer, the tensile strength of ASTM A 537M, Class 2 materials may be increased to 80,000 psi minimum and 100,000 psi maximum. The tensile strength of the other listed materials may be increased to 70,000 psi minimum and 90,000 psi maximum. When this is done, the allowable stresses shall be determined as stated in 5.6.2.1 and 5.6.2.2.

Figura 3.3b Tabla de esfuerzos (lbf/in²)

Aplacando las ecuaciones 3.1 y 3.2 y tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

$$\text{Cantidad de anillos} = \frac{\text{Altura del tanque}}{\text{Ancho de las placas}} \quad (3.3)$$

Altura del tanque: 14,021 mm (46 pies)

Ancho de las placas: 2,438 mm (8 pies)

$$\text{Cantidad de anillos} = \frac{14,021 \text{ mm}}{2,438 \text{ mm}} = 5.75$$

No de anillos: 5 de 2,438 mm

1 de 1,831 mm (valor nominal)

Por lo tanto, para el anillo #1:

$$t_d = \frac{4.9(54.886)(14.021 - 0.3)1}{173} + 3.15 = 24.4803 \text{ mm}$$

$$t_i = \frac{4.9(54.886)(14.021 - 0.3)}{195} = 18.9238 \text{ mm}$$

$$t_d = \frac{2.6(180.073)(46 - 1)1}{25,300} + 0.125 = (0.95")$$

$$t_i = \frac{2.6(180.073)(46 - 1)}{28,500} = (0.739")$$

Se hace el mismo cálculo para cada uno de los anillos, recordando restar la altura H que es el ancho de cada placa que compone al anillo; por lo tanto el espesor del siguiente anillo es:

$$H = 14.021 \text{ m} - 2.438 \text{ m} = 11.583 \text{ m (38 pies)}$$

Por lo tanto la sustitución en las ecuaciones 3.1 y 3.2 debe ser de la siguiente manera:

$$t_d = \frac{4.9(54.886)(11.583 - 0.3)1}{173} + 3.15 = 20.6903 \text{ mm}$$

$$t_t = \frac{4.9(54.886)(14.021 - 0.3)}{195} = 15.5614 \text{ mm}$$

$$t_d = \frac{2.6(180.073)(38 - 1)1}{25300} + 0.125 = (0.8097")$$

$$t_t = \frac{42.6(180.073)(38 - 1)}{28500} = (0.6078")$$

Los resultados son resumidos en la siguiente tabla, que, además incluye el espesor comercial que debe ser usado para la construcción de este equipo:

Tabla 3.2. Espesores de las placas

# anillo	Espesor de diseño, t_d	Espesor de prueba hidrostática, t_t	Espesor comercial que será usado.
6	6.15 mm (0.2420")	2.67 mm (0.1040")	11.11 mm (7/16")
5	10.94 mm (0.4293")	6.93 mm (0.2705")	15.87 mm (5/8")
4	15.72 mm (0.6166")	11.18 mm (0.4370")	22.22 mm (7/8")
3	20.51 mm (0.8039")	15.44 mm (0.6034")	25.4 mm (1")
2	20.69 mm (0.8097")	15.56 mm (0.6078")	28.57 mm (1 1/8")
1	24.48 mm (0.9577")	17.95 mm (0.7392")	31.75 mm (1 1/4")

Los espesores nominales deben ser mayores que los espesores de diseño (incluyendo la tolerancia por corrosión), o el espesor de prueba hidrostática, pero el espesor no debe ser menor del especificado en la tabla 3.3.

Tabla 3.3 Espesor nominal de las placas.

Diámetro nominal		Espesor nominal	
m	Pies	mm	Pulgadas
< 15	< 50	4.76	3/16
15 a < 36	50 a < 120	6.35	¼
36 a 60	120 a 200	7.94	5/16
> 60	> 200	9.52	3/8

3.5 Placa anular del fondo.

La placa anular del fondo es una placa soldada al fondo de la envolvente, cuya función es distribuir el peso de la envolvente, esta deben tener un ancho permitido de 610 mm (24 pulg) entre el interior de la envolvente y cualquier traslape de soldadura de unión del resto del fondo y por lo menos unos 50 mm (2 pulg) de proyección del exterior de la envolvente. Un ancho de placa anular grande es requerido cuando es calculado como sigue:

$$\frac{215t_b}{(HG)^{0.5}} \quad (3.4a)$$

$$\left(\frac{390t_b}{(HG)^{0.5}} \right) \quad (3.4b)$$

Donde:

t_b = Espesor de la placa anular, mm (pulgadas).

H = Máximo nivel de diseño del líquido, m (pies).

G = Gravedad específica del diseño del líquido que será almacenado.

Al sustituir en la ecuación anterior tenemos:

$$\frac{215t_b}{(HG)^{0.5}} = \frac{215(11.11)}{(14.021 * 1)^{0.5}} = 638 \text{ mm}$$

$$\frac{390t_b}{(HG)^{0.5}} = \frac{390(0.4375)}{(46 * 1)^{0.5}} = (25.15 \text{ pulg})$$

La placa anular del fondo no debe de ser mayor del especificado en la tabla 3.4 a y b, tanto para el diseño y para la prueba hidrostática, estas tablas son aplicables para: $H \times G \leq 23 \text{ m}$ (75 pies), más allá de este valor se debe hacer un análisis elástico para determinar el espesor de esta placa.

Tabla 3.4 a. Esfuerzos aplicados

Espesor del primer anillo (mm)	Esfuerzo en la primer anillo (Mpa)			
	≤ 190	≤ 210	≤ 220	≤ 250
$t \leq 19$	6	6	7	9
$19 < t \leq 25$	6	7	10	11
$25 < t \leq 32$	6	9	12	14
$32 < t \leq 40$	8	11	14	17
$40 < t \leq 45$	9	13	16	19

Tabla 3.4 b Esfuerzos aplicados

Espesor del primer anillo (pulgadas)	Esfuerzo en el primer anillo (PSI)			
	$\leq 27,000$	$\leq 30,000$	$\leq 32,000$	$\leq 36,000$
$t \leq 0.75$	0.236	0.236	9/32	11/32
$0.75 < t \leq 1.00$	0.236	9/32	3/8	7/16
$1.00 < t \leq 1.25$	0.236	11/32	15/32	9/16
$1.25 < t \leq 1.50$	5/36	7/16	9/16	11/16
$1.50 < t \leq 1.75$	11/32	½	5/8	3/4

3.6 Calculo por viento.

Este cálculo será realizado, en primera instancia con el fin de conocer la velocidad de diseño, v_d , con el “Manual de diseño de obras civiles de la CFE” y se usará este dato para seguir el procedimiento de la sección 5.11 del API 650.

3.6.1 Velocidad de diseño.

La velocidad de diseño (ecuación 3.5), V_d , es la velocidad a partir de la cual se calcula los efectos del viento sobre la estructura o sobre un componente de la misma.

$$V_D = F_T F_\alpha V_R \quad (3.5)$$

En donde:

F_T Factor que depende de la topografía local

F_α Factor que toma en cuenta el efecto de las características de exposición local.

V_R Velocidad regional de ráfaga que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura, en Km/h

3.6.2 Categorías del terreno.

Tanto el procedimiento de análisis estático como en el dinámico, intervienen factores que dependen de las condiciones topográficas y de exposición locales en donde se estará la construcción. Por lo tanto, con el fin de evaluar correctamente dichos factores, es establecer clasificaciones de carácter práctico. En la tabla 3.5 y 3.6 se clasifica el terreno y el tipo de estructura que se esta estudiando respectivamente.

Tabla 3.5 Categoría del terreno según su rugosidad

Cat.	Descripción	Ejemplos	Limitaciones
1	Terreno abierto, prácticamente plano y sin obstrucciones.	Franjas costeras planas, campos aéreos, pastizales y tierras de cultivo sin setos o bardas alrededor. Superficies elevadas planas.	La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 2000 m o 10 veces la altura de la construcción por diseñar, la que sea mayor.
2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones.	Campos de cultivo o granjas con pocas obstrucciones tales como setos o bardas alrededor, árboles y construcciones dispersas.	Las obstrucciones tienen alturas de 1.5 a 40 m. en una longitud mínima de 1500 m.
3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas.	Áreas urbanas, suburbanas y de bosques, o cualquier terreno con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas.	Las obstrucciones presentan alturas de 3 a 5 m. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 500 m o 10 veces la altura de la construcción, la que sea mayor.
4	Terreno con numerosas obstrucciones largas, altas y estrechamente espaciadas.	Centros de grandes ciudades y complejos industriales bien desarrollados.	Por lo menos el 50 % de los edificios tiene una altura mayor que 20 m. Las obstrucciones miden de 10 a 30 m de altura. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser la mayor entre 400 m y 10 veces la altura de la construcción.

Tabla 3.6 Clase de la estructura según su tamaño.

Clase	Descripción
A	Todo elemento recubrimiento de fachadas, ventanerías, techumbres y sus respectivos sujetadores. Todo elemento estructural aislado, expuesto directamente a la acción del viento. Asimismo, todas las construcciones cuya dimensión, ya sea horizontal o vertical, sea menor de 20 metros.
B	Todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, varíe entre 20 y 50 metros.
C	Todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, sea mayor que 50 metros.

3.6.3 Velocidad regional, V_R .

La velocidad regional del viento, V_R , es la máxima velocidad media probable de presentarse con un cierto periodo de recurrencia en una zona o región determinada del país. Este valor puede ser obtenido por medio de la tabla que incluye el “Manual de diseño de obras civiles de la CFE” en el tomo III (tabla 3.7), la cual presenta las velocidades regionales de las principales ciudades del país para diferentes periodos de retorno.

Tabla 3.7 Velocidades regionales de las ciudades más importantes.

Ciudad	Núm.	Velocidades (km/h)				
	Obs.	V_{10}	V_{50}	V_{100}	V_{200}	V_{2000}
Cd. Victoria, Tamps.	28165	135	170	184	197	235
Coatzacoalcos, Ver.	30027	117	130	137	145	180
Guadalajara, Jal.	14065	146	164	170	176	192
Guanajuato, Gto.	11024	127	140	144	148	158
León, Gto.	11025	127	140	144	148	157
México, D. F.	9048	98	115	120	129	150
Monterrey, N. L.	19052	123	143	151	158	182
Oaxaca, Oax.	20078	104	114	120	122	140
Orizaba, Ver.	30120	126	153	163	172	198
Pachuca, Hgo.	13022	117	128	133	137	148
Puebla, Pue.	21120	93	106	112	117	132
Querétaro, Qro.	22013	103	118	124	131	147
Salina Cruz, Oax.	20100	109	126	135	146	182
S. la Marina, Tamps.	28092	130	167	185	204	252
Tampico, Tamps.	28110	129	160	177	193	238
Toluca, Edo. Mex.	15126	81	93	97	102	115
Villahermosa, Tab.	27083	114	127	132	138	151

3.6.4 Factor de exposición, F_a

El coeficiente F_a refleja la variación de la velocidad del viento con respecto a la altura Z . Asimismo, considera el tamaño de la construcción o de los elementos de recubrimiento y las características de exposición que se calcula con la siguiente ecuación:

$$F_a = F_c F_{rz} \quad (3.6)$$

En donde:

F_c Factor que determina la influencia del tamaño de la construcción.

F_{rz} Factor que establece la variación de la velocidad del viento con la altura Z en función de la rugosidad del terreno de los alrededores.

Cuando la longitud mínima de desarrollo de un terreno con una cierta rugosidad no satisface lo establecido en la tabla 3.5, deberá seleccionarse la categoría que genere la condición más desfavorable para una dirección de viento dada.

3.6.4.1 Factor de tamaño, F_c

El factor de tamaño, F_c , es el que toma en cuenta el tiempo en el que la ráfaga del viento actúa de manera efectiva sobre una construcción de dimensiones dadas. Considerando la clasificación de las estructuras según su tamaño (véase la tabla 3.6), este factor puede determinarse de acuerdo con la tabla 3.8.

Tabla 3.8 Factor de tamaño, F_c

Clase de estructura	F_c
A	1.0
B	0.95
C	0.90

3.6.4.2 Factor de rugosidad y altura, F_{rz}

El factor de rugosidad y altura, F_{rz} , establece la variación de la velocidad del viento con la altura Z . Dicha variación está en función de la categoría del terreno y del tamaño de la construcción.

Se obtiene de acuerdo con la siguiente expresión:

$$F_{rz} = \begin{cases} 1.56 \left[\frac{10}{\delta} \right]^\alpha & \text{si } Z \leq 10 \\ 1.56 \left[\frac{Z}{\delta} \right]^\alpha & \text{si } 10 < Z < \delta \\ 1.56 & \text{si } Z \geq \delta \end{cases} \quad (3.7)$$

Donde:

- δ Es la altura a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y por lo tanto se puede suponer constante; a esta altura se le conoce como altura gradiente; δ y Z están dadas en metros.
- α El exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura y es adimensional.

Los coeficientes α y δ están en función de la rugosidad del terreno (tabla 3.5) y en el tamaño de la construcción (tabla 3.6). En la siguiente tabla se consignan los valores que se aconsejan para estos coeficientes.

Tabla 3.9 Valores de α y δ

Categoría del terreno	α			δ (m)
	Clase de estructura.			
	A	B	C	
1	0.099	0.101	0.105	245
2	0.128	0.131	0.138	315
3	0.156	0.160	0.171	390
4	0.170	0.177	0.193	455

3.6.4.3 Factor de topografía, F_T .

Este factor toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplantará la estructura. Así, por ejemplo, si la construcción se localiza en las laderas o cimas de colinas o montañas de altura importante con respecto al nivel general del terreno de los alrededores, es

muy probable que se generen aceleraciones del viento y, por consiguiente, deberá incrementarse la velocidad regional.

En la tabla 3.10 se muestran los valores que se recomiendan con base a la experiencia para el factor de topografía, de acuerdo a las características topográficas del sitio.

Tabla 3.10 Factor de topografía local, F_T

Sitios	Topografía	F_T
Protegidos	Base de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento.	0.8
	Valles cerrados.	0.9
Normales	Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes con pendientes menores que 5%.	1.0
Expuestos	Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10 %, valles abiertos y litorales planos.	1.1
	Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores que 10%, cañadas cerradas y valles que formen un embudo o cañón, islas.	1.2

3.6.4.4 Velocidad de diseño aplicada en el sitio de construcción.

Una vez establecidos los lineamientos teóricos procedemos a sustituir en los datos correspondientes:

Datos:

Clasificación del terreno según su rugosidad (tabla 3.5) = 1

Clase de estructura (tabla 3.6) = B

V_R (tabla 3.7) = 193 Km/hr

F_C (tabla 3.8) = 0.95

$Z = 14.021$ m, 10 m

$\delta = 245$

$\alpha = 0.101$

Sustituyendo en la ecuación 3.7 para el caso de $Z = 10$ m.

$$F_{rz} = 1.56 \left[\frac{10}{245} \right]^{0.101} = 1.129$$

Usando la ecuación 3.6 y cambiando el factor de tamaño para considerar un valor crítico de diseño tenemos:

$$F_{\alpha} = (1.0)(1.129) = 1.129$$

Sustituyendo en la ecuación 3.5 para conocer la velocidad de diseño:

$$V_D = (1.0)(1.129)(193) = 217.897 \text{ Km/hr}$$

Sustituyendo en la ecuación 3.7 para $Z = 14.021$ m.

$$F_{rz} = 1.56 \left[\frac{14.021}{245} \right]^{0.101} = 1.168$$

Sustituyendo en la ecuación 3.6

$$F_{\alpha} = (1.0)(1.168) = 1.168$$

Sustituyendo en la ecuación 3.5

$$V_D = (1.0)(1.168)(193) = 225.42 \text{ Km/hr}$$

Por lo tanto la velocidad de diseño será:

$$V_D = 225 \text{ Km/hr (140 mph)}$$

3.6.5 Presión del viento.

La presión del viento se calcula con la ecuación 3.8:

$$1.44 \left(\frac{V}{190} \right)^2 \quad (3.8a)$$

$$\left(30 \left(\frac{V}{120} \right)^2 \right) \quad (3.8b)$$

Donde V es la velocidad de diseño.

Al sustituir valores tenemos:

$$1.44 \left[\frac{225}{190} \right]^2 = 2.019$$

$$30 \left[\frac{140}{120} \right]^2 = (40.83)$$

3.6.6 Área horizontal proyectada.

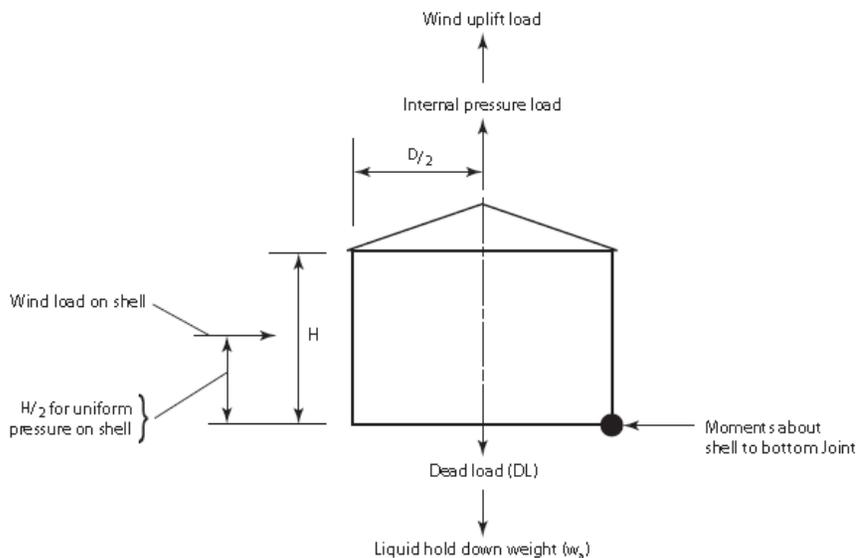


Figura 3.4 Volteo en tanques sin anclas.

Para calcular el momento es necesario conocer el brazo de palanca donde actúa, para esto nos auxiliaremos de la figura 3.4.

$$\frac{H}{2} = \frac{14.6304}{2} = 7.3152 \text{ m (24 pies)}$$

Así mismo es necesario conocer el área de la proyección de la envolvente (A_s), la cual está definida como indica la ecuación 3.10

$$A_s = H \left(D + \frac{t_{ins}}{6} \right) \quad (3.10)$$

Para este caso $t_{ins} = 0$, por lo tanto:

$$A = 14.6304 \left(54.886 + \frac{0}{6} \right) = 803.004 \text{ m}^2$$

$$A = 48 \left(180.073 + \frac{0}{6} \right) = (8643.5 \text{ pies}^2)$$

Y el momento debido a la fuerza del viento en la envolvente, M_s , se define en la ecuación 3.11.

$$M_s = 0.86V_f A_s X_s \quad (3.11a)$$

$$(M_s = 18V_f A_s X_s) \quad (3.11b)$$

Donde:

V_f = Factor de velocidad del viento y se expresa como:

$$V_f = \left(\frac{V}{190} \right)^2 \quad (3.12a)$$

$$\left(V_f = \left(\frac{V}{120} \right)^2 \right) \quad (3.12b)$$

A_s = Área de la proyección de la envolvente
 X_s = Brazo de palanca donde actúa el momento (fig. 3.4)

$$V_f = \left(\frac{225}{190} \right)^2 = 1.4023$$

$$V_f = \left(\frac{140}{120} \right)^2 = (1.3611)$$

Y sustituyendo valores en la ecuación 3.11 tenemos:

$$M_s = 0.86(1.4023)(803.004)(7.3152) = 7,084.08 \text{ KN-m}$$

$$M_s = 18(1.3611)(8643.5)(24) = 5,082,380.352 \text{ lbf-ft}$$

Este resultado representa el momento generado por el viento de la envolvente.

3.6.7 Peso neto de la envolvente.

Es la suma del peso de cada uno de los anillos de la envolvente menos la corrosión permisible, se puede calcular calculando el perímetro del anillo y multiplicando por el espesor y ancho de la placa, lo cual se resume en la siguiente ecuación:

$$W = \pi \rho_{ac} (D - t) A_p t \quad (3.13a)$$

$$W = 12\pi \rho_{ac} (12D - t) A_p t \quad (3.13b)$$

Donde:

W = Peso del anillo

ρ_{ac} = Densidad del acero

D = Diámetro del tanque

t = Espesor de las placas del tanque menos las corrosión permisible

A_p = Ancho de las placas de los anillos

Para el primer anillo el peso tiene un valor de:

$$W = \pi(7841.72)(54.886 - 0.0286)(2.438)(0.0286) = 94,231.5 \text{ kg}$$

$$W = 12\pi(0.2833)(12 * 180.073 - 1.125)8 * 1.125 = 207,598 \text{ lbf}$$

El resultado del resto de los anillos y el peso total de la envolvente, considerando una densidad del acero de sin incluir la corrosión permisible está incluido en las tablas 3.11 a y b.

Tabla 3.11a. Peso de la envolvente (kg)

Anillo	Espesores (m)	Peso (kg)
1	0.03175	94231.696
2	0.02857	83759.0409
3	0.0254	73318.1096
4	0.02222	62843.0288
5	0.01587	41922.1731
6	0.01111	26236.5915
Peso total de la envolvente		382,310.79

Tabla 3.11b Peso de la envolvente (lbf)

Anillo	Espesores (in)	Peso (lbf)
1	1.25	207,598.83
2	1.125	184,542.97
3	1	161,484.45
4	0.875	138,423.25
5	0.625	92,292.85
6	0.4375	57,688.04
Peso total de la envolvente		842,030.38

3.6.8 Momento para tanques no anclados.

Los tanques no anclados deben satisfacer los dos criterios siguientes.

$$1. \quad 0.6M_w + M_{Pi} < M_{DL} / 1.5 \quad (3.13)$$

$$2. \quad M_w + 0.4M_{Pi} < (M_{DL} + M_F) / 2 \quad (3.14)$$

Donde:

M_{Pi} = Momento sobre la junta de la envolvente al fondo por la presión interna de diseño (ecuación 3.15).

M_w = Momento de volteo sobre la junta de la envolvente del fondo por la presión del viento horizontal más la vertical.

$$M_w = 7,084.08 \text{ KN-m (5,082,380.352 lb-ft)}$$

M_{DL} = Momento sobre la junta de la envolvente al fondo por el peso de la envolvente y el techo soportado por la envolvente (ecuación 3.16).

M_F = Momento sobre la junta de la envolvente al fondo por el peso del líquido.

Cuyos valores, que son determinados con la ayuda de la figura 3.4, son:

$$M_{Pi} = \frac{1}{1000} P \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) \left(\frac{D}{2} \right) \quad (3.15a)$$

$$M_{Pi} = 144P \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) \left(\frac{D}{2} \right) \quad (3.15b)$$

Nota: La ecuación 3.15 se obtiene considerando la fuerza producida sobre el área de la vista superior de la envolvente producida por la presión interna multiplicada por el brazo de palanca donde actúa y un factor de conversión.

Aplicando la ecuación 3.15 tomando en cuenta una presión interna de 0:

$$M_{Pi} = \frac{1}{1000}(0) \left[\frac{\pi * (54.886)^2}{4} \right] \left(\frac{54.866}{2} \right) = 0$$

$$M_{Pi} = 144(0) \left[\frac{\pi (180.073)^2}{4} \right] \left(\frac{180.073}{2} \right) = (0)$$

$$M_{DL} = 9.81(W_S + W_R) \frac{D}{2} \quad (3.16a)$$

$$M_{DL} = (W_S + W_R) \frac{D}{2} \quad (3.16b)$$

Al aplicar la ecuación 3.16 tenemos:

$$M_{DL} = 9.81(382,310.64 + 0) \frac{54.886}{2} = 102,924,076.26 \text{ N-m}$$

$$M_{DL} = (842,030.38 + 0) \frac{180.073}{2} = 75,813,468.3 \text{ lb-pie}$$

$$M_F = w_L \pi D \left(\frac{D}{2} \right) \quad (3.17)$$

Donde w_L es el peso de una banda del líquido en la envolvente usando una gravedad específica de 0.7 y una altura de un medio de la altura de diseño del líquido H , y se calcula con la ecuación 3.18.

$$w_L = 59t_b \sqrt{F_{by} H} \quad (3.18a)$$

$$(w_L = 4.67t_b \sqrt{F_{by} H}) \quad (3.18b)$$

Donde:

F_{by} = Mínimo esfuerzo de fluencia especificado de la placa del fondo bajo la envolvente MPa (lbf/in²)

H = Altura de diseño del líquido, m (ft).

D = Diámetro del tanque, m (ft).

t_b = Espesor requerido (sin incluir la corrosión permisible) de la placa del fondo bajo la envolvente, mm (in), que es usado para resistir el vuelco por viento.

La placa del fondo debe tener las siguientes restricciones:

1. El espesor, t_b , usado para calcular w_L , no debe exceder el espesor del primer anillo de la envolvente menos la corrosión permisible.
2. Cuando la placa del fondo debajo de la envolvente es más espeso debido al vuelco por viento que queda en el fondo del tanque, la proyección mínima del espesor suministrado en la palca anular de la envolvente adentro de la pared del tanque, L , será más grande de 450 mm (18 in) o L_b , sin embargo, no necesita más de $0.035D$.

$$L_b = 0.0291t_b\sqrt{\frac{F_{by}}{H}} \leq 0.035D \quad (3.19a)$$

$$\left(L_b = 0.365t_b\sqrt{\frac{F_{by}}{H}} \leq 0.035D \right) \quad (3.19b)$$

Para conocer el peso de la banda del líquido usamos la ecuación 3.18.

$$w_L = 59(7.94)\sqrt{205 * 14.021} = 25,115.3 \text{ N/m}$$

$$w_L = 4.67(0.3125)\sqrt{30,000 * 46} = (1,714.38 \text{ lbf/ft})$$

Con este dato sustituimos en la ecuación 3.17:

$$M_F = 25,115.3(3.1416)(54.886)\left(\frac{54.886}{2}\right) = 118,845,291.125 \text{ N-m}$$

$$M_F = 1,714(3.1416)(180.073)\left(\frac{180.073}{2}\right) = (87,322,173.68 \text{ lbf-ft})$$

Una vez calculados los momentos procedemos a aplicar los criterios expresados en las ecuaciones 3.13 y 3.14.

$$0.6(7,084,077.41) + 0 < 102,924,076.26 / 1.5$$

$$4,250,446 < 68,616,050.84$$

$$0.6(5,082,380.352) + 0 < 75,813,468.3 / 1.5$$

$$(3,049,428.21 < 50,542,312.2)$$

$$7,084,077 + 0.4(0) < (102,924,076.26 + 118,845,291.125) / 2$$

$$7,084,077 < 95,123,124.97$$

$$5,082,380.352 + 0.4(0) < (75,813,468.3 + 87,322,173.68) / 2$$

$$(5,082,380.352 < 81,567,820.99)$$

Al cumplir estas condiciones concluimos que el tanque es estable.

3.6.9 Resistencia al deslizamiento.

Los tanques que puedan estar sujetos a deslizamiento debido al viento, usarán un factor de fricción máximo aplicable de 0.40 multiplicado por la fuerza contra el fondo del tanque, la cual es expresada por la ecuación 3.20.

$$F_f = 0.4(W_R + W_S + W_B + W_L) \quad (3.20)$$

Donde:

W_R = Peso del techo menos la corrosión permisible

W_S = Peso de la envolvente menos la corrosión permisible

W_B = Peso del fondo menos la corrosión permisible

W_L = Peso del líquido

El peso del fondo se obtiene calculando el área del mismo multiplicándolo por el espesor y la densidad del acero 5841.72 kg/m^3 ($0.2833 \text{ lbf/pulg}^3$).

Para calcular el área del fondo se utiliza la ecuación 3.21:

$$A_B = \frac{\pi}{4} [D - 2t - 2A_a]^2 \quad (3.21)$$

Donde:

A_B = Área de la placa del fondo, m (pulg).

D = Diámetro del tanque en m (pulg).

t = Espesor del primer anillo en la envolvente incluyendo la corrosión permisible, m (pulg).

A_a = Ancho de la placa anular, m (pulg).

Y al aplicar la ecuación tenemos:

$$A_B = \frac{\pi}{4} [54.886 - 2 * 0.03175 - 2 * 0.8918]^2 = 2,209.42 \text{ m}^2$$

$$A_B = \frac{\pi}{4} [2,160.88 - 2 * 1.25 - 2 * 35.11]^2 = 3,424,659.72 \text{ pulg}^2$$

Para calcular el área de la placa anular se aplica la ecuación 3.22.

$$A_{Pa} = \frac{\pi}{4} D_f^2 - A_B \quad (3.22)$$

Donde D_f es el diámetro del arreglo de las placas del fondo.

$$A_{Pa} = \frac{\pi}{4}(54.991)^2 - 2,209.42 = 165.63 \text{ m}^2$$

$$A_{Pa} = \frac{\pi}{4}(2,165)^2 - 3,424,659.72 = 256,678 \text{ pulg}^2$$

Por lo tanto el peso de la placa del fondo es dado por la ecuación 3.23.

$$W_B = \rho t_b A_B + \rho t_a A_{Pa} \quad (3.23)$$

En algunos casos se debe considerar que el espesor de las placas del fondo y el de la placa anular son diferentes, así mismo el material; sin embargo para este tanque ambos son iguales y por lo tanto:

$$W_B = 7841.72(0.00794)(2,209.42 + 165.63) = 147,878.34 \text{ kg}$$

$$W_B = 0.2833(0.3125)(3,424,659.72 + 256,678) = 325,913 \text{ lbf}$$

Ahora, para calcular el peso mínimo del líquido, esto es cuando el tanque está a su menor capacidad ya que es cuando se puede suscitar el vuelco por la acción del viento, se usa la ecuación 3.24.

$$W_L = \frac{1}{4}\pi D^2 h \rho \quad (3.24)$$

Tomando como ρ la densidad del agua y para h una altura no mayor de 912 mm (3 pies) y da como resultado:

$$W_L = \frac{1}{4}\pi(54.864)^2(0.912)(1000) = 2,156,054.1 \text{ kg}$$

$$W_L = \frac{1}{4}\pi(180)^2(3)(62.4) = 4,763,659.77 \text{ lb}$$

Ahora, ya conocidos los pesos, se procede al cálculo de la resistencia del deslizamiento y se aplica la ecuación 3.20.

$$F_f = 0.4(0 + 382,310.79 + 174,878.63 + 2,156,054.1) = 1,085,297.408 \text{ kg}$$

$$F_f = 1,085,297.408 \text{ kg} * 9.81 = 10,646,767.57 \text{ N}$$

$$F_f = 0.4(0 + 842,030.38 + 325,913 + 4,763,659.77) = 2,372,641.26 \text{ lbf}$$

La fuerza de fricción se compara con la fuerza de resistencia del viento, que esta expresada en la ecuación 3.25

$$F_{fric} = 0.86V_f A_s \quad (3.25a)$$

$$(F_{fric} = 18V_f A_s) \quad (3.25b)$$

Y al sustituir datos en la ecuación 2.25 tenemos:

$$F_{fric} = 0.86(1.4023)803.003 = 968,404 \text{ N}$$

$$F_{fric} = 18(1.3611)8,643.5 = 211,764 \text{ lbf}$$

Por lo tanto:

$$10,646,767.57 \text{ N} (2,372,641.26 \text{ lbf}) > 968,404 \text{ N} (211,764 \text{ lbf})$$

Se deduce que el tanque no necesita anclajes para resistir el deslizamiento.

3.7 El techo flotante.

El techo de este tanque está compuesto de una membrana de placas soldadas (con un espesor nominal de 4.76 mm (3/16 pulg), debido al peso de está es necesario soldar pontones en la periferia del tanque que proporcionan una fuerza de flotación lo suficientemente grande para que flote el techo y dejando espacio para la presión de vapor que se genera entre el líquido que

se va almacenar y el techo, sin embargo, este techo es del tipo de contacto, es decir, está diseñado de tal manera que no permite la existencia de mezcla aire-vapor abajo del techo flotante (figura 3.5).

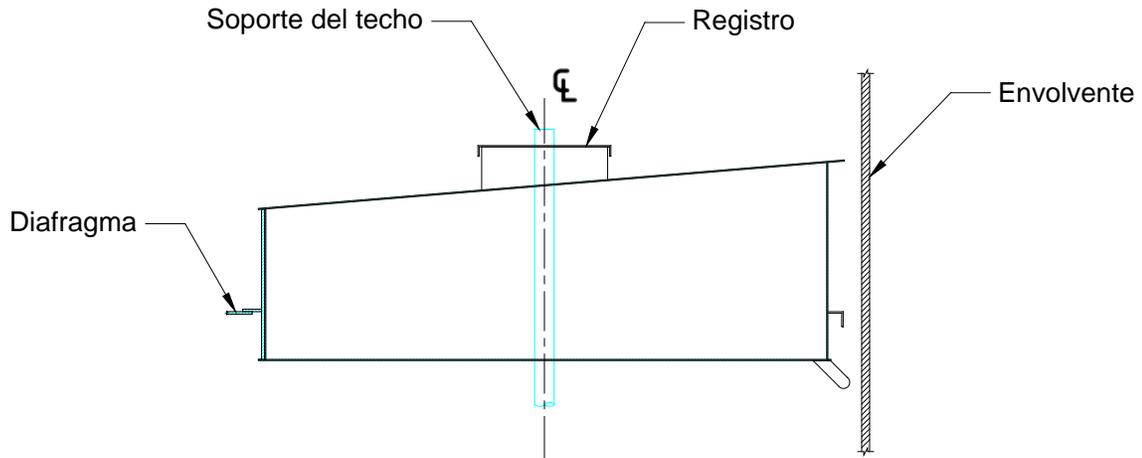


Figura 3.5

El volumen mínimo del pontón y boya perimetral del techo flotante con cubierta sencilla, debe ser lo suficiente estable para mantener flotando el techo sobre un líquido cuya gravedad específica es de 0.7 cuando dos de sus compartimientos y la cubierta estén perforados. No se debe considerar ninguna carga viva en los requisitos de diseño anteriores para cualquier tipo de techo aún cuando se considere que el drenaje principal del techo no funcione. El techo debe contener 254 mm (10 pulg) de agua de lluvia durante un periodo de 24 horas sobre el área total del techo sin hundirse (sin ningún compartimiento o cubierta perforada). Los drenajes de emergencia no deben permitir que el agua fluya al interior del techo. Por lo tanto el número de pontones debe ser de 30 para prevenir cualquier eventualidad.

3.8 Peso del tanque.

Anteriormente ya se había calculado el peso de la envolvente y demás elementos del tanque considerando el espesor por corrosión que por lo regular no se considera cuando el tanque está en operación debido a que este ya se supone corroído. A continuación se presentan los pesos del tanque sin incluir el espesor por corrosión, utilizando la ecuación 3.13, los resultados están resumidos en la tabla 3.12.

$$W = \pi(7841.72)(54.886 - 0.03175)(2.438)(0.03175) = 104,604 \text{ kg}$$

$$W = 12\pi(0.2833)(12 * 180.073 - 1.25) * 8 * 1.25 = 230,651 \text{ lbf}$$

Tabla 3.12(a) Peso total de la envolvente (kg)

Anillo	Espesores (m)	Peso (kg)
1	0.03175	104,604.39
2	0.02857	94,132.94
3	0.0254	83,693.20
4	0.02222	73,219.32
5	0.01587	52,300.86
6	0.01111	36,617.07
Peso total de la envolvente		444,567.79

Peso total incluyendo un 5 % de accesorios = 1.05 (444,567.79) = 466,796.18 kg

Tabla 3.12(a) Peso total de la envolvente (lbf)

Anillo	Espesores (in)	Peso (lbf)
1	1.25	230,652.02
2	1.125	207,598.83
3	1	184,542.97
4	0.875	161,484.45
5	0.625	115,359.38
6	0.4375	80,758.58
Peso total de la envolvente		980,396.23

Peso total incluyendo un 5 % de accesorios = 1.05 (980,396.23) = 1,029,416.04 lbf

Ahora se procede a calcular el peso del fondo usando la ecuación 3.23, esta vez considerando el espesor real o nominal de la placa incluyendo el espesor de la placa anular del fondo.

$$W_B = 7841.72(0.001111)(2,209.42 + 165.63) = 206,918.94 \text{ kg}$$

$$W_B = 0.2833(0.4375)(3,424,659.72 + 256,678) = 456,278.8 \text{ lbf}$$

CAPITULO 4

ANALISIS POR SISMO UTILIZANDO API 650 APENDICE E.

4.1 Variables sísmicas.

Para prevenir estas fallas la norma API 650 en su apéndice E nos proveerá de los mínimos requerimientos para el diseño de los tanques de almacenamiento contruidos con placas de acero soldadas entre sí que pueden estar sujetos a movimientos sísmicos. La principal ventaja del diseño por sismo en este apéndice es la protección de la vida y protección del catastrófico colapso del tanque.

Este apéndice está basado en los métodos de diseño por estrés aplicado con las especificaciones de carga con la finalidad de asegurar la estabilidad del tanque en un momento de volteo, este estándar se basa en el trabajo de Wozniak y Mitchell 1978 "Basis of Seismic Design Previsions for Welded Steel Oil Storage Tank". Aunque los métodos utilizados en la norma API 650 apéndice E usan un análisis equivalente de fuerzas naturales aplicado a las fuerzas estáticas naturales equivalentes aplicadas a un modelo matemático lineal del tanque basado en las paredes rígidas.

Para hacer el análisis debemos conocer antes que nada las condiciones del suelo, para así poder determinar los coeficientes necesarios para calcular las fuerzas que actúan en un tanque de almacenamiento durante un sismo.

Para comenzar el desarrollo se deben plantear todas las condiciones a las que estará sometido el tanque de almacenamiento obtenidos por medio de la tabla de datos, de la cual se tomaron varias consideraciones tales como la ubicación del lugar, el tipo de suelo y la actividad sísmica se presenta en el sitio de la obra.

Los resultados y los datos están dados en los dos sistemas de unidades propuestos por la norma API, ya que posteriormente serán comparados con los resultados obtenidos por otros métodos de cálculo. Estos datos están resumidos en las tablas 4.1 y 4.2:

Tabla 4.1 Pesos

W_s	Peso total del tanque y accesorios	4,587,550 N (1,031,322 lbf)
W_f	Peso del fondo del tanque.	2,029,390 N (456,226 lbf)
W_r	Peso total del arreglo del techo incluyendo boquillas, bastidores, válvulas y accesorios permanentes.	0 N (0 lbf)

Tabla 4.2 Variables sísmicas.

SUG	Grupo de uso sísmico.	III
	Clase del sitio de construcción	D
T_L	Periodo regional de transición para un largo periodo de movimiento del suelo	4 s
A_v	Coefficiente de aceleración vertical durante un terremoto.	0
Q	Factor de escala del máximo sismo considerado en el nivel de diseño de las aceleraciones espectrales.	1
I	Factor de importancia que depende del SUG	1.5
C_i	Coefficiente para determinar el periodo impulsivo en el sistema del tanque	7.66
tu	Espesor uniforme equivalente de la envoltura del tanque	22.49 mm (0.8854 in)
ρ	Densidad del liquido	1,000 kg/m ³ (62.4 lbf/ft ³)
E	Modulo de elasticidad del material.	198,569 MPa (28,799,999 PSI)
T_C	Periodo natural de modo convectivo (oleaje) del comportamiento del liquido.	9.05 s

4.1.1 Periodo estructural de vibración.

Es el tiempo en que tardan las ondas en recorrer el tanque durante un sismo.

Periodo impulsivo natural, T_i .

El periodo impulsivo del tanque será estimado por la siguiente ecuación:

En unidades de SI.

$$T_i = \left(\frac{1}{\sqrt{2000}} \right) \left(\frac{C_i H}{\sqrt{\frac{t_u}{D}}} \right) \left(\frac{\sqrt{\rho}}{\sqrt{E}} \right) \quad (4.1a)$$

$$\left(T_i = \left(\frac{1}{27.8} \right) \left(\frac{C_i H}{\sqrt{\frac{t_u}{D}}} \right) \left(\frac{\sqrt{\rho}}{\sqrt{E}} \right) \right) \quad (4.1b)$$

Donde:

H = La altura del tanque = 14,021 mm (46 ft)

D = Diámetro del tanque = 54,886 mm (180.073 ft)

Y para conocer el coeficiente del periodo impulsivo (c_i) se determinará con la siguiente gráfica:

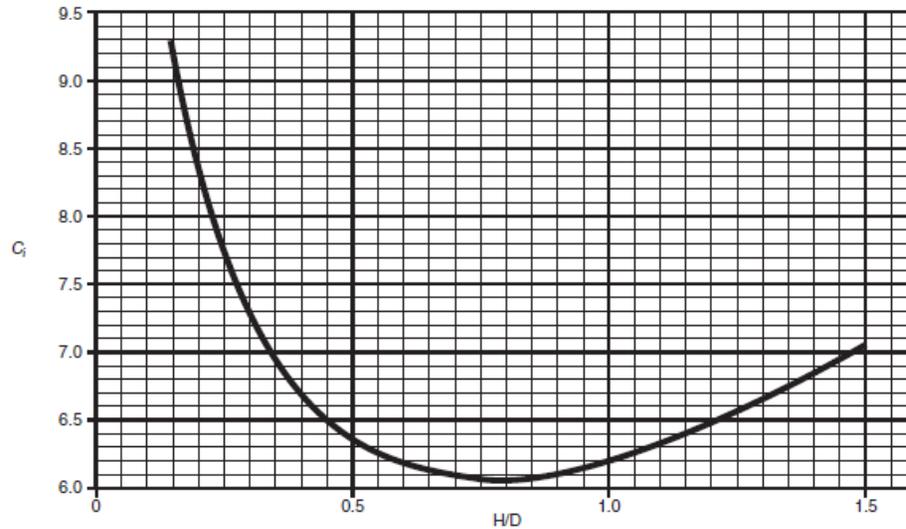


Figura 4.1 Coeficiente C_i

Y al aplicar la ecuación 4.1 se tiene como resultado:

Cálculos para sistema USC.

$$T_i = \left(\frac{1}{\sqrt{2000}} \right) \left(\frac{7.66 * 46}{\sqrt{\frac{0.8854}{180.073}}} \right) \left(\frac{\sqrt{62.4}}{\sqrt{28799999}} \right) = 0.27 \text{ seg}$$

$$T_i = \left(\frac{1}{\sqrt{2000}} \right) \left(\frac{7.66 * 14.02}{\sqrt{\frac{22.49}{54.88}}} \right) \left(\frac{\sqrt{1,000}}{\sqrt{198569}} \right) = (0.27 \text{ seg})$$

4.1.2 Periodo convectivo de chapoteo.

El periodo convectivo de chapoteo es el periodo fundamental del efecto de chapoteo, y se puede calcular con las ecuaciones 4.2.

$$T_c = 1.8k_s \sqrt{D} \quad (4.2a)$$

$$(T_c = K_s \sqrt{D}) \quad (4.2b)$$

Donde el coeficiente de chapoteo k_s es:

$$K_s = \frac{0.578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{3.68H}{D}\right)}} \quad (4.3)$$

$$K_s = \frac{0.578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{3.68 * 46}{180.073}\right)}} = 0.6741$$

$$K_s \frac{0.578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{3.68 * 14.021}{54.866}\right)}} = (0.6741)$$

Aplicando la ecuación para determinar el periodo del efecto producido por el oleaje 4.2 para los dos sistemas de medición correspondientes.

$$T_c = 1.8K_s\sqrt{D} = 1.8 * 0.6741\sqrt{53.88} = 8.99 \text{ s}$$

$$T_c = K_s\sqrt{D} = 0.6741\sqrt{180.073} = 9.05 \text{ s}$$

4.2 Diseño espectral por aceleraciones de reacción.

Estos coeficientes son utilizados en zonas de alta actividad sísmica y para tanques que no requieran ser funcionales para emergencia durante un terremoto.

Estos valores son asignados por el manual de diseño de obras civiles de la CFE y se obtienen por medio de un procedimiento que se explicara a continuación.

4.2.1 Espectro de diseño usando el “Manual de diseño de obras civiles de la CFE 93”.

Para conocer las aceleraciones impulsiva y convectiva es necesario obtener el espectro de diseño siguiendo el procedimiento marcado por el manual de la CFE y aplicando las ecuaciones

del capítulo 2 con los datos proporcionados en la tabla 2.1 considerando que la zona sísmica es catalogada como tipo B y el tipo de suelo es III.

$$a_0 = 0.05$$

$$c = 0.20$$

$$T_a = 0.6 \text{ seg.}$$

$$T_b = 2.9 \text{ seg.}$$

$$r = 1$$

Como $T_i < T_a$ se utiliza la ecuación 2.25 para obtener la ordena espectral para calcular la aceleración impulsiva.

$$a_i = 0.05 + (0.20 - 0.05) \frac{0.27}{0.6} = 0.1175$$

Dado que la estructura es del tipo A, los valores de las ordenadas espectrales impulsivas y conectivas deben multiplicarse por 1.5 a fin de tener en cuenta la importancia de la estructura.

$$a_i = 0.1175(1.5) = 0.1763$$

Ahora, como $T_c > T_b$, la aceleración convectiva se calcula usando la ecuación 2.27

$$a_c = 0.20 \left(\frac{2.9}{9.05} \right)^1 = 0.064$$

$$a_c = 0.064(1.5) = 0.0961$$

Para dar un valor mucho más preciso es necesario complementar estas aceleraciones como se recomiendan en la norma API 650.

Cuando los parámetros del sitio de construcción son especificados, las aceleraciones son definidas por las siguientes ecuaciones.

Parámetro de aceleración impulsiva:

$$A_i = 2.5Q \left(\frac{I}{R_{wi}} \right) S_{ai} \quad (4.4)$$

Alternativamente, A_i , puede ser calculada usando la ecuación 4.5 el periodo impulsivo del tanque o suponiendo un periodo impulsivo de 2 segundos.

$$A_i = Q \left(\frac{I}{R_{wi}} \right) S_{ai} \quad (4.5)$$

Aceleración convectiva:

$$A_c = QK \left(\frac{I}{R_{wc}} \right) S_{ac} \quad (4.6)$$

Donde S_{ai} y S_{ac} , son las aceleraciones impulsiva y convectiva, respectivamente, obtenidas por las ecuaciones 2.25 y 2.27.

Q es un factor de escala para nuestra ubicación geográfica es 1.0.

K es un coeficiente de ajuste para las aceleraciones espectrales y siempre es igual a 1.5 a menos que se especifique otra cosa.

I es la importancia del grupo sísmico y es 1.5.

Al aplicar las ecuaciones 4.4 y 4.6, las aceleraciones impulsivas y convectivas cambian a:

$$A_i = 1.0 \left(\frac{1.5}{3.5} \right) 0.1763 = 0.0755$$

$$A_c = 1.0(1.5)\left(\frac{1.5}{2}\right)0.0961 = 0.1081$$

Dados estos nuevos valores se procede a hacer el cálculo por sismo.

4.2.2 Factores de diseño por sismo.

La fuerza equivalente lateral de diseño por sismo es determinada por la siguiente relación:

$$F = AW_{eff} \quad (4.7)$$

Donde:

A = coeficiente de aceleración lateral, % g.

W_{eff} = peso efectivo.

Factor de modificación de respuesta:

El factor de modificación de reacción para el suelo soportado debe ser menor o igual que los valores mostrados en la figura 4.2:

SISTEMA DE ANCLADO	R_{wi} (impulsivo)	R_{wc} (convectivo)
AUTO ANCLADO	3.5	2
ANCLADO	4	2

Figura 4.2 Factor de modificación de reacción impulsiva.

4.2.3 Factor de importancia.

El factor de importancia es definido por SUG , es especificado por el cliente y también en la siguiente figura:

GRUPO SISMICO	<i>I</i>
I	1.0
II	1.25
III	1.5

Figura 4.3 Factor de grupo sísmico

4.3 Diseño por sismo.

4.3.1 Peso efectivo del producto.

Para realizar el diseño por sismo es necesario conocer la relación entre el diámetro D , m (ft), y la altura del tanque H , m (ft).

$$\frac{D}{H} = \frac{54.89}{14.02} = 3.915$$

$$\frac{D}{H} = \frac{180.073}{46} = (3.915)$$

Los pesos W_i y W_c estarán determinados por las siguientes ecuaciones siguiendo el procedimiento marcado por la API 650. Estos pesos son un porcentaje del peso total del producto W_p y estará dado en N (lbf).

Cuando $\frac{D}{H} \geq 1.3333$ el peso efectivo impulsivo es:

$$W_i = \frac{\tanh\left(0.866 \frac{D}{H}\right)}{0.866 \frac{D}{H}} W_p \quad (4.8)$$

Cuando $\frac{D}{H} < 1.3333$ el peso efectivo impulsivo será definido por la ecuación.

$$W_i = \left[1.0 - 0.281 \frac{D}{H} \right] W_p \quad (4.9)$$

El peso efectivo conectivo, W_c , N (lbf), será calculado por la siguiente ecuación:

$$W_c = 0.230 \frac{D}{H} \tanh\left(\frac{3.67H}{D}\right) W_p \quad (4.10)$$

Para el diseño de cargas debemos tomar los siguientes datos:

Tabla 4.3 Pesos.

W_p	Peso total del contenido del tanque basado en el diseño de gravedad especifica del producto.	33,167,000 N (73,120,780 lbf)
W_{rs}	Carga del techo que actúa sobre la envolvente	0 N (0 lbf)

El peso efectivo impulsivo será calculado con la ecuación 4.8, ya que $D/H = 3.915$.

$$W_i = \frac{\tanh\left(0.866 \frac{54.89}{14.02}\right)}{0.866 \frac{54.89}{14.02}} 325,257,434 = 95,726,406 \text{ N}$$

$$W_i = \frac{\tanh\left(0.866 \frac{180.073}{46}\right)}{0.866 \frac{180.073}{46}} 73,120,780 = (21,520,152 \text{ lbf})$$

Peso efectivo convectivo.

Para calcular el peso efectivo convectivo se usará la ecuación 4.10.

$$W_c = 0.230 \frac{54.89}{14.02} \tanh\left(\frac{3.67 * 14.02}{54.89}\right) 325,257,434 = 214,974,317 \text{ N}$$

$$W_c = 0.230 \frac{180.073}{64} \tanh\left(\frac{3.67 * 64}{180.073}\right) 73,120,780 = (48,328,149 \text{ lbf})$$

El peso efectivo, W_{eff} N (lbf) es el peso de efecto impulsivo (oleaje), W_i , mas el peso de efecto convectivo W_c . Y está dada en la ecuación 4.11

$$W_{eff} = W_i + W_c \quad (4.11)$$

$$W_{eff} = W_i + W_c = 95,726,406 + 214,974,271 = 310,700,723 \text{ N}$$

$$W_{eff} = W_i + W_c = 21,520,152 + 48,328,149 = (69,848,301 \text{ lbf})$$

4.3.2 Cargas de diseño.

Para tanques soportados en el suelo y de fondo plano deben ser diseñados para resistir las fuerzas producidas en un sismo deben ser consideradas la masa efectiva y las presiones dinámicas del liquido para calcular las fuerzas equivalentes laterales y las fuerzas de distribución laterales. Las fuerzas laterales de corte serán determinadas en las siguientes secciones. La fuerza total de corte por sismo de la base será determinada por la suma de cuadrados (teorema de Pitágoras) de los componentes impulsivos y conectivos menos en otras aplicaciones que requieran de una suma directa.

Fuerza total de corte, V , N (lbf).

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2} \quad (4.12)$$

Donde:

$$V_i = A_i (W_s + W_r + W_f + W_i) \quad (4.13)$$

$$V_c = A_c W_c \quad (4.14)$$

Cargas de diseño:

La fuerza total de corte será calculada con la ayuda de la ecuación 4.12, pero antes es necesario conocer las fuerzas de corte debidas a la acción impulsiva y convectiva por el peso y los accesorios del tanque, V_i y V_c , dados por las ecuaciones 4.13 y 4.14 respectivamente:

$$V_i = 0.0755(4,587,548 + 0 + 2,029,394 + 95,726,406)$$

$$V_i = 7,730,578\text{N}$$

$$V_i = 0.1081(1,031,322 + 0 + 452,226 + 21,520,152)$$

$$V_i = (1,737,903 \text{ lbf})$$

$$V_c = A_c W_c = 0.0504 * 214,974,271 = 23,249,294 \text{ N}$$

$$V_c = A_c W_c = 0.0721 * 48,328,149 = (5,226,649 \text{ lbf})$$

Fuerza cortante total:

$$V = \sqrt{(7,730,578)^2 + (23,249,294)^2} = 24,500,847 \text{ N}$$

$$V = \sqrt{(1,737,903)^2 + (5,226,649)^2} = (5,508,010 \text{ lbf})$$

4.3.3 Centro de acción por las fuerzas efectivas laterales.

4.3.3.1 Centro de acción por momento de volteo del anillo.

Las alturas del centro del tanque al centro de acción de las fuerzas laterales en un sismo aplicadas a W_i y W_c , X_i y X_c se pueden determinar multiplicado por H a los radios X_i/H y X_c/H , respectivamente, obtenido por el radio D/H por el uso de las ecuaciones que se muestran a continuación:

Cuando $\frac{D}{H} \geq 1.3333$

$$X_i = 0.375H \quad (4.15)$$

Cuando $\frac{D}{H} < 1.3333$

$$X_i = \left[0.5 - 0.094 \frac{D}{H} \right] H \quad (4.16)$$

La altura X_c será determinada con la siguiente ecuación:

$$X_c = \left[1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67H}{D}\right) - 1}{\frac{3.67H}{D} \sinh\left(\frac{3.67H}{D}\right)} \right] H \quad (4.17)$$

Como $\frac{D}{H} \geq 1.3333$ la altura desde el fondo de la envolvente hasta el centro de acción de la fuerza sísmica en el anillo, X_i , se calculara con la ecuación 4.15:

$$X_i = 0.375H = 0.375 * 14.02 = 5.2578 \text{ m}$$

$$X_i = 0.375H = 0.375 * 46 = (17.25\text{ft})$$

Para calcular la altura desde el fondo del tanque hasta el centro de acción de las fuerzas sísmicas laterales en la fuerza impulsiva del líquido por el momento del anillo, X_c , se realizará con la ayuda de la ecuación 4.17.

$$X_c = \left[1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67 * 14.02}{54.89}\right) - 1}{\frac{3.67 * 14.02}{54.89} \sinh\left(\frac{3.67 * 14.02}{54.89}\right)} \right] 14.02 = 7.48\text{m}$$

$$X_c = \left[1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67 * 46}{180.073}\right) - 1}{\frac{3.67 * 46}{180.073} \sinh\left(\frac{3.67 * 46}{180.073}\right)} \right] 46 = (24.55\text{ft})$$

4.3.3.2 Centro de acción por el vuelco del cimientto.

El momento de volteo en la cimentación, M_s , es el total de momentos que actúan cruzadas en toda la placa base.

Cuando $\frac{D}{H} \geq 1.3333$ la altura X_{is} es calculada con:

$$X_{is} = 0.375 \left[1.0 + 1.333 \left(\frac{0.866 \frac{D}{H}}{\tanh \left(0.866 \frac{D}{H} \right)} - 1.0 \right) \right] H \quad (4.18)$$

Cuando $\frac{D}{H} < 1.3333$ la altura X_{is} es calculada con la siguiente ecuación:

$$X_{is} = \left[0.500 + 0.060 \frac{D}{H} \right] H \quad (4.19)$$

Pero en ambos casos la altura X_{cs} se calcula con:

$$X_{cs} = \left[1.0 - \frac{\cosh \left(\frac{3.67H}{D} \right) - 1.937}{\frac{3.67H}{D} \sinh \left(3.67 \frac{H}{D} \right)} \right] H \quad (4.20)$$

Como $\frac{D}{H} \geq 1.3333$ se usará la ecuación 4.18 para determinar la altura desde el fondo de la envolvente hasta el centro de acción de la fuerza sísmica en las placas de la envolvente, X_{is} :

$$X_{is} = 0.375 \left[1.0 + 1.333 \left(\frac{0.866 * \frac{54.89}{14.02}}{\tanh \left(0.866 * \frac{54.89}{14.02} \right)} - 1.0 \right) \right] 14.02 = 22.06m$$

$$X_{is} = 0.375 \left[1.0 + 1.333 \left(\frac{0.866 * \frac{180.073}{46}}{\tanh \left(0.866 * \frac{180.073}{46} \right)} - 1.0 \right) \right] 46 = (72.39 \text{ ft})$$

Y X_{cs} será calculado con la ecuación 4.20.

$$X_{cs} = \left[1.0 - \frac{\cosh \left(\frac{3.67 * 14.02}{54.89} \right) - 1.937}{\frac{3.67 * 14.02}{54.89} \sinh \left(3.67 \frac{14.02}{54.89} \right)} \right] 46 = 20.45m$$

$$X_{cs} = \left[1.0 - \frac{\cosh \left(\frac{3.67 * 46}{180.073} \right) - 1.937}{\frac{3.67 * 46}{180.073} \sinh \left(3.67 \frac{46}{180.073} \right)} \right] 46 = (67.08 \text{ ft})$$

4.3.4 Efectos verticales por sismo.

Cuando en la hoja de datos especifica el diseño por sismo vertical el máximo parámetro de aceleración será tomado como: $0.14 * S_{DS}$, amenos que otra cosa sea especificada por el cliente. La fuerza vertical causada por sismo será:

$$F_V = \pm A_V W_{eff} \quad (4.21)$$

4.3.5 Fuerzas dinámicas del líquido en el anillo y esfuerzos.

Para calcular la fuerza impulsiva en la membrana del anillo en la envolvente del tanque será usada la siguiente ecuación:

$$\text{Para } \frac{D}{H} \geq 1.333$$

$$N_i = 8.48A_iGDH \left[\frac{Y}{H} - 0.5 \left(\frac{Y}{H} \right)^2 \right] \tanh \left(0.866 \frac{D}{H} \right) \quad (4.22a)$$

$$\left(N_i = 4.5A_iGDH \left[\frac{Y}{H} - 0.5 \left(\frac{Y}{H} \right)^2 \right] \tanh \left(0.866 \frac{D}{H} \right) \right) \quad (4.22b)$$

Para $\frac{D}{H} < 1.33$ y $Y < 0.75D$

$$N_i = 5.22A_iGD^2 \left[\frac{Y}{0.75D} - 0.5 \left(\frac{Y}{0.75D} \right)^2 \right] \quad (4.23a)$$

$$\left(N_i = 2.77A_iGD^2 \left[\frac{Y}{0.75D} - 0.5 \left(\frac{Y}{0.75D} \right)^2 \right] \right) \quad (4.23b)$$

Para $\frac{D}{H} < 1.333$ y $Y \geq 0.75D$

$$N_i = 2.6A_iGD^2 \quad (4.24a)$$

$$\left(N_i = 1.39A_iGD^2 \right) \quad (4.24b)$$

Para todas las proporciones de D/H

En el sistema internacional:

$$N_c = \frac{1.85A_cGD^2 \cosh \left[\frac{3.68(H-Y)}{D} \right]}{\cosh \left[\frac{3.68H}{D} \right]} \quad (4.25a)$$

$$N_c = \frac{0.98A_cGD^2 \cosh\left[\frac{3.68(H-Y)}{D}\right]}{\cosh\left[\frac{3.68H}{D}\right]} \quad (4.25b)$$

Donde:

Y = distancia de la superficie del líquido al punto de análisis.

G = gravedad específica.

Cuando el cliente especifica que la aceleración vertical no necesita ser considerada $A_v = 0$ la combinación de esfuerzos debe ser igual al dato obtenido con la siguiente ecuación:

$$\sigma_t = \sigma_H \pm \sigma_S = \frac{N_h \pm \sqrt{N_i^2 + N_c^2}}{t} \quad (4.26)$$

Cuando $A_v \neq 0$

$$\sigma_t = \sigma_H \pm \sigma_S = \frac{N_h \pm \sqrt{N_i^2 + N_c^2 + (A_v N_h)^2}}{t} \quad (4.27)$$

Se aplicarán estas ecuaciones a cada uno de los anillos que componen la envolvente del tanque para conocer el esfuerzo con el que trabaja cada uno.

Calculo de los centros de acción para el momento de vuelco en el anillo:

Los esfuerzo dinámicos de tensión en el anillo debido a los movimientos del líquido producidos por eventos telúricos, N_i , serán determinados con la ecuación 4.24 debido a que $\frac{D}{H} \geq 1.333$ para el anillo 1.

$$N_i = 8.48 * 0.0755 * 1 * 54.89 * 14.02 \left[\frac{13.71}{14.02} - 0.5 \left(\frac{13.71}{14.02} \right)^2 \right] \tanh \left(0.866 \frac{54.89}{14.02} \right) = 245.77N / mm$$

$$N_i = 4.5 * 0.0755 * 1 * 180.073 * 46 \left[\frac{45}{46} - 0.5 \left(\frac{45}{46} \right)^2 \right] \tanh \left(0.866 \frac{180.073}{46} \right) = (1403.94 \text{ lbf/in})$$

Para la fuerza en la membrana del anillo 1, N_c , se obtendrá con la ecuación 4.25:

$$N_c = \frac{1.85 * 0.1081 * 1 * (54.89)^2 \cosh \left[\frac{3.68(14.02 - 13.716)}{54.89} \right]}{\cosh \left[\frac{3.68 * 14.02}{54.89} \right]} = 408.631 \text{ N/mm}$$

$$N_c = \frac{0.98 * 0.1081 * 1 * (180.073)^2 \cosh \left[\frac{3.68(46 - 45)}{180.073} \right]}{\cosh \left[\frac{3.68 * 46}{180.073} \right]} = (2,329.889 \text{ lbf/in})$$

Ahora se procederá a calcular la fuerza del producto hidrostático en la membrana del anillo, N_h , con la ayuda de la ecuación 4.27.

$$N_h = 4.9(Y + 0.305)DG \quad (4.28a)$$

$$(N_h = 2.6(Y + 1)DG) \quad (4.28b)$$

Donde:

Y = Altura de prueba, que en este caso será medida desde el fondo de la envolvente hasta la parte superior de cada uno de los anillos menos un pie.

$$N_h = 4.9(13.71 + 0.305)54.89 * 1 = 3769 \text{ N/mm}$$

$$N_h = 2.6(45 + 1)180.073 * 1 = (21,537 \text{ lbf/in})$$

Ya teniendo las dimensiones de las fuerzas y tomando en consideración que $A_v = 0$ se procede a hacer el cálculo de los esfuerzos que actúan en los anillos durante un sismo con la ecuación 4.26.

$$\sigma_{t+} = \sigma_H + \sigma_S = \frac{3,769 + \sqrt{(245.77)^2 + (408.631)^2}}{28.58mm} = 148.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{t+} = \sigma_H - \sigma_S = \frac{3,769 - \sqrt{(245.77)^2 + (408.631)^2}}{28.58\text{mm}} = 115.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{t+} = \sigma_H + \sigma_S = \frac{21,537 + \sqrt{(1,403.94)^2 + (2,329.889)^2}}{1.125\text{in}} = (21,562 \text{ lbf/in}^2)$$

$$\sigma_{t+} = \sigma_H + \sigma_S = \frac{21,537 + \sqrt{(1,403.94)^2 + (2,329.889)^2}}{1.125\text{in}} = (21,562 \text{ lbf/in}^2)$$

Y se hará lo mismo con lo demás anillos, cuyos resultados se presentan en la tabla 4.4 y 4.5.

Tabla 4.4 a. Fuerzas dinámicas de membrana (N/mm) y esfuerzos actuantes (MPa).

Anillo	Ancho placa	Y (m)	N_i N/mm	N_c N/mm	N_h N/mm	σ_{t+} N/mm ²	σ_{t-} N/mm ²
#1	2.43	13.71	245.77	408.631	3769	148.6	115.2
#2	2.43	11.28	236.50	415.456	3116	141.5	103.8
#3	2.43	8.85	212.45	433.334	2462	132.5	89.0
#4	2.43	6.42	173.64	462.740	1809	120.9	69.0
#5	2.43	3.99	120.04	504.457	1155	131.8	50.1
#6	2.43	1.56	51.68	559.594	502	133.9	-8.9

Tabla 4.4 b. Fuerzas dinámicas de membrana (lbf/in) y esfuerzos actuantes (lbf/in²).

Anillo	Ancho placa	Y (ft)	N_i (lbf/in)	N_c (lbf/in)	N_h (lbf/in)	σ_{t+} (lbf/in ²)	σ_{t-} (lbf/in ²)
#1	8	45	1403.94	2329.889	21537	21,562	16,726
#2	8	37	1350.84	2368.914	17791	20,518	15,064
#3	8	29	1212.77	2471.398	14046	19,198	12,906
#4	8	21	989.73	2640.087	10300	17,493	9,974
#5	8	13	681.73	2879.499	6555	19,028	7,191
#6	8	5	288.75	3196.049	2,809	19,258	-1,281

4.4 Momento de volteo.

Durante un sismo el tanque se puede voltear por la acción de las fuerzas del líquido que actúan en el interior, por lo que debe ser calculado por la suma de raíces cuadradas de los componentes impulsivos y conectivos multiplicados por sus respectivos momentos desde el centro de acción de las fuerzas.

Para el momento en la envolvente M_{rw} :

$$M_{rw} = \sqrt{[A_i(W_i X_i + W_s X_s + W_r X_r)]^2 + [A_c(W_c X_c)]^2} \quad (4.29)$$

Para el momento en la cimentación M_s :

$$M_s = \sqrt{[A_i(W_i X_{is} + W_s X_s + W_r X_r)]^2 + [A_c(W_c X_{cs})]^2} \quad (4.30)$$

A menos que otra rigurosa aproximación sea usada, en el fondo de cada anillo de la envolvente será definido por aproximación lineal usando lo siguiente.

- 1) Si el tanque está equipado con un techo fijo el momento cortante impulsivo y el momento de vuelco es aplicado en la parte superior de la envolvente.
- 2) La fuerza de corte impulsiva y el momento de vuelco para cada cuerda de la envolvente es incluido basado en el peso y el centroide de cada cuerda.
- 3) El momento de vuelco debido al líquido es una aproximación lineal al momento del anillo, M_{rw} , en la base de la envolvente al cero en el máximo nivel del líquido.

Se harán dos análisis, uno para el momento en las paredes del anillo, M_{rw} , (ec. 4.29) y otro enfocado a la cimentación, M_s (4.30). Pero antes es necesario definir los valores de X_r y X_s de la tabla 4.5.

Tabla 4.5

X_s	Altura desde el fondo de la envolvente del tanque hasta el centro de gravedad de la envolvente del tanque	19.719 ft	6.01 m
X_r	Altura desde el fondo de la envolvente del tanque al centro de gravedad del techo y los accesorios del techo	48 ft	14.63 m

Momento en el anillo:

$$M_{rw} = \sqrt{[0.0755(95,726,406 * 5.2578 + 4,587,548 * 6.01 + 0 * 14.63)]^2 + [0.1081(214,974,317 * 7.48)]^2}$$
$$M_{rw} = 178,523,120 \text{ N-m}$$

$$M_{rw} = \sqrt{[0.0755(21,520,152 * 17.25 + 1,031,322 * 19.719 + 0 * 48)]^2 + [0.1081(48,328,149 * 24.55)]^2}$$
$$M_{rw} = (131,671,896 \text{ lbf-ft})$$

Momento en los cimientos:

$$M_s = \sqrt{[0.0755(95,726,406 * 22.06 + 4,587,548 * 6.01 + 0 * 14.63)]^2 + [0.1081(214,974,317 * 20.45)]^2}$$
$$M_s = 502,067,471 \text{ N-m}$$

$$M_s = \sqrt{[0.0504(21,520,152 * 72.39 + 1,031,322 * 19.719 + 0 * 48)]^2 + [0.0721(48,328,149 * 24.55)]^2}$$
$$M_s = (370,305,963 \text{ lbf-ft})$$

4.5 Resistencia al diseño de las cargas.

4.5.1 Anclajes.

Resistencia al diseño al momento de vuelco de los anillos en la base del tanque será prevista por:

- El peso del tanque, el peso de reacción del techo del tanque, W_{rs} , y por el peso de una porción de los contenidos del tanque adyacentes al cuerpo en los tanques no anclados.
- Dispositivos mecánicos para el anclaje.

4.5.2 Tanques auto anclados.

La fuerza de resistencia al levantamiento del anillo será calculada con:

$$w_a = 99t_a\sqrt{F_yHG_e} \leq 201.1DG_e \quad (4.31a)$$

$$\left(w_a = 7.9t_a\sqrt{F_yHG_e} \leq 1.28HDG_e \right) \quad (4.31b)$$

Pero si el valor de w_a excede $201.1DG_e$ ($1.28HDG_e$) el valor de L se tomara como $0.035D$ y el valor de w_a será igual a $201.1DG_e$ ($1.28HDG_e$). Un valor de L definido como L_s que estará determinado por la ecuación 4.35 podrá ser usado.

Donde:

G_e es la gravedad específica efectiva del fluido incluyendo los efectos sísmicos verticales y está dado por:

$$G_e = G(1 - 0.4A_v) \quad (4.32)$$

Y tiene un valor de:

$$G_e = 1(1 - 0.4 * 0) = 1$$

Tabla 4.7. Espesor de la placa anular del fondo.

t_a	Espesor de las placas del fondo excluyendo el factor de corrosión.	0.3125 in	7.93 mm
F_y	Mínimo esfuerzo permisible o de cedencia para el fondo del tanque.	30,000 lbf/in ²	205 MPa

Al sustituir los datos en la ecuación 4.31 tenemos que:

$$w_a = 99 * 7.94 \sqrt{205 * 14.02 * 1} = 42,142.38 \text{ N/m}$$

$$w_a = 7.9 * 0.3125 \sqrt{30,000 * 46 * 1} = (2,900.12 \text{ lbf/ft})$$

El valor de L será:

$$L = 0.035D = 0.035 * 54.89m = 1.9210 \text{ m}$$

$$L = 0.035D = 0.035 * 180.073 \text{ ft} = (6.3026 \text{ ft})$$

4.5.3 Relación de anclaje, J .

La relación de anclaje J , es el valor numérico que nos dará los requerimientos para las anclas dependiendo de su valor (ver tabla 4.8).

$$J = \frac{M_{rw}}{D^2 [w_t (1 + 0.4A_v) + w_a - 0.4w_{int}]} \quad (4.33)$$

Donde:

$$w_t = \frac{W_s}{\pi D} + w_{rs} \quad (4.34)$$

Tabla 4.8 Criterios de relación de anclaje.

Radio de anclaje J	Criterio
$J \leq 0.785$	No se calcula por momento de volteo. El tanque será autoanclado.
$0.785 < J \leq 1.54$	El tanque es levantado, pero el tanque es estable para la carga de diseño proveyendo que los requerimientos de compresión del cuerpo sean satisfechos. El tanque es autoanclado
$J > 1.54$	El tanque no es estable y no puede ser autoanclado para la carga de diseño. Modificar el anillo si $L < 0.035D$ no es controlado, o agregar anclas.

El cálculo del radio de anclaje, J , se hará con la ecuación 4.33 donde el valor de w_t se obtendrá por medio de la ecuación 4.34.

$$w_t = \frac{4587549}{\pi(54.89)} + 0 = 26605.179 \text{ N}$$

$$J = \frac{178,523,120}{(54.89)^2 [26605.179(1+0.4*0) + 42,142.38 - 0.4*0]} = 0.86$$

$$w_t = \frac{1,031,322}{\pi(180.073)} + 0 = (1823.038 \text{ lbf/ft})$$

$$J = \frac{131,671,896}{(180.073)^2 [1823.038(1+0.4*0) + 2,900.12 - 0.4*0]} = (0.86)$$

Al comparar el resultado con la tabla 4.8 “criterios de los radios de anclaje” constatamos que el tanque será levantado durante un sismo pero se mantendrá estable, además el tanque en auto anclado o autosoportado, es decir que no requiere anclas para soportar el momento sísmico.

Requerimientos del anillo.

El espesor de la placa del fondo prevista debajo de la envolvente debe ser mayor o igual que el espesor de todo el fondo del tanque, con las siguientes restricciones:

- 1) El espesor (t_a) correspondiente al final t_a correspondiente al valor w_a final en la ecuación 4.35 no excederán el primer espesor de la envolvente, t_s , menos la corrosión aplicada en la envolvente.
- 2) Ni el espesor t_a usado en la ecuación 4.35 excederán el espesor final de las placas inferiores de la envolvente menos la corrosión permisible del fondo del tanque.
- 3) Cuando las placas del fondo de la envolvente son menores que el sobrante del fondo del tanque, la proyección mínima, L , del espesor anular desde el interior anular del tanque,

será mayor que 0.45m (1.5ft). O determinado en la ecuación 4.35. De todos modos, J , no debe ser mayor de $0.035D$.

$$L = 0.01723t_a \sqrt{\frac{F_y}{HG_e}} \quad (4.35a)$$

$$\left(L = 0.216t_a \sqrt{\frac{F_y}{HG_e}} \right) \quad (4.35b)$$

Al aplicar la ecuación 4.35 tenemos:

$$L = 0.01723 * 7.93 \sqrt{\frac{205}{14.02 * 1}} = 0.5231 \text{ m}$$

$$L = 0.216 * 0.3125 \sqrt{\frac{30,000}{46 * 1}} = (1.7238 \text{ ft})$$

Se tomará L obtenida con la ecuación 4.35 ya que son menores a $0.035D$

4.5.4 Mecánicamente anclado.

Para dimensionar los anclajes se usará, por lo menos, la ecuación de la mínima resistencia de anclajes (4.33).

$$W_{ab} = \left(\left(\frac{1.273M_{rw}}{D^2} \right) - wt(1 - 0.4A_v) \right) \quad (4.36)$$

mas la fuerza de levantamiento de la circunferencia de la envolvente debida por la presión interna del cuerpo (W_{int}).

La carga de diseño de los anclajes estará dada por:

$$P_{AB} = W_{AB} \left(\frac{\pi D}{n_A} \right) \quad (4.37)$$

Estos cálculos serán omitidos ya que el tanque es auto anclado y no se requieren pernos para su anclaje.

4.6 Esfuerzo máximo de compresión del cuerpo.

4.6.1 Compresión del cuerpo en tanques auto anclados.

El esfuerzo máximo de compresión en el cuerpo se calcula con la siguiente ecuación, siempre y cuando $J < 0.785$.

$$\sigma_c = \left(w_t (1 + 0.4A_v) + \frac{1.273M_{rv}}{D^2} \right) \frac{1}{1000t_s} \quad (4.38a)$$

$$\left(\sigma_c = \left(w_t (1 + 0.4A_v) + \frac{1.273M_{rv}}{D^2} \right) \frac{1}{12t_s} \right) \quad (4.38b)$$

Para $J > 0.785$:

$$\sigma_c = \left(\frac{w_t (1 + 0.4A_v) + w_a}{0.607 - 0.18667[J]^{2.3}} - w_a \right) \frac{1}{1000t_s} \quad (4.39a)$$

$$\left(\sigma_c = \left(\frac{w_t (1 + 0.4A_v) + w_a}{0.607 - 0.18667[J]^{2.3}} - w_a \right) \frac{1}{12t_s} \right) \quad (4.39b)$$

Donde t_s es el espesor de las placas que conforman el anillo del fondo menos la corrosión admisible.

Para tanques anclados se debe aplicar la fórmula 4.38.

El esfuerzo máximo de compresión de un cuerpo que actúa en un tanque de estas dimensiones se obtendrá con la ecuación 4.38, ya que $J > 0.785$, no sin antes saber el valor

$$\sigma_c = \left(\frac{26,605.179(1+0.4*0)+42,089.30}{0.607-0.18667[0.57]^{2.3}} - 42,089.30 \right) \frac{1}{1000*28.57} = 2.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \left(\frac{1,823.073(1+0.4*0)+2,900.12}{0.607-0.18667[0.57]^{2.3}} - 2,900.12 \right) \frac{1}{12*1.125} = (390 \text{ lbf/in}^2)$$

Ahora se procederá a calcular el esfuerzo longitudinal aplicado al cuerpo aplicando la ecuación adecuada para la relación GHD^2 / t^2

$$\frac{GHD^2}{t^2} = \frac{1*14.02*(54.89)^2}{(28.57)^2} = 51.75$$

$$\frac{GHD^2}{t^2} = \frac{1*46*(180.073)^2}{(1.125)^2} = (1,178,555.36)$$

4.6.2 Esfuerzo longitudinal admisible de compresión en la envolvente del tanque.

El esfuerzo longitudinal admisible de compresión en la envolvente del tanque s_c , debe ser menor que el esfuerzo admisible en un sismo F_c , el cual será determinado por la siguiente formula e incluyen el 33% de incremento por ASD. Se considera también la presión interna del líquido almacenado.

Para $GHD^2 / t^2 \geq 44$ ($GHD^2 / t^2 \geq 1 \times 10^6$):

$$F_c = 83 \frac{t_s}{D} \quad (4.40a)$$

$$\left(F_c = 10^6 \frac{t_s}{D} \right) \quad (4.40b)$$

Para $GHD^2 / t^2 < 44$ ($GHD^2 / t^2 < 1 \times 10^6$):

$$F_c = 83 \frac{t_s}{(2.5D)} + 7.5\sqrt{(GH)} \quad (4.41a)$$

$$\left(F_c = 10^6 \frac{t_s}{(2.5D)} + 600\sqrt{(GH)} \right) \quad (4.41b)$$

Como $GHD^2 / t^2 \geq 44$ se utilizará la ecuación 4.41 para calcular el esfuerzo longitudinal admisible de compresión en la envolvente del tanque

$$F_c = 83 \frac{28.57}{54.89} = 43.20 \text{ Mpa}$$

$$F_c = 10^6 \frac{1.125}{180.073} = (6,247 \text{ lbf/in}^2)$$

Esfuerzos en el aro.

El máximo esfuerzo admisible en el aro producido por los efectos de la presión hidrostática e hidrodinámica serán menor que:

- El esfuerzo en la membrana de la envolvente debe ser incrementado por 33% o
- 0.9 F_y veces la eficiencia de la soldadura donde F_y es el esfuerzo mínimo del material de la envolvente publicado en la API 650 o el material soldado.

Esfuerzos de los anillos.

El máximo esfuerzo de tensión circunferencial de la membrana por los efectos de la combinación del producto circunferencial hidrostático y dinámico, σ_t , no debe ser mayor que el menor de los siguientes esfuerzos permisibles.

- El esfuerzo permisible del material incrementado 33% o,
- 0.9 veces el esfuerzo mínimo de fluencia multiplicado por la eficiencia de la soldadura

La tabla 4.10 muestra la comparación entre los esfuerzos que están actuando en cada uno de los anillos y los esfuerzos máximos permisibles.

Tabla 4.9 a. Comparación de esfuerzos actuantes con esfuerzos permisibles. (MPa).

Anillo	σ_{t+}	$S_d*1.333$	$F_y*.9*E$	Resultado
Anillo #1	148.6	231	234	Estable
Anillo #2	141.5	231	234	Estable
Anillo #3	132.5	183	185	Estable
Anillo #4	120.9	183	185	Estable
Anillo #5	131.8	183	185	Estable
Anillo #6	133.9	183	185	Estable

Tabla 4.9 b. Comparación de esfuerzos actuantes con esfuerzos permisibles. (lbf/in²).

Anillo	σ_{t+}	$S_d*1.333$	$F_y*.9*E$	Resultado
Anillo #1	21,562	33,725	34,200	Estable
Anillo #2	20,518	33,725	34,200	Estable
Anillo #3	19,198	26,660	27,000	Estable
Anillo #4	17,493	26,660	27,000	Estable
Anillo #5	19,028	26,660	27,000	Estable
Anillo #6	19,258	26,660	27,000	Estable

Al comparar este valor con el límite de fluencia del material dado en las tablas 5-2a y 5-2b del código API 650 (figuras 4.2 y 4.3) corroboramos que el esfuerzo en el punto de fluencia, $F_{ty} = 38,000$ psi y $F_{ty} = 260$ MPa, que el esfuerzo calculado con anteriormente es inferior al punto de fluencia del material de construcción por lo tanto el anillo de la envolvente es estable

Donde:

σ_{t+} = Total de esfuerzos combinados por anillo en la envolvente, calculado con la ecuación 4.23 (valor positivo de dicha ecuación).

S_d = Esfuerzo del diseño por el producto.

F_y = Resistencia mínima a la fluencia.

Aquí concluimos que los esfuerzos producidos durante un sismo no rebasan los esfuerzos de ruptura y resistencia por lo que nuestro tanque soportará bien un sismo.

4.7 Margen libre en el bordo del tanque.

El chapoteo en el interior de un tanque (oleaje) será considerado para determinar el margen libre requerido en el máximo nivel del tanque. Este parámetro será empleado para saber las condiciones en la parte superior de nuestro tanque, para empezar debemos conocer la altura máxima de una ola producida por el movimiento del producto durante un sismo δ_s , este valor será obtenido con la ecuación 4.39.

$$\delta_s = 0.5DA_f \quad (4.42)$$

Tabla 4.11 *Tabla de datos.*

T_C	Periodo natural convectivo del movimiento del líquido	9.05 s
K	Coefficiente de ajuste para la aceleración espectral	1.5
S_{DI}	Parámetro de aceleración de respuesta, 5% de amortiguamiento basado en los métodos de la ASCE 7.	0 s
A_f	Coefficiente de aceleración para cálculos de altura de las olas %g	0.01

$$\delta_s = 0.5(54.89m)(0.01) = 0.2744 \text{ m.}$$

$$\delta_s = 0.5(180.073)(0.01) = 0.9004 \text{ ft}$$

Donde A_f , dependiendo de la zona, es:

Para zonas declaradas como SUG I y II:

Cuando: $T_C \leq 4$

$$A_f = KS_{DI} \left(\frac{1}{T_C} \right) = 2.5KQF_a S_0 I \left(\frac{T_s}{T_C} \right) \quad (4.43)$$

Cuando $T_C > 4$

$$A_f = KS_{DI} \left(\frac{4}{T_C^2} \right) = 2.5KQF_a S_0 I \left(\frac{4T_s}{T_C^2} \right) \quad (4.44)$$

Para tanques declarados como SUG III:

Cuando $T_C \leq T_L$

$$A_f = KS_{D1} \left(\frac{1}{T_C^2} \right) = 2.5KQF_a S_0 \left(\frac{T_S}{T_C^2} \right) \quad (4.45)$$

Cuando $T_C > T_L$

$$A_f = KS_{D1} \left(\frac{T_L}{T_C^2} \right) = 2.5KQF_a S_0 \left(\frac{T_S T_L}{T_C^2} \right) \quad (4.46)$$

Sin embargo, para el tanque a estudio, el valor de A_f será proporcionado dependiendo de la zona en que este ubicado el tanque, en este caso: $A_f = 0.01$.

Tabla 4.12 Requerimientos mínimos en el borde del tanque.

Valor de S_{DS}	SUG I	SUG II	SUG III
$S_{DS} < 0.33G$	(a)	(a)	δ_s (c)
$S_{DS} < 0.33G$	(a)	$0.7 \delta_s$ (b)	δ_s (c)

a. Un margen en el bordo del tanque de $0.7 \delta_s$ será recomendado por razones económicas pero no requerido.

b. Un margen en el bordo del tanque igual a $0.7 \delta_s$ será requerido a menos que alguna de las siguientes alternativas sean previstas.

1. Sea provisto un segundo contenedor para controlar derrames del producto.
2. El techo y la envolvente del tanque sean diseñados para contener el oleaje del líquido.

c. En margen en el bordo del tanque igual a la altura de la ola calculada, δ_s , será requerido a menos que sea prevista alguna de las siguientes alternativas:

1. Sea provisto un segundo contenedor para controlar los derrames del producto.
2. El techo y la envolvente del tanque sean diseñados para contener oleaje del líquido.

Y al aplicar el inciso c de la tabla 4.12 la altura de la ola nos queda:

$$0.7\delta_s = 0.7 * 0.2744m = 0.1921 \text{ m}$$

$$0.7\delta_s = 0.7 * 0.9004 \text{ ft} = (0.6303 \text{ ft})$$

4.8 Flexibilidad de tuberías.

Los sistemas de tuberías conectadas a los tanques serán considerados y proveer de suficiente flexibilidad para evitar fugas significantes por una falla que se pueda dar en este sistema durante un sismo. Para el diseño de tuberías y soportes, nos serán consideradas como una carga mecánica significativa en la envolvente.

Para estimar la máxima carga en la base de la envolvente en un tanque auto anclado construida bajo el criterio de placas anulares serán aproximados por la ecuación:

$$y_u = \frac{12.10F_y L^2}{t_b} \quad (4.47a)$$

$$\left(y_u = \frac{F_y L^2}{83300t_b} \right) \quad (4.47b)$$

Donde:

$t_b = 7.93 \text{ mm}$ (0.3125 pulg) y es el espesor de sujeción en el anillo.

Al sustituir los datos en la ecuación 4.44 tenemos:

$$y_u = \frac{12.10 * 205 \text{ Mpa} (0.5225 \text{ m})^2}{7.94 \text{ mm}} = 85.4892 \text{ mm}$$

$$y_u = \frac{30,000 (1.7283 \text{ ft})^2}{83,300 * 0.3125 \text{ in}} = (3.4245 \text{ ft})$$

4.9 Deslizamiento del tanque.

Para un tanque seguro el total de las fuerzas cortantes horizontales producidas durante un sismo serán resistidas por la fricción en el fondo del tanque.

El coeficiente de fricción, μ , no debe exceder 0.4.

$$V_s = \mu(W_s + W_r + W_f + W_p)(1 + 1.0A_v) \quad (4.48)$$

Ahora se calculará la resistencia al desplazamiento del tanque apoyados con la siguiente tabla de datos, para posteriormente aterrizarlos en la ecuación 4.45 y tomando en cuenta los siguientes datos:

Tabla 4.13. Datos de resistencia al desplazamiento.

μ	Coeficiente de fricción	0.4
V	Corte total de diseño	27,409,100 N (6,161,793 lbf)

$$V_s = 0.4(4,587,550N + 0N + 2,029,390N + 33,167,000N)(1 + 1.0 * 0) = 132,749,576 N$$

$$V_s = 0.4(1,031,322 + 0 + 456,226 + 73,120,780)(1 + 1.0 * 0) = (29,843,331 lbf)$$

4.10 Diseño de anclas.

El tanque es auto-anclado (no tiene anclas), siempre que las siguientes condiciones sean satisfechas:

1. La fuerza de resistencia es la adecuada para resistir la estabilidad del tanque (la relación de anclaje, $J \leq 1.54$).
2. El ancho máximo de la placa anular es de 3.5% el diámetro del tanque.
3. El esfuerzo de compresión debe ser el adecuado.
4. El espesor de la placa anular no debe exceder el espesor del primer anillo de la envolvente.

5. Si se satisfacen los requerimientos de la flexibilidad de la tubería.

Los anclajes son elementos de acero al carbono, con rosca en el extremo libre ahogado en el concreto de cimentación, con el objeto de evitar desplazamientos del tanque en cualquier dirección, y bajo ciertas condiciones contrarrestar el efecto de volteo por sismo y el arrastre o volteo por viento.

El anclaje es provisto para resistir los casos de carga enlistados en las figuras 4.14a y 4.14b. La carga por cada una de las anclas debe ser:

$$t_b = \frac{U}{N} \quad (4.49)$$

Dónde:

t_b = Carga por ancla

U = Carga neta por las figuras 5.1a y 5.1b

N = Numero de anclas (es requerido un numero de 4)

Y para calcular el área requerida por el perno se recurre a la ecuación 4.50.

$$A_{sr} = \frac{t_b}{S_d} \quad (4.50)$$

Donde S_d es el esfuerzo aplicado del perno según el caso de carga dado en la figura 4.44.

El espacio entre las anclas no excede de los 3m (10 pies). Hay que destacar que el mínimo diámetro de los pernos de anclaje es de 1 pulgada más cualquier tolerancia de corrosión que haya sido especificada. Los pernos de anclaje deben estar sujetos por la envolvente por medio de las silletas o cartabones a determinadas dimensiones con respecto a su área (Figura 4.4).

Tabla 4.14 a. Casos de carga (N)

Caso de carga	Formula de carga neta, U (N)	Esfuerzo aplicado para las anclas (MPa)	Esfuerzo aplicado por junta del ancla (MPa)
Presión de diseño	$\left[(P - 0.8t_h) \times D^2 \times 785 \right] - W_1$	105	140
Presión de prueba	$\left[(P_t - 0.8t_h) \times D^2 \times 785 \right] - W_1$	140	170
Presión de fallo	$\left[(1.5 \times P_f - 0.8t_h) \times D^2 \times 785 \right] - W_3$	F_y	F_{ty}
Carga por viento	$P_{WR} \times D^2 \times 785 + [4 \times M_w / D] - W_2$	$0.8 \times F_y$	170
Carga por sismo	$[4 \times M_s / D] - W_2 (1 - 0.4A_v)$	$0.8 \times F_y$	170
Presión de diseño + viento	$\left[(0.4P + P_{WR} - 0.08t_h) \times D^2 \times 785 \right] + [4 \times M_w / D] - W_1$	140	170
Presión de diseño + sismo	$\left[(0.4P - 0.08t_h) \times D^2 \times 785 \right] + [4 \times M_s / D] - W_1 (1 - 0.4A_v)$	$0.8 \times F_y$	170
Presión de fragibilidad	$\left[(3 \times P_f - 0.08t_h) \times D^2 \times 785 \right] - W_3$	F_y	F_{ty}

Tabla 4.15 b. Casos de carga (lbf)

Caso de carga	Formula de carga neta, U (lbf)	Esfuerzo aplicado para las anclas (psi)	Esfuerzo aplicado por junta del ancla (psi)
Presión de diseño	$\left[(P - 8t_h) \times D^2 \times 4.08 \right] - W_1$	15,000	20,000
Presión de prueba	$\left[(P_t - 8t_h) \times D^2 \times 4.08 \right] - W_1$	20,000	25,000
Presión de fallo	$\left[(1.5 \times P_f - 0.8t_h) \times D^2 \times 4.08 \right] - W_3$	F_y	F_{ty}
Carga por viento	$P_{WR} \times D^2 \times 4.08 + [4 \times M_w / D] - W_2$	$0.8 \times F_y$	25,000
Carga por sismo	$[4 \times M_s / D] - W_2 (1 - 0.4A_v)$	$0.8 \times F_y$	25,000
Presión de diseño + viento	$\left[(0.4P + P_{WR} - 0.08t_h) \times D^2 \times 4.08 \right] + [4 \times M_w / D] - W_1$	20,000	25,000
Presión de diseño + sismo	$\left[(0.4P - 0.08t_h) \times D^2 \times 4.08 \right] + [4 \times M_s / D] - W_1 (1 - 0.4A_v)$	$0.8 \times F_y$	25,000
Presión de fragibilidad	$\left[(3 \times P_f - 0.08t_h) \times D^2 \right] - W_3$	F_y	F_{ty}

Donde

A_V = Coeficiente sísmico de aceleración vertical.

D = Diámetro del tanque, ft.

F_{ty} = Mínimo esfuerzo de fluencia del último anillo de la envolvente, psi.

H = Altura del tanque, ft.

M_{WH} = $P_{WS} \times D \times H^2 / 2$, ft-lb

M_s = Momento sísmico, N-m.

P_f = Presión de diseño en pulgadas columna de agua.

P_t = Presión de fallo en pulgadas columna de agua.

P_{WR} = Presión de la carga de viento en el techo en pulgadas columna de agua

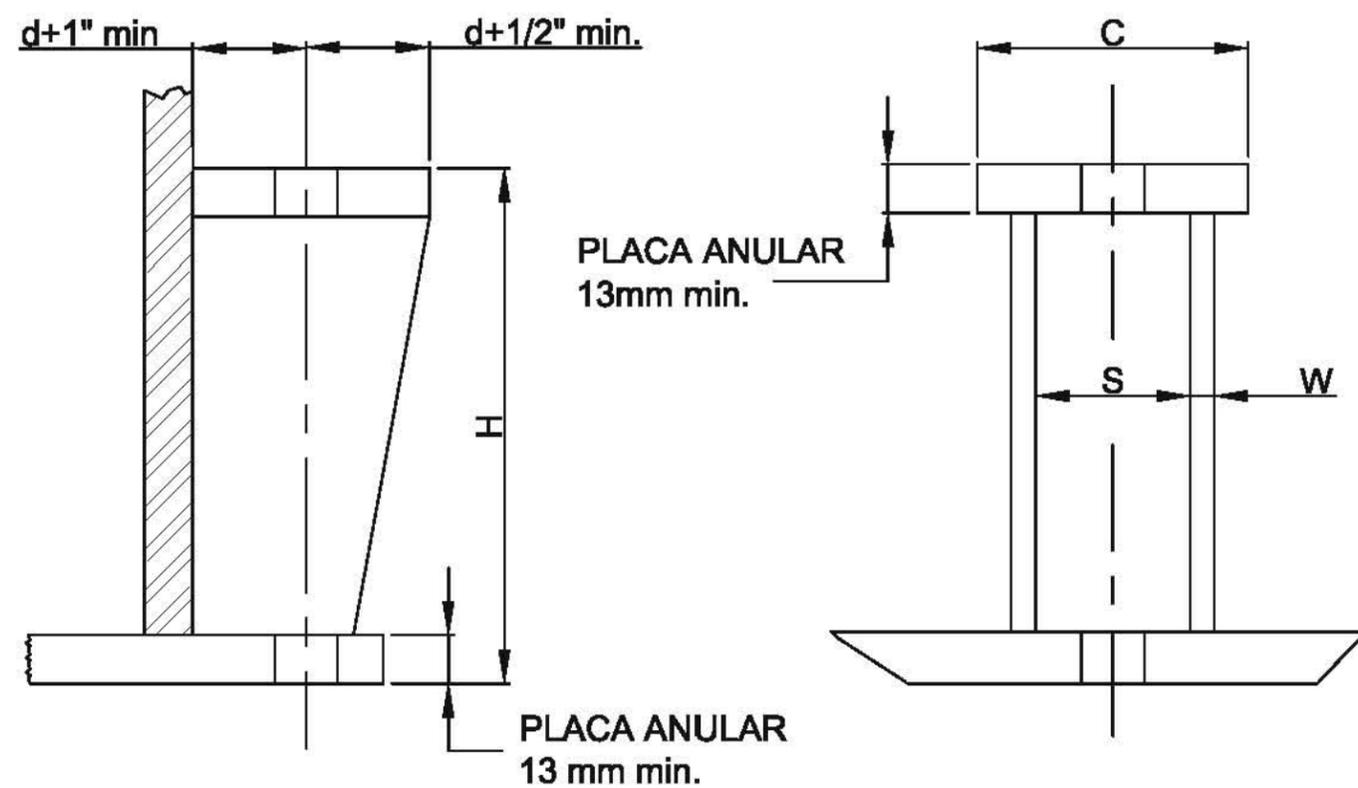
P_{WS} = Presión del viento en la envolvente, psi.

t_h = Espesor de la placa del techo.

W_1 = Peso de la envolvente sin considerar la corrosión más a protección de la envolvente.

W_2 = Peso de la envolvente sin considerar la corrosión más el peso del techo más el peso sin considerar la corrosión de la carga muerta actuando sobre la envolvente más la protección de la envolvente

W_3 = Peso de la envolvente considerando la corrosión más la protección de la envolvente.



DIAM. ANCLA	ALTURA	CARTABONES		ANCHO	ÁREA RAÍZ
d mm	H mm	W mm	S mm	C mm	ANCLA cm ²
32	305	13	102	127	5.74
38					8.32
44					11.22
51					14.83
57	381	16	108	179	19.48
64			114		24.00
70	457	18	121	204	29.80
76			127		36.25



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES CUAUTTLÁN

TANQUES DE ALMACENAMIENTO DE
TECHO FLOTANTE

ESC.: NO
ACOT.: NO

FIGURA 4.4

REV. 0

CAPÍTULO 5.

ANÁLISIS EN OTRAS REGIONES SISMICAS.

5.1 Análisis para la región sísmica B.

Si este tanque de almacenamiento se decide construir en otra región Sísmica se debe efectuar el análisis utilizando el espectro de diseño sísmico correspondiente al nuevo sitio de construcción, a continuación se efectúa el análisis para dos diferentes zonas sísmicas.

Para una zona sísmica B con el mismo tipo de suelo de acuerdo con la tabla 2.1, las variables para el espectro de diseño sísmico son las siguientes:

$$a_0 = 0.10$$

$$c = 0.36$$

$$T_a = 0.6$$

$$T_b = 2.9$$

$$r = 1$$

Para $T_i = 0.27$ s y como $T_i < T_a$ se usa la ecuación 2.25

$$a_i = 0.10 + (0.36 - 0.10) \frac{0.27}{0.6} = 0.217$$

Para $T_c = 9.05$ s y como $T_c > T_b$ se usa la ecuación 2.27

$$a_c = 0.36 \left(\frac{2.9}{9.05} \right)^1 = 0.1153$$

Estas ordenas se multiplican por 1.5 para considerar la importancia de la estructura.

$$a_i = 0.217(1.5) = 0.3255$$

$$a_c = 0.1153(1.5) = 0.1730$$

Al aplicar las ecuaciones 4.4 y 4.6 respectivamente para la aceleración impulsiva y convectiva respectivamente nos quedan los siguientes valores.

$$A_i = 1.0 \left(\frac{1.5}{4} \right) 0.3255 = 0.1221$$

$$A_c = 1.0(1.5) \left(\frac{1.5}{2} \right) 0.1730 = 0.1947$$

Dados estos nuevos valores se procede a hacer el cálculo por sismo usando el procedimiento indicado en el Apéndice E de la norma extranjera API Std 650 al igual que en el capítulo 4. Solo que en esta ocasión se omitirán los cálculos para obtener los pesos efectivos y las alturas donde actúan las fuerza porque son los mismos ya que las dimensiones del tanque no cambian.

La fuerza impulsiva de corte (ecuación 4.13) es:

$$V_i = 0.1221(4,587,548 + 0 + 2,029,394 + 95,726,406) = 12,492,285 \text{ N}$$

$$V_i = 0.1221(1,031,322 + 0 + 452,226 + 21,520,152) = (2,808,377 \text{ lbf})$$

La fuerza convectiva de corte (ecuación 4.14) ahora es:

$$V_c = A_c W_c = 0.1947 * 214,974,271 = 41,848,730 \text{ N}$$

$$V_c = A_c W_c = 0.1947 * 48,328,149 = (9,407,969 \text{ lbf})$$

Por lo tanto la fuerza total de corte (ecuación 4.12) es:

$$V = \sqrt{(12,492,285)^2 + (41,848,730)^2} = 43,673,486 \text{ N}$$

$$V = \sqrt{(2,808,377)^2 + (9,407,969)^2} = (9,818,190 \text{ lbf})$$

Estos cambios repercuten en las fuerzas dinámicas en cada anillo, y de acuerdo con la ecuación 4.22, para el anillo No.1 se tiene:

$$N_i = 8.48 * 0.1221 * 1 * 54.89 * 14.02 \left[\frac{13.71}{14.02} - 0.5 \left(\frac{13.71}{14.02} \right)^2 \right] \tanh \left(0.866 \frac{54.89}{14.02} \right) = 397.16 \text{ N/mm}$$

$$N_i = 4.5 * 0.1221 * 1 * 180.073 * 46 \left[\frac{45}{46} - 0.5 \left(\frac{45}{46} \right)^2 \right] \tanh \left(0.866 \frac{180.073}{46} \right) = (2268.71 \text{ lbf/in})$$

Aplicando la ecuación 4.25 para conocer las fuerzas de membrana del anillo No. 1:

$$N_c = \frac{1.85 * 0.1947 * 1 * (54.89)^2 \cosh \left[\frac{3.68(14.02 - 13.716)}{54.89} \right]}{\cosh \left[\frac{3.68 * 14.02}{54.89} \right]} = 735.535 \text{ N/mm}$$

$$N_c = \frac{0.98 * 0.1947 * 1 * (180.073)^2 \cosh \left[\frac{3.68(46 - 45)}{180.073} \right]}{\cosh \left[\frac{3.68 * 46}{180.073} \right]} = 4193.801 \text{ (lbf/in)}$$

Los esfuerzos que actúan en el anillo No. 1 se obtienen utilizando la ecuación 4.26:

$$\sigma_{t+} = \sigma_H + \sigma_S = \frac{3,769 + \sqrt{(397.89)^2 + (735.535)^2}}{28.58} = 161.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{t-} = \sigma_H - \sigma_S = \frac{3,769 - \sqrt{(453.89)^2 + (735.535)^2}}{28.58} = 102.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{t+} = \sigma_H - \sigma_S = \frac{21,537 + \sqrt{(2268.71)^2 + (4,193.801)^2}}{1.125} = (23,382 \text{ lbf/in}^2)$$

$$\sigma_{t-} = \sigma_H - \sigma_S = \frac{21,537 - \sqrt{(2,268.71)^2 + (4,193.801)^2}}{1.125} = (14,905 \text{ lbf/in}^2)$$

Se aplica el mismo procedimiento considerando la altura del líquido en cada uno de los anillos y se obtienen los valores indicados en las tablas 5.1a y b:

Tabla 5.1a. Fuerzas dinámicas de membrana (N/mm) y esfuerzos actuantes (N/mm²).

No. Anillo	Ancho de placa, (m).	Y, (m).	N_i (N/mm)	N_c (N/mm)	N_h (N/mm)	σ_{t+} N/mm ²	σ_{t-} N/mm ²
1	2.43	13.71	397.16	735.535	3769	161.1	102.6
2	2.43	11.28	382.17	747.821	3116	155.7	89.6
3	2.43	8.85	343.32	780.001	2462	149.1	72.4
4	2.43	6.42	280.59	832.932	1809	141.1	48.8
5	2.43	3.99	193.98	908.022	1155	164.1	17.8
6	2.43	1.56	83.51	1007.269	502	190.5	-64.8

Tabla 5.1b. Fuerzas dinámicas de membrana (lbf/in) y esfuerzos actuantes (lbf/in²).

No. Anillo	Ancho de placa (ft).	Y (ft)	N_i (lbf/in)	N_c (lbf/in)	N_h (lbf/in)	σ_{t+} (lbf/in ²)	σ_{t-} (lbf/in ²)
1	8	45	2268.71	4193.801	21537	23,382	14,905
2	8	37	2182.90	4264.045	17791	22,582	13,001
3	8	29	1959.78	4448.517	14046	21,608	10,497
4	8	21	1599.36	4752.157	10300	20,419	7,048
5	8	13	1101.64	5183.099	6555	23,707	2,512
6	8	5	466.61	5752.888	2,809	27,459	-9,481

El momento de vuelco en la envoltura del tanque, calculado con la ecuación 4.29 ahora es:

$$M_{rw} = \sqrt{[0.1221(95,726,406 * 5.2578 + 4,587,548 * 6.01 + 0 * 14.63)]^2 + [0.1947(214,974,317 * 7.48)]^2}$$

$$M_{rw} = 319,764,720 \text{ N-m}$$

$$M_{rw} = \sqrt{[0.1221(21,520,152 * 17.25 + 1,031,322 * 19.719 + 0 * 48)]^2 + [0.1947(48,328,149 * 24.55)]^2}$$

$$M_{rw} = (235,846,354 \text{ lbf-ft})$$

Y el momento de volteo para calcular la cimentación según la ecuación 4.30 es:

$$M_s = \sqrt{[0.1221(95,726,406 * 22.06 + 4,587,548 * 6.01 + 0 * 14.63)]^2 + [0.1947(214,974,317 * 20.45)]^2}$$

$$M_s = 894,590,212 \text{ N-m}$$

$$M_s = \sqrt{[0.1221(21,520,152 * 72.39 + 1,031,322 * 19.719 + 0 * 48)]^2 + [0.1947(48,328,149 * 67.08)]^2}$$

$$M_s = (659,815,879 \text{ lbf-ft})$$

Para determinar si este tanque requiere anclas es necesario calcular la relación de anclaje, el cual esta expresado por la ecuación 4.33.

$$J = \frac{319,764,720}{(54.89)^2 [26605.179(1 + 0.4 * 0) + 42,142.38 - 0.4 * 0]} = 1.54 *$$

$$J = \frac{235,846,354}{(180.073)^2 [1823.038(1 + 0.4 * 0) + 2,900.12 - 0.4 * 0]} = 1.54 *$$

*En un análisis previo, en esta zona sísmica, se tomó un factor de reducción $R_{wi}=3.5$ lo que lleva a una relación de anclaje $J=1.55$ que no cumple con la primera condición (ver sección 4.11) para ser un tanque auto-anclado, así que este tanque debe ser anclado y cambiar el factor de reducción $R_{wi}=4.0$, sin embargo, con esto, la relación de anclaje cambia a $J=1.54$. Esto solo nos dice que el tanque es más estable si las anclas son instaladas.

Aplicando la ecuación 4.38 se obtiene el esfuerzo máximo de compresión en el anillo inferior del tanque durante un sismo.

$$\sigma_c = \left(26,605.245(1 + 0.4 \times 0) + \frac{1.273 \times 319,764,720}{(54.886)^2} \right) \frac{1}{1000(28.57)} = 22.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \left(1,813.038(1 + 0.4 \times 0) + \frac{1.273 \times 235,846,354}{(180.073)^2} \right) \frac{1}{12(1.125)} = (821 \text{ lbf/in}^2)$$

Comparación de los esfuerzos combinados contra los esfuerzos permisibles del anillo con 0.9 veces el esfuerzo mínimo de fluencia multiplicado por la eficiencia de la soldadura y 1.333 veces el esfuerzo de diseño (Tabla 5.3).

Tabla 5.2a. Comparación de esfuerzos actuantes con esfuerzos permisibles. (MPa).

Anillo	σ_{t+}	$S_d*1.333$	$F_y*.9*E$	Resultado
Anillo #1	161.1	231	234	Estable
Anillo #2	155.7	231	234	Estable
Anillo #3	149.1	183	185	Estable
Anillo #4	141.1	183	185	Estable
Anillo #5	164.1	183	185	Estable
Anillo #6	190.5	183	185	Mod anillo

Tabla 5.2b. Comparación de esfuerzos actuantes con esfuerzos permisibles. (lbf/in²).

Anillo	σ_{t+}	$S_d*1.333$	$F_y*.9*E$	Resultado
Anillo #1	23,527	33,725	34,200	Estable
Anillo #2	22,731	33,725	34,200	Estable
Anillo #3	21,744	26,660	27,000	Estable
Anillo #4	20,522	26,660	27,000	Estable
Anillo #5	23,777	26,660	27,000	Estable
Anillo #6	27,477	26,660	27,000	Mod. Anillo

5.1.1 Diseño de las anclas para el tanque ubicado en la zona B.

En esta zona los cálculos nos indican que el tanque requiere anclas y a continuación se procede a diseñarlas.

Para la primera consideración se toma en cuenta que el diámetro de círculo de las anclas es de aproximadamente 55.137 metros por lo que el perímetro de este es de alrededor de 173.218 metros, teniendo en cuenta esto, y considerando que el espacio no debe de exceder más de 3 metros, el número de anclas es de:

$$\frac{173.218}{3} = 57.4 \approx 58$$

Por efectos prácticos serán 60 las anclas que serán instaladas, para facilitar los cálculos debido a que cada una será colocada una exactamente a cada 6° alrededor de la envolvente. Y para corroborar que el número de anclas no pase de la especificación:

$$\frac{173.218}{60} = 2.28m$$

2.28 < 3, por lo tanto cumple con la normatividad.

A continuación se hace la prueba para cada uno de los casos de carga mostrados en la tabla 4.14a y 4.14b donde:

$$\begin{aligned} A_v &= 0 \\ F_{ty} &= 173 \text{ MPa (25,300 psi)} \\ F_y &= 250 \text{ MPa (36,000 psi)} \\ M_{WH} &= P_{ws} \times D \times H^2 / 2 \\ M_s &= 319,764,720 \text{ N-m (235,846,354 lbf-tf)} \\ P &= 0 \\ P_t &= 1.25(0)=0 \\ P_{WR} &= \text{N. A.} \\ P_{WS} &= \text{N. A.} \\ t_h &= 5 \text{ mm (3/16 pulg)} \\ W_1 &= 3,750,468.84 \text{ N (842,030.38 lbf)} \\ W_2 &= 3,750,468.84 \text{ N (842,030.38 lbf)} \\ W_3 &= 980,396.23 \text{ N (444,567.79 lbf)} \end{aligned}$$

Caso 1. Presión de diseño. Para calcular la carga producida por la presión de diseño se aplica la ecuación dada en la figura tabla 4.14.

$$U = \left[(0 - 0.08 \times 0)(54.89)^2 \right] - 3,750,468.84 = -3,750,468.84 \text{ N}$$

$$U = \left[(0 - 8 \times 0)(180.073)^2 * 4.08 \right] - 842,030 = (-842,030 \text{ lbf})$$

Aplicamos la ecuación 4.49 para definir la carga en cada una de las anclas.

$$t_b = \frac{-3,750,468}{60} = -62,508$$

$$t_b = \frac{-842,030}{60} = (-14,034)$$

Nótese que en cada una de las anclas está actuando una carga negativa, esto quiere decir que no existe, para este caso, nada que pueda levantar al tanque, por lo tanto en este caso de carga no se requiere anclas.

Caso 2. Presión de prueba hidrostática. Para conocer como esta carga está actuando en las anclas del tanque se requiere aplicar el siguiente paso dado por la tabla 4.14.

$$U = \left[(0 - 0.08 \times 0)(54.89)^2 \right] - 3,750,468.84 = -3,750,468.84 \text{ N}$$

$$U = \left[(0 - 8 \times 0)(180.073)^2 * 4.08 \right] - 842,030 = (-842,030 \text{ lbf})$$

Y para cada ancla:

$$t_b = \frac{-3,750,468}{60} = -62,508$$

$$t_b = \frac{-842,029}{60} = (-14,033.81)$$

Al igual que el caso anterior, esta carga no aplica ya que no existen fuerzas actuando sobre el ancla.

Caso 3. Presión de fallo: No aplica debido a que es un tanque atmosférico con techo flotante.

Caso 4. Carga producida por el viento. Al aplicar la ecuación propuesta en la tabla 4.14 tenemos que:

$$U = 0 \times (54.89)^2 \times 4.08 + \left[4 * \frac{7,084,080}{54.89} \right] - 3,750,468.84 = -3,234,195 \text{ N}$$

$$U = 0 \times (180.073)^2 \times 4.08 + \left[4 * \frac{5,082,380}{180.073} \right] - 842,029 = (-729,133)$$

Y la fuerza para cada una de las anclas es:

$$t_b = \frac{-3,234,195}{60} = -53,903 \text{ N}$$

$$t_b = \frac{-729,133}{60} = (-12,152.21 \text{ lbf})$$

Como la carga es negativa concluimos que el perno de anclaje no está trabajando, por lo tanto este caso no aplica.

Caso 5. Carga sísmica: La carga sísmica es la que produce un mayor momento de volteo, por lo tanto es necesario analizarlo como se indica en la tabla 4.14.

$$U = \left[4 * \frac{319,764,720}{54.89} \right] - 842,030(1 - 0.4 \times 0) = 19,553,344 \text{ N}$$

$$U = \left[4 * \frac{249,871,720}{180.073} \right] - 842,029(1 - 0.4 \times 0) = (4,708,425 \text{ lbf})$$

Por lo tanto, cada perno estará actuando para una carga de:

$$t_b = \frac{19,553,344}{60} = 325,889 \text{ N}$$

$$t_b = \frac{4,708,425}{60} = (78,474 \text{ lbf})$$

El área requerida para el perno, considerando que $S_d = 0.8(36,000) = 28,800$, es:

$$A_{sr} = \frac{325,889}{200} = 1629.445 \text{ mm}^2$$

$$A_{sr} = \frac{78,474}{28,800} = (2.44 \text{ in}^2)$$

Caso 6. Presión de diseño más la carga del viento. En este caso no es más que la suma de las cargas dadas en los casos 2 y 4 considerando cualquier carga que se pueda producir en el techo, (Como el techo es flotante no se produce ninguna carga).

$$U = \left[(0.4(0) + 0 - 8 \times 0) \times (54.89)^2 \times 785 \right] + \left[4 * \frac{7,084,080}{54.89} \right] - 3,750,469.84 = -980,396 \text{ N}$$

$$U = \left[(0.4(0) + 0 - 8 \times 0) \times (180.073)^2 \times 4.08 \right] + \left[4 * \frac{5,082,380}{180.073} \right] - 842,030 = (-842,029 \text{ lbf})$$

Cada una de las anclas tiene que estar diseñada para resistir una fuerza de:

$$t_b = \frac{-842,029}{60} = (-12,152.21 \text{ lbf})$$

Este caso no aplica debido a que no existen fuerzas actuando en el perno.

Caso 7. Presión de diseño más cargas sísmicas. Según la ecuación dada en la tabla 4.14 esta carga es:

$$U = \left[(0 - 8 \times 0)(54.89)^2 \times 785 \right] + \left[4 * \frac{319,764,720}{54.89} \right] - 3,750,468 = 19,553,344 \text{ N}$$

$$U = \left[(0 - 8 \times 0)(180.073)^2 \times 4.08 \right] + \left[4 * \frac{235,846,354}{180.073} \right] - 842,030 = (4,396,875 \text{ lbf})$$

La fuerza en cada uno de las anclas es:

$$t_b = \frac{19,553,344}{60} = 325,889 \text{ N}$$

$$t_b = \frac{4,396,875}{60} = (73,281.25 \text{ lbf})$$

Al dividirlo entre el esfuerzo tenemos un valor de:

$$A_{sr} = \frac{325,889}{200} = 1629.445 \text{ mm}^2$$

$$A_{sr} = \frac{73,381}{28,800} = (2.44 \text{ in}^2)$$

Caso 8. Presión de fragilidad. No aplica ya que existen venteos de emergencia en la membrana del techo flotante.

Para elegir las anclas y diseñar los cartabones se toma el área mayor del perno 16.29 cm^2 (2.44 in^2) y se compara con el estándar de la figura 4.44 el cual, en base a consideraciones de ingeniería como el área de las anclas menos el área de su cuerda, valores comerciales, etc. Nos recomienda un tamaño de perno $2 \frac{1}{4}$ " y las dimensiones del cartabón que se muestran en la figura 5.1.

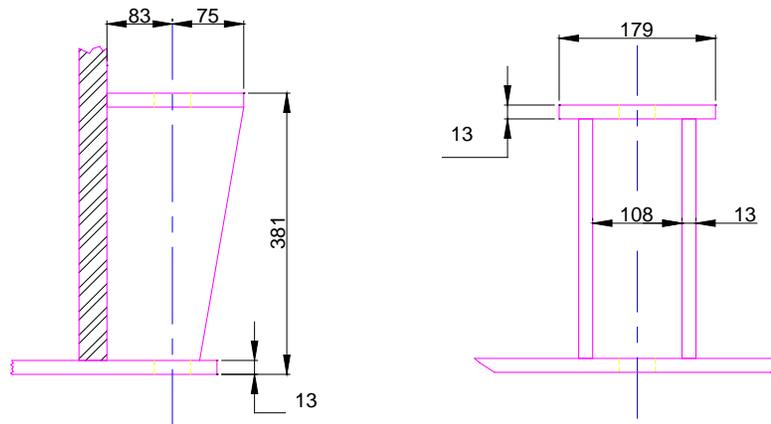


Figura 5.1 Dimensionado de los cartabones en mm.

5.2 Análisis para la región sísmica C.

Para esta región sísmica el espectro de diseño sísmico, según la tabla 2.1 cambian a:

$$a_0 = 0.64$$

$$C = 0.64$$

$$T_a = 0$$

$$T_b = 1.9$$

$$r = 1$$

Para esta zona sísmica, la ecuación a utilizar para obtener la ordenada espectral impulsiva, en este caso será la 2.26

$$a_i = 0.64$$

Al aplicar la ecuación 2.27 tenemos:

$$a_c = 0.64 \left(\frac{1.9}{9.05} \right)^1 = 0.1344$$

Y multiplicamos ambas ordenadas por 1.5 para considerar la importancia de la estructura.

$$a_i = 0.64(1.5) = 0.96$$

$$a_c = 0.1344(1.5) = 0.2015$$

Como los parámetros del sitio son especificados, se utiliza la ecuación 4.4 y 4.6 para determinar la aceleración impulsiva y convectiva respectivamente, solo que en este caso el factor de reducción de fuerza para modo impulsivo (R_{wi}) tiene un valor de 4 ya que se considera que este tanque requiere anclas.

$$A_i = 1 \left(\frac{1.5}{4} \right) 0.96 = 0.36$$

$$A_c = 1 \times 1.5 \left(\frac{1.5}{2} \right) 0.1615 = 0.2267$$

La fuerza impulsiva de corte (ecuación 4.13) ahora es:

$$V_i = 0.96(4,587,548 + 0 + 2,029,394 + 95,726,406) = 36,843,606 \text{ N}$$

$$V_i = 0.96(1,031,322 + 0 + 456,226 + 21,520,152) = (8,282,772 \text{ lbf})$$

La fuerza convectiva de corte (ecuación 4.14) ahora es:

$$V_c = 0.2267 * 214,974,271 = 48,743,348 \text{ N}$$

$$V_c = 0.2267 * 48,328,149 = (10,957,941 \text{ lbf})$$

La nueva fuerza total de corte (ecuación 4.12) es:

$$V = \sqrt{(36,843,606)^2 + (48,743,348)^2} = 61,101,270 \text{ N}$$

$$V = \sqrt{(8,282,772)^2 + (10,957,941)^2} = (13,736,112 \text{ lbf})$$

Fueras dinámicas del anillo, utilizando la ecuación 4.22, para el anillo No 1.

$$N_i = 8.48 * 0.36 * 1 * 54.89 * 14.02 \left[\frac{13.71}{14.02} - 0.5 \left(\frac{13.71}{14.02} \right)^2 \right] \tanh \left(0.866 \frac{54.89}{14.02} \right) = 1171.33 \text{ N/mm}$$

$$N_i = 4.5 * 0.36 * 1 * 180.073 * 46 \left[\frac{45}{46} - 0.5 \left(\frac{45}{46} \right)^2 \right] \tanh \left(0.866 \frac{180.073}{46} \right) = (6691.13 \text{ lbf/in})$$

Aplicando la ecuación 4.25 para conocer la fuerza en la membrana del anillo No.1:

$$N_c = \frac{1.85 * 0.2267 * 1 * (54.89)^2 \cosh \left[\frac{3.68(14.02 - 13.716)}{54.89} \right]}{\cosh \left[\frac{3.68 * 14.02}{54.89} \right]} = 856.716 \text{ N/mm}$$

$$N_c = \frac{0.98 * 0.2267 * 1 * (180.073)^2 \cosh \left[\frac{3.68(46 - 45)}{180.073} \right]}{\cosh \left[\frac{3.68 * 46}{180.073} \right]} = (4884.733 \text{ lbf/in})$$

Los esfuerzos que actúan en el anillo No. 1 de acuerdo con la ecuación 4.26 son:

$$\sigma_{t+} = \sigma_H + \sigma_S = \frac{3,769 + \sqrt{(6,691.1)^2 + (4,884.733)^2}}{28.58} = 182.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{t-} = \sigma_H - \sigma_S = \frac{3,769 - \sqrt{(6,691.1)^2 + (4,884.733)^2}}{28.58} = 81.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{t+} = \sigma_H + \sigma_S = \frac{21,537 + \sqrt{(6,691.13)^2 + (4,884.733)^2}}{1.125} = (26,508 \text{ lbf/in}^2)$$

$$\sigma_{t-} = \sigma_H - \sigma_S = \frac{21,537 - \sqrt{(6,691.13)^2 + (4,884.733)^2}}{1.125} = (11,780 \text{ lbf/in}^2)$$

Se aplica el mismo procedimiento considerando la altura del líquido en cada uno de los anillos y se obtienen los valores indicados en la tabla 5.3 a y b:

Tabla 5.3a. Fuerzas dinámicas de membrana (N/mm) y esfuerzos actuantes (N/mm²).

No. Anillo	Ancho de placa, (m).	Y, (m).	N_i (N/mm)	N_c (N/mm)	N_h (N/mm)	σ_{t+} N/mm ²	σ_{t-} N/mm ²
1	2.43	13.71	1171.33	856.716	3769	182.7	81.1
2	2.43	11.28	1127.15	871.025	3116	178.7	66.6
3	2.43	8.85	1012.55	908.507	2462	172.0	49.6
4	2.43	6.42	827.54	970.159	1809	161.9	28.0
5	2.43	3.99	572.12	1057.620	1155	185.6	-3.7
6	2.43	1.56	246.29	1173.218	502	214.2	-88.4

Tabla 5.3b. Fuerzas dinámicas de membrana (lbf/in) y esfuerzos actuantes (lbf/in²).

No. Anillo	Ancho de placa (ft).	Y (ft)	N_i (lbf/in)	N_c (lbf/in)	N_h (lbf/in)	σ_{t+} (lbf/in ²)	σ_{t-} (lbf/in ²)
1	8	45	6691.13	4884.733	21537	26,508	11,780
2	8	37	6438.04	4966.551	17791	25,922	9,660
3	8	29	5780.00	5181.414	14046	24,924	7,181
4	8	21	4717.01	5535.079	10300	23,430	4,037
5	8	13	3249.07	6037.019	6555	26,821	-602
6	8	5	1376.19	6700.681	2809	30,879	-12,901

El momento de volteo en la base del tanque, calculado con la ecuación 4.29 ahora es:

$$M_{rw} = \sqrt{[0.36(95,726,406 * 5.2578 + 4,587,548 * 6.01 + 0 * 14.63)]^2 + [0.2267(214,974,317 * 7.48)]^2}$$

$$M_{rw} = 411,759,046 \text{ N-m}$$

$$M_{rw} = \sqrt{[0.36(21,520,152 * 17.25 + 1,031,322 * 19.719 + 0 * 48)]^2 + [0.2015(48,328,149 * 24.55)]^2}$$

$$M_{rw} = (303,697,882 \text{ lbf-ft})$$

Y el momento de volteo para calcular la cimentación según la ecuación 4.30 es:

$$M_s = \sqrt{[0.36(95,726,406 * 22.06 + 4,587,548 * 6.01 + 0 * 14.63)]^2 + [0.2267(214,974,317 * 20.45)]^2}$$

$$M_s = 1,259,549,930 \text{ N-m}$$

$$M_s = \sqrt{[0.36(21,520,152 * 72.34 + 1,031,322 * 19.719 + 0 * 48)]^2 + [0.2267(48,328,149 * 67.08)]^2}$$

$$M_s = (928,996,347 \text{ lbf-ft})$$

Para determinar si este tanque requiere anclas es necesario calcular la relación de anclaje, el cual está expresado por la ecuación 4.33.

$$J = \frac{411,759,046}{(54.89)^2 [26605.179(1 + 0.4 * 0) + 42,142.38 - 0.4 * 0]} = 1.98$$

$$J = \frac{303,697,882}{(180.073)^2 [1823.038(1 + 0.4 * 0) + 2,900 - 0.4 * 0]} = (1.98)$$

Al comparar este valor con la tabla 4.8 nos damos cuenta que este tanque requiere anclas para soportar las fuerzas producidas por el momento de sismo.

Para conocer el esfuerzo máximo de compresión se recurre a la ecuación 4.38.

$$\sigma_c = \left(26,605.245(1 + 0.4 * 0) + \frac{1.273 * 411,459,046}{(54.886)^2} \right) \frac{1}{1000(28.57)} = 7.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \left(1,813.038(1+0.4 \times 0) + \frac{1.273 \times 303,697,882}{(180.073)^2} \right) \frac{1}{12(1.125)} = (1,018 \text{ lbf/in}^2)$$

La tabla 5.4 son los esfuerzos que actúan en la envoltura con los esfuerzos permisibles y de prueba hidrostática.

Tabla 5.4a. Comparación de esfuerzos actuantes con esfuerzos permisibles. (MPa).

Anillo	σ_{t+}	$S_d * 1.333$	$F_y * .9 * E$	Resultado
Anillo #1	182.7	231	234	Estable
Anillo #2	178.7	231	234	Estable
Anillo #3	172.0	183	185	Estable
Anillo #4	161.9	183	185	Estable
Anillo #5	185.6	183	185	Mod. anillos
Anillo #6	214.2	183	185	Mod. anillos

Tabla 5.4b. Comparación de esfuerzos actuantes con esfuerzos permisibles. (lbf/in²).

Anillo	σ_{t+}	$S_d * 1.333$	$F_y * .9 * E$	Resultado
Anillo #1	26,508	33,725	34,200	Estable
Anillo #2	25,922	33,725	34,200	Estable
Anillo #3	24,924	26,660	27,000	Estable
Anillo #4	23,430	26,660	27,000	Estable
Anillo #5	26,821	26,660	27,000	Mod. anillos
Anillo #6	30,879	26,660	27,000	Mod. anillos

5.2.1 Diseño de las anclas para el tanque ubicado en la zona C.

En esta zona los cálculos nos indican que el tanque requiere anclas, para diseñar su distribución, en este caso, se instalara un ancla cada 4° alrededor de la envolvente, Esto nos da un numero de 90 anclas alrededor del ultimo anillo de la envolvente, por lo tanto:

$$\frac{173.218}{90} = 1.92m$$

A continuación se hace la prueba para cada uno de los casos de carga mostrados en la tabla 4.14a y 4.14b donde:

$$\begin{aligned}A_v &= 0 \\F_{ty} &= 173 \text{ MPa (25,300 psi)} \\F_y &= 250 \text{ MPa (36,000 psi)} \\M_{WH} &= P_{ws} \times D \times H^2 / 2 \\M_s &= 411,759,046 \text{ N-m (303,697,882 lbf-tf)} \\P &= 0 \\P_t &= 1.25(0)=0 \\P_{WR} &= \text{N. A.} \\P_{WS} &= \text{N. A.} \\t_h &= 5 \text{ mm (3/16 pulg)} \\W_1 &= 3,750,468.84 \text{ N (842,030.38 lbf)} \\W_2 &= 3,750,468.84 \text{ N (842,030.38 lbf)} \\W_3 &= 980,396.23 \text{ N (444,567.79 lbf)}\end{aligned}$$

Caso 1. Presión de diseño. Según la tabla 4.14 la carga generada por la presión de diseño es:

$$U = \left[(0 - 0.08 \times 0)(54.89)^2 \right] - 3,750,468.84 = -3,750,468.84 \text{ N}$$

$$U = \left[(0 - 8 \times 0)(180.073)^2 * 4.08 \right] - 842,030 = (-842,030 \text{ lbf})$$

Aplicamos la ecuación 4.49 para definir la carga en cada una de las anclas.

$$t_b = \frac{-3,750,468}{90} = -4,167.19$$

$$t_b = \frac{-842,030}{90} = (-9,356)$$

La fuerza que actúa en cada ancla es negativa, por lo tanto no aplica.

Caso 2. Presión de la prueba hidrostática. Según la tabla 4.14 el valor de esta carga es:

$$U = \left[(0 - 0.08 \times 0)(54.89)^2 \right] - 3,750,468.84 = -3,750,468.84 \text{ N}$$

$$U = \left[(0 - 8 \times 0)(180.073)^2 * 4.08 \right] - 842,030 = (-842,030 \text{ lbf})$$

Y para cada ancla:

$$t_b = \frac{-3,750,468}{90} = -4,167.19$$

$$t_b = \frac{-842,029}{90} = (-9,356)$$

Al igual que el caso anterior, esta carga no aplica ya que no existen fuerzas actuando sobre el ancla.

Caso 3. Presión de fallo: No aplica debido a que es un tanque atmosférico con techo flotante.

Caso 4. Carga producida por el viento. Esta carga tiene un valor de:

$$U = 0 \times (54.89)^2 \times 4.08 + \left[4 * \frac{7,084,080}{54.89} \right] - 3,750,468.84 = -3,234,195 \text{ N}$$

$$U = 0 \times (180.073)^2 \times 4.08 + \left[4 * \frac{5,082,380}{180.073} \right] - 842,029 = (-729,133)$$

Y la fuerza para cada una de las anclas es:

$$t_b = \frac{-3,234,195}{90} = -35,936 \text{ N}$$

$$t_b = \frac{-729,133}{90} = (-8,101 \text{ lbf})$$

Como la carga es negativa concluimos que el perno de anclaje no está trabajando, por lo tanto este caso no aplica.

Caso 5. Carga sísmica: Al hacer los cálculos de la tabla 4.14 esta carga tiene un valor de:

$$U = \left[4 * \frac{411,759,046}{54.89} \right] - 842,030(1 - 0.4 \times 0) = 26,257,706 \text{ N}$$

$$U = \left[4 * \frac{303,697,882}{180.073} \right] - 842,029(1 - 0.4 \times 0) = (5,904,076 \text{ lbf})$$

Por lo tanto, cada perno estará actuando para una carga de:

$$t_b = \frac{26,257,706}{90} = 291,752 \text{ N}$$

$$t_b = \frac{5,904,076}{90} = (56,600.84 \text{ lbf})$$

El área requerida para el perno, es:

$$A_{sr} = \frac{291,752}{200} = 1458.761 \text{ mm}^2$$

$$A_{sr} = \frac{56,600.84}{28,800} = (2.278 \text{ in}^2)$$

Caso 6. Presión de diseño más la carga del viento. En este caso no es más que la suma de las cargas dadas en los caso 2 y 4 considerando cualquier carga que se pueda producir en el techo, (Como el techo es flotante no se produce ninguna carga).

$$U = \left[(0.4(0) + 0 - 8 \times 0) \times (54.89)^2 \times 785 \right] + \left[4 * \frac{7,084,080}{54.89} \right] - 3,750,469.84 = -980,396 \text{ N}$$

$$U = \left[(0.4(0) + 0 - 8 \times 0) \times (180.073)^2 \times 4.08 \right] + \left[4 * \frac{5,082,380}{180.073} \right] - 842,030 = (-842,029)$$

Cada una de las anclas tiene que estar diseñada para resistir una fuerza de:

$$t_b = \frac{-3,234,195}{90} = -35,936 \text{ N}$$

$$t_b = \frac{-729,133}{90} = (-8,101 \text{ lbf})$$

Este caso no aplica debido a que no existen fuerzas actuando en el perno.

Caso 7. Presión de diseño más cargas sísmicas. Según la ecuación dada en la tabla 4.14 esta carga es:

$$U = \left[(0 - 8 \times 0) (54.89)^2 \times 785 \right] + \left[4 * \frac{411,759,046}{54.89} \right] - 3,750,468 = 26,257,706 \text{ N}$$

$$U = \left[(0 - 8 \times 0)(180.073)^2 \times 4.08 \right] + \left[4 * \frac{303,697,882}{180.073} \right] - 842,030 = (5,904,076 \text{ lbf})$$

La fuerza en cada uno de las anclas es:

$$t_b = \frac{26,257,706}{90} = 291,752 \text{ N}$$

$$t_b = \frac{5,904,076}{90} = (56,600.84 \text{ lbf})$$

El área requerida para el perno es:

$$A_{sr} = \frac{291,752}{200} = 1458.761 \text{ mm}^2$$

$$A_{sr} = \frac{56,600.84}{28,800} = (2.278 \text{ in}^2)$$

Caso 8. Presión de fragilidad. No aplica ya que existen venteos de emergencia en la membrana del techo flotante.

El área mayor del perno es de 1458.752 mm² (2.278 in²), por lo tanto las anclas deben ser, según el estándar de la figura 4.14, de 2'' con las siguientes dimensiones en los cartabones (figura 5.2).

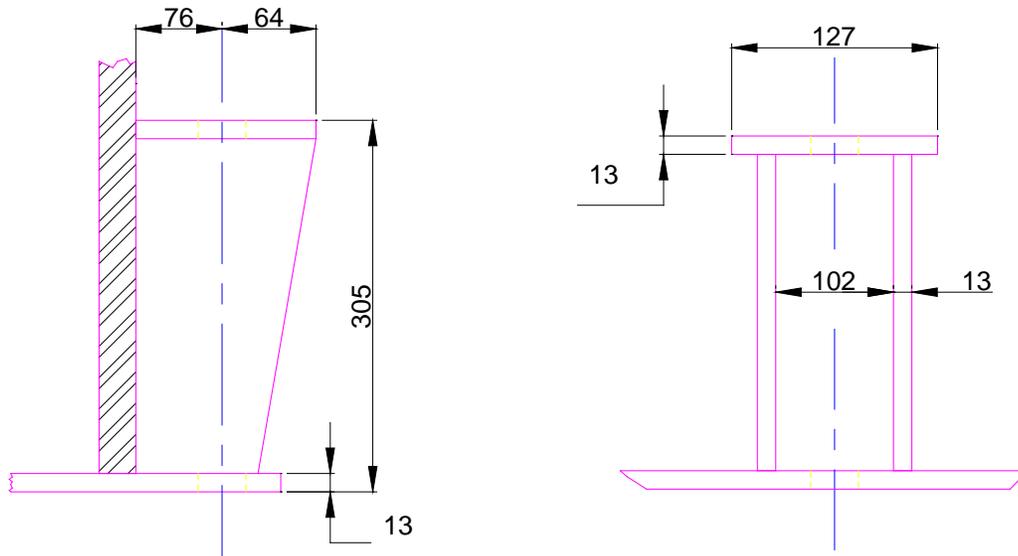


Figura 5.2 Dimensionado de los cartabones en mm.

CAPITULO 6

COMPARACIÓN DE RESULTADOS

6.1 Comparación de resultados.

México se encuentra ubicado en una zona de intensa actividad sísmica, esto obliga a ser cuidadosos en el diseño y construcción de estructuras de gran tamaño. Para esto es necesario considerar los espectros de diseño del suelo que se producen por los movimientos telúricos, ya que con estos parámetros se obtienen las fuerzas que actúan en las construcciones. Para el caso del diseño de los tanques de almacenamiento se deben tomar en cuenta factores los efectos hidrodinámicos que actúan en su interior, para esto se requiere el uso de criterios sísmicos diferentes considerando los efectos inerciales impulsivos, los efectos hidrodinámicos convectivos sobre las paredes y el fondo del recipiente.

A continuación se presenta una comparación de resultados para el análisis utilizando los espectros de diseño sísmico de tres lugares diferentes tomando como referencia lo indicado en el Manual de Obras Civiles de la CFE” de 1993, y utilizando el procedimiento de diseño indicado en el Apéndice E del API STD 650

6.2 Aceleración espectral.

Las siguientes graficas muestran el comportamiento de las aceleraciones del suelo en tres zonas sísmicas considerando el peor escenario posible, que en este caso es un sismo en el tipo de suelo III.

Las aceleraciones están expresadas en un porcentaje de la gravedad que cambia con respecto al tiempo (en el eje x), en las dos primeras zonas sísmicas se puede ver como la aceleración aumenta, casi en línea recta hasta llegar hasta cierto punto donde se mantiene (en forma de meseta), hasta llegar al tiempo donde disminuye. En cambio para la zona C el aumento de la aceleración es bastante rápido ya que para un periodo igual a cero, se tiene el valor máximo de la meseta y después del periodo característico T_b disminuye paulatinamente.

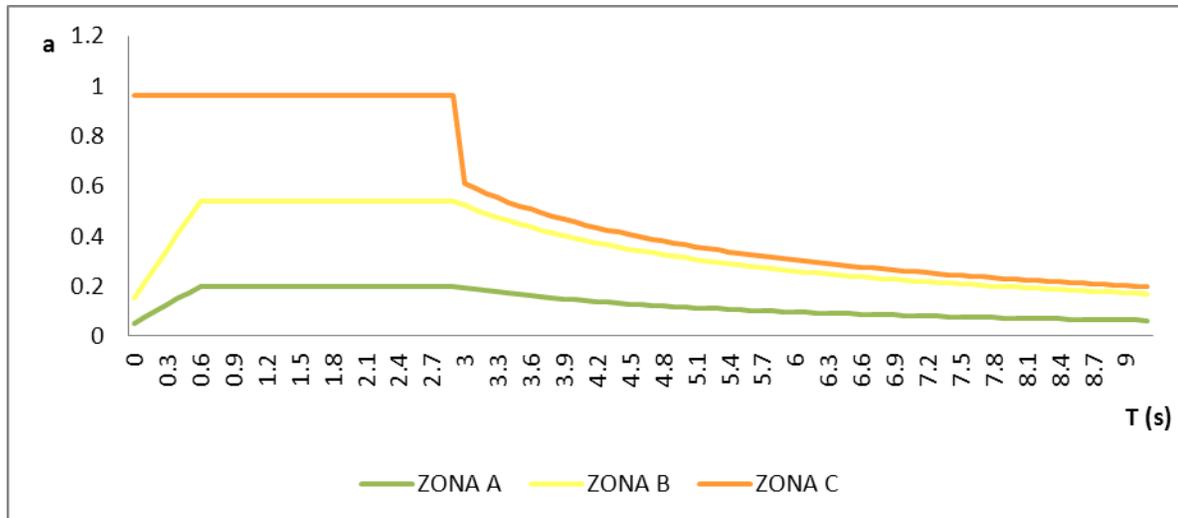


Figura 6.1. Espectros de diseño sísmico en las tres regiones estudiadas.

Según la gráfica anterior, el espectro de aceleración en los tiempos $T_i = 0.27$ seg y $T_c = 9.05$ seg y multiplicadas por 1.5 para considerar la importancia de la estructura son las siguientes:

Tabla 6.1 Aceleraciones espectrales

Zona sísmica	a_i	a_c
A	0.1763	0.0961
B	0.3255	0.1730
C	0.96	0.2015

Por lo tanto las aceleraciones impulsivas y convectivas son las siguientes.

Tabla 6.2 Aceleraciones impulsivas y convectivas.

Zona sísmica	A_i	A_c
A	0.0755	0.1018
B	0.1221	0.1947
C	0.35	0.2267

Las ordenadas de aceleración aumentan conforme se baja en la zona sísmica, es decir, la aceleración en la zona A es menor que la de la zona B y así sucesivamente. Por lo tanto el

espectro de diseño sísmico en la zona C es más severo y en consecuencia hay un incremento de espesores en el cuerpo del tanque, respecto a las zonas sísmicas A y B.

En la tabla 5.6 están contenidos los esfuerzos combinados que actúan en cada uno de los anillos de la envolvente considerando el análisis en las tres zonas sísmicas A, B y C, los cuales se comparan con el menor de los esfuerzos permisibles del material.

Tabla 6.3 σ_{t+} en los anillos de la envolvente Mpa (lbf/in²).

Anillo	Zona A σ_{t+}	Zona B σ_{t+}	Zona C σ_{t+}	$S_d*1.333$	$F_y*.9*E$
1	148.6 (21,562)	161.1 (23,527)	182.7 (25,508)	231 (33,725)	234 (34,200)
2	141.5 (20,518)	155.7 (22,731)	178.7 (24,799)	231 (33,725)	234 (34,200)
3	132.5 (19,198)	149.1 (21,744)	172.0 (23,638)	185 (26,660)	183 (27,000)
4	190.9 (17,493)	141.1 (20,522)	161.9 (21,903)	185 (26,660)	183 (27,000)
5	131.8 (19,028)	164.1 (23,777)	185.6 (24,403)	185 (26,660)	183 (27,000)
6	133.9 (19,258)	190.5 (27,477)	214.2 (26,623)	185 (26,660)	183 (27,000)

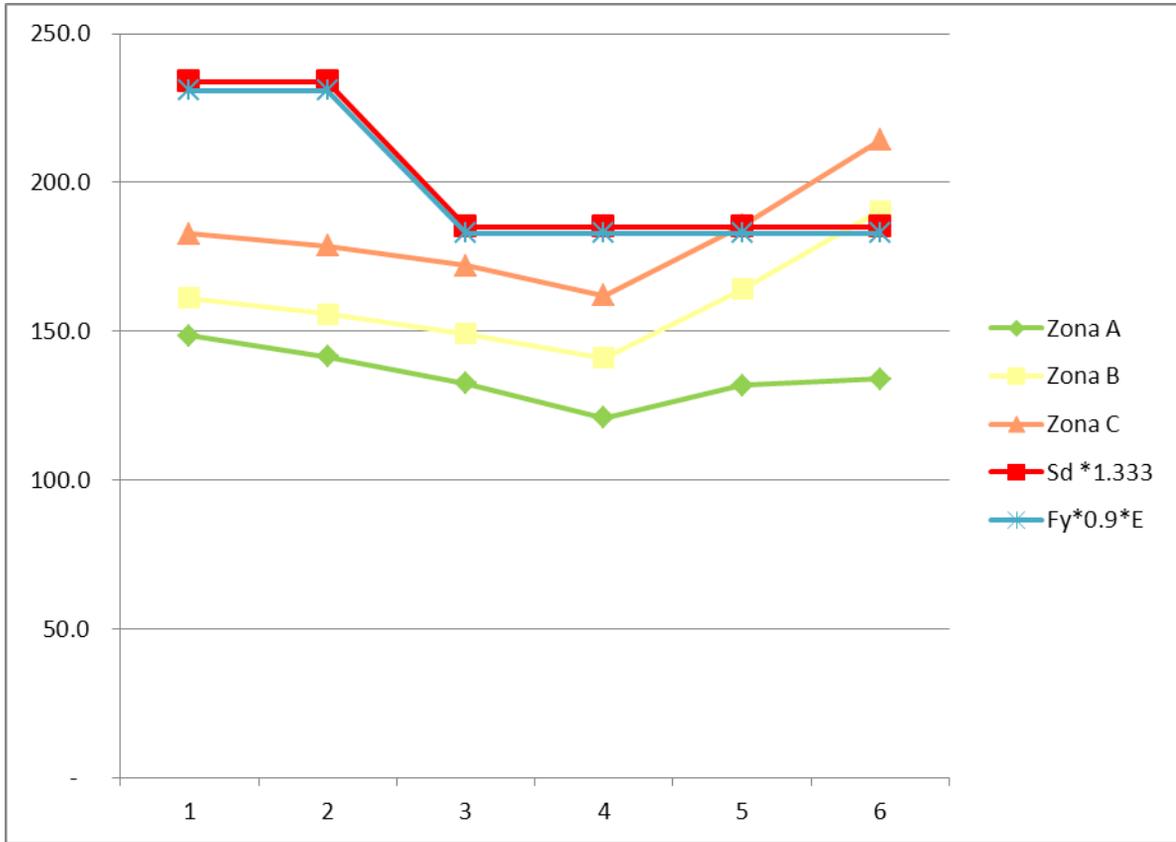


Figura 6.2 σ_{t+} en los anillos de la envolvente (MPa).

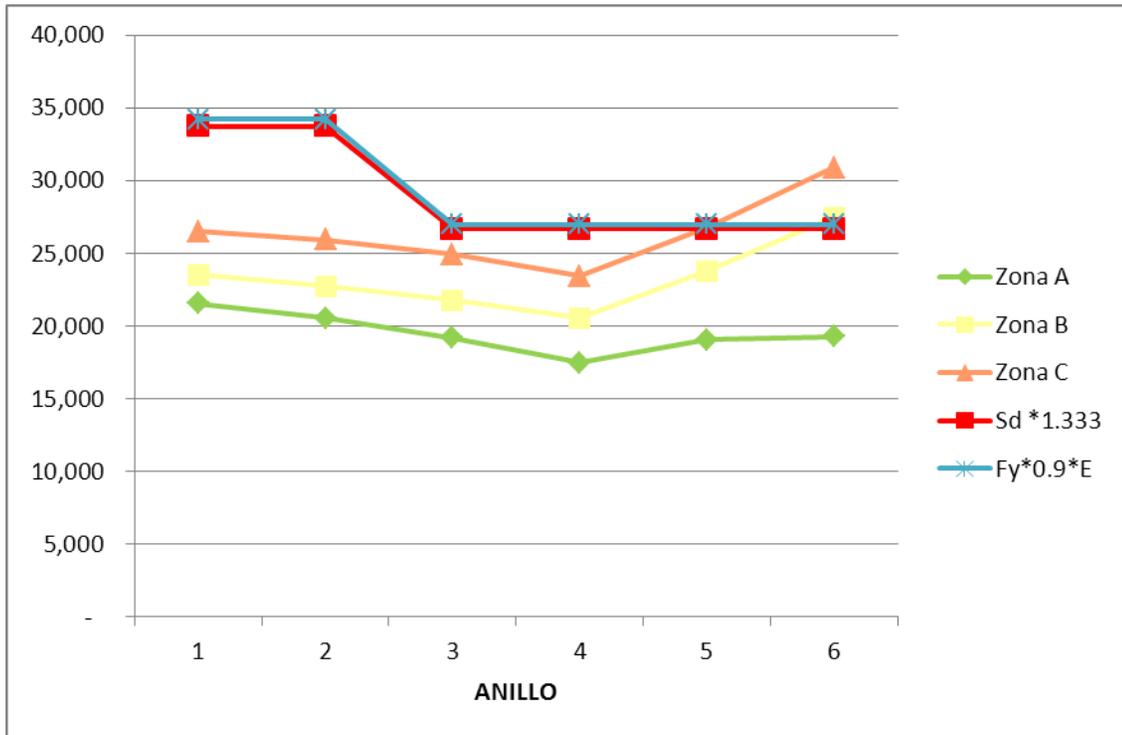


Figura 6.3 σ_{t+} en los anillos de la envolvente (PSI).

En la gráfica se muestra que en la zona A no hay problema, ya que los esfuerzos ni siquiera se acercan al esfuerzo de tensión incrementado al 33% ni al esfuerzo de cedencia del material considerando la eficiencia de las juntas, por lo tanto se concluye que el tanque se comporta de manera estable para esta zona sísmica.

En la zona sísmica B, el último anillo el esfuerzo actuante sobrepasa los límites de esfuerzo permisible, el tanque no es estable por lo que se recomienda incrementar el espesor del anillo superior.

La zona sísmica C encontramos unas aceleraciones de mayor intensidad, por lo cual se debe rediseñar el tanque casi por completo aumentando los espesores de la envolvente. En la gráfica hay un notable aumento de esfuerzo en todos los anillos que se encuentra dentro de los límites de esfuerzo de tensión y fluencia excepto para los dos últimos anillos, esto quiere decir que puede fallar en caso de un sismo, el tanque no es seguro para esta zona y debe ser rediseñado en la parte de la envolvente aumentando los espesores de las placas.

6.3 Momento de volteo.

Los momentos de volteo generados en cada una de las zonas sísmicas son los siguientes:

Tabla 6.4 Momentos de volteo en la base del tanque y (M_{rw}) y para el diseño de la cimentación (M_s), en N-m (lbf-ft).

Momentos	Zona A	Zona B	Zona D
M_{rw}	178,523,120 (131,671,896)	319,764,720 (235,846,354)	411,759,046 (303,697,882)
M_s	502,067,471 (370,305,963)	894,590,212 (659,815,879)	1,259,549,930 (928,996,347)

En la zona A, el momento de volteo no es muy grande y de acuerdo a la relación J no requiere anclas para resistir esa fuerza, sin embargo se debe ser cuidadoso en el diseño de la placa anular del fondo.

Para la zona B de acuerdo con los resultados existe levantamiento, por lo tanto el tanque se debe sujetar a la cimentación utilizando anclas de 57 mm (2 ¼") espaciados cada 6° alrededor de la envolvente.

Para la zona C existe un momento de volteo más severo, si se considera la misma cantidad de ancla que el caso anterior, deben ser de mayor diámetro, otra alternativa es aumentar el número de anclas con lo cual se reduce su diámetro, para este ejemplo se requieren 90 anclas a cada 4°, de 51mm (2"), para resistir el momento de volteo.

Para la ubicación de las anclas se debe tomar en cuenta la posición de puertas de limpieza, posición de las boquillas y registro de hombre, placas de refuerzo y distribución de las placas del fondo.

Como se puede observar en los resultados anteriores en algunos casos no es posible utilizar el mismo tanque en diferentes zonas del país, algunos de los aspectos que afectan el diseño del tanque son los siguientes:

- La zona sísmica donde se va a ubicar el tanque.
- El tipo de suelo
- La velocidad regional de viento
- La selección de materiales de acuerdo al tipo de fluido almacenado,
- La orientación y elevación de boquillas, en el cuerpo y en el fondo del tanque, lo cual afecta la distribución de las placas del fondo y cuerpo.
- La densidad del fluido la cual impacta en el diseño sísmico y esfuerzos combinados en el cuerpo.
- La corrosividad del fluido almacenado la cual impacta en los espesores finales del cuerpo fondo y techo.
- La orientación de la plataforma de medición de instrumentos la cual define la posición inicial de la escalera helicoidal y la escalera rodante.
- Los vientos dominantes lo cuales definen la posición la plataforma superior de instrumentos.

- La posición de los postes los cuales definen la orientación de las placas del techo, fondo y posición de la escalera rodante.
- La orientación del tubo difusor, el cual puede afectar la distribución de los postes.
- La ubicación de las boquillas de entrada y salida del fluido de entrada y de salida, las cuales pueden estar en el cuerpo o en el fondo.

Como comentario final se puede concluir que el diseño de cada tanque atmosférico debe ser específico para cada sitio de instalación, debe cumplir con los requerimientos de la normatividad vigente lo cual se refleja en un diseño seguro que permita asegurar la integridad mecánica del equipo.

CONCLUSIONES.

Después del trabajo realizado se pueden establecer las conclusiones siguientes:

- La metodología usada en México es la del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE 1993, aunque es necesario complementarla con la norma API 650 Apéndice E porque el manual de la CFE solo contempla el comportamiento del líquido y no los esfuerzos que se producen en la envolvente de tanque. Es más complicado obtener los parámetros de aceleración espectral en el “Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE 2008” porque se debe hacer un estudio minucioso de los estratos del suelo donde se construirá el cimiento del tanque.
- Se debe cuidar en el diseño que los esfuerzos que actúan en la envolvente del tanque no sobrepasen los esfuerzos permisibles. Es necesario calcular el momento de volteo del tanque durante un sismo ya que en base este se diseñan las anclas.
- México se encuentra dividido en cuatro zonas sísmicas: A, B, C y D, cuyos valores de aceleración espectral aumentan de manera descendente, es decir que la zona A tiene valores mucho menores que los de la zona D; esto se refleja en el diseño de los tanques, ya que un tanque diseñado para la zona C debe ser mucho más rígido y tener una envolvente de mayor grosor que el de la zona A, además debe estar provisto de anclas. Las anclas del tanque ubicado en la zona B son más pequeñas las del tanque de la zona C aunque se puede disminuir el diámetro de las anclas si son más numerosas.
- El tanque estudiado en este trabajo debe tener un diseño seguro, ya que si éste falla, causaría un desastre ecológico irreversible por su contenido, es por eso que debe ser diseñado en varias condiciones, por ejemplo, un posible sismo, para asegurar su estabilidad.

BIBLIOGRAFÍA

- Aboveground Storage Tanks.
Philip E. Myers.
Mc Graw-Hill. Estados Unidos. 1997
- Estudio del comportamiento sísmico de tanques de almacenamiento mediante diferentes métodos de análisis propuestos.
Sánchez S. H., Vargas O., S y Barranco, C. F.
Instituto Mexicano del Petróleo. México. 2007.
- Basis of seismic design provision for welded steel oil storage tanks.

R. S. Wozniak, W. W. Mitchell.

API, Washington, D.C. USA 1978.
- Seismic design of liquid storage tanks.
Haroum, M.A., and Housner, W.G.
ASCE. USA. 1981
- Manual de Diseño de obras civiles. **Diseño por sismo.**
CFE.
Instituto de Investigaciones Eléctricas. México. 1993.
- Manual de Diseño de obras civiles. **Diseño por sismo.**
CFE.
Instituto de Investigaciones Eléctricas. México. 2008.
- NRF-113-PEMEX-2007 “Diseño de tanques atmosféricos”
Unidad técnica de normalización de PEMEX
PEMEX. México. 2007.
- API 650. Seismic Design Of Storage Tanks.
American Petroleum Institute.
API Publish Services. USA. 2010.
- Manual de Diseño de obras civiles. **Diseño por viento.**
CFE.
Instituto de Investigaciones Eléctricas. México. 1993.

- Manual de Diseño de obras civiles. **Diseño por viento.**
CFE.
Instituto de Investigaciones Eléctricas. México. 2008.
- Estándares de ingeniería.
Instituto Mexicano del Petróleo.
Instituto Mexicano del Petróleo. México. 2010.
- Seismic response of cylindrical tanks for oil storage for conditions of anchored and unanchored.
C. Cortés Salas y H. Sánchez Sánchez.
Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering. Canada. 2007.