



Universidad de San Carlos de Guatemala  
Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil

**ANÁLISIS DE LA FUERZA HIDRODINÁMICA EJERCIDA POR AGUA EN TANQUES  
SUPERFICIALES DE CONCRETO, CON SECCIÓN CIRCULAR UTILIZANDO EL MODELO  
SIMPLIFICADO**

**Jorge Víctor Morales Tul**

Asesorado por el Ing. Daniel Alfredo Cruz Pineda

Guatemala, agosto de 2023

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS DE LA FUERZA HIDRODINÁMICA EJERCIDA POR AGUA EN TANQUES  
SUPERFICIALES DE CONCRETO, CON SECCIÓN CIRCULAR UTILIZANDO EL MODELO  
SIMPLIFICADO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**JORGE VÍCTOR MORALES TUL**

ASESORADO POR EL ING. DANIEL ALFREDO CRUZ PINEDA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, AGOSTO DE 2023

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. José Francisco Gómez Rivera (a.i.)
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Ing. Kevin Vladimir Cruz Lorente
VOCAL V	Br. Fernando José Paz González
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
EXAMINADOR	Ing. Luis Eduardo Portillo España
EXAMINADOR	Ing. Darío Francisco Lucas Mazariegos
EXAMINADOR	Ing. José Mauricio Arriola Donis
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

**ANÁLISIS DE LA FUERZA HIDRODINÁMICA EJERCIDA POR AGUA EN TANQUES  
SUPERFICIALES DE CONCRETO, CON SECCIÓN CIRCULAR UTILIZANDO EL MODELO  
SIMPLIFICADO**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 03 de noviembre de 2021.



**Jorge Víctor Morales Tul**

Guatemala, 15 de marzo de 2023

Ingeniero  
**Armando Fuentes Roca**  
DIRECTOR  
Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
USAC

Estimado Ingeniero Fuentes:

Le saludo cordialmente, deseándole éxitos en sus actividades. Por medio de la presente hago constar que he revisado y aprobado el trabajo de graduación titulado: **ANÁLISIS DE LA FUERZA HIDRODINÁMICA EJERCIDA POR AGUA EN TANQUES SUPERFICIALES DE CONCRETO, CON SECCIÓN CIRCULAR UTILIZANDO EL MODELO SIMPLIFICADO**, elaborado por el estudiante de la carrera de Ingeniería Civil, Jorge Victor Morales Tul, quien se identifica con el registro académico 2007-14477 y con el CUI 2965-74848-0101.

Agradeciendo la atención a la presente, me suscribo de usted,  
Atentamente,



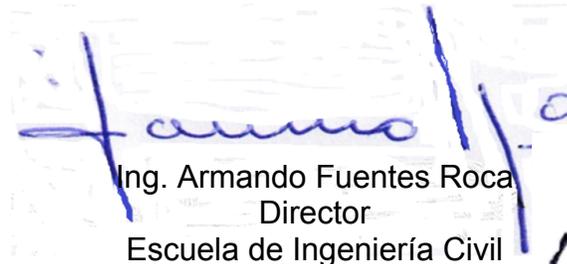
Msc. Daniel Alfredo Cruz Pineda  
Ingeniero Estructural  
Col. 9613

**Daniel Alfredo Cruz Pineda**  
ASESOR  
Ingeniero Civil  
Colegiado activo no. 9613



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen del Asesor, el visto bueno del Coordinador de Área y la aprobación del área de lingüística del trabajo de graduación titulado: **ANÁLISIS DE LA FUERZA HIDRODINÁMICA EJERCIDA POR AGUA EN TANQUES SUPERFICIALES DE CONCRETO, CON SECCIÓN CIRCULAR UTILIZANDO EL MODELO SIMPLIFICADO**, presentado por: **Jorge Víctor Morales Tul**, procedo con el Aval del mismo, ya que cumple con los requisitos normados por la Facultad de Ingeniería.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”



Ing. Armando Fuentes Roca  
Director  
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala, agosto de 2023





LNG.DECANATO.OI.597.2023

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **ANÁLISIS DE LA FUERZA HIDRODINÁMICA EJERCIDA POR AGUA EN TANQUES SUPERFICIALES DE CONCRETO, CON SECCIÓN CIRCULAR UTILIZANDO EL MODELO SIMPLIFICADO**, presentado por: **Jorge Víctor Morales Tul**, después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. José Francisco Gómez Rivera

Decano a.i.

Guatemala, agosto de 2023

AACE/gaac

## **ACTO QUE DEDICO A:**

- Dios** Por bendecirme cada día con la vida, salud, sabiduría, entendimiento, paciencia, fortaleza, perseverancia y con la luz del sol. Por escuchar mis peticiones diarias, cumpliendo las que son de su voluntad.
- Mis padres** Víctor Morales y Salvadora Tul, por su cariño incondicional, sus consejos, creer en mí, el apoyo moral y económico brindado a lo largo de esta trayectoria. Y por ser una inspiración para lograr esta meta.
- Mis hermanos** David y Fernando Morales, por estar al tanto, apoyándome moral y económicamente sin titubeo, por su cariño, motivación y ser parte de este viaje.
- Mi tío** Edgar Tul, por su cariño como el de un hermano mayor, por el apoyo incondicional y por ser ejemplo de superación.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Por brindarme la oportunidad de obtener los conocimientos necesarios para formarme académicamente como un profesional en tan prestigiosa casa de estudios.
<b>Facultad de Ingeniería</b>	Por ser parte de mi crecimiento como futuro ingeniero civil y darme la confianza de desenvolverme en el ámbito profesional.
<b>Mi asesor</b>	Ing. Daniel Cruz Pineda, por aceptar ser mi supervisor, mentor y guía en el desarrollo de este trabajo, acompañándome con paciencia hasta la culminación.
<b>Mis amigos de la facultad</b>	Por el apoyo mutuo y constante durante este proceso, viviendo diversas experiencias.
<b>Mis amigos</b>	Luis Corzo, José Barrios y mis primos.

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES .....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS .....	IX
GLOSARIO .....	XIII
RESUMEN .....	XV
OBJETIVOS.....	XVII
INTRODUCCIÓN .....	XIX
1. CONSIDERACIONES GENERALES.....	1
1.1. Definición.....	1
1.1.1. Elementos estructurales .....	3
1.1.1.1. Pared o muro .....	4
1.1.1.2. Contenedor .....	4
1.1.1.3. Cimentación.....	5
1.1.1.4. Cubierta .....	7
1.1.2. Estudio de capacidad de tanques.....	7
1.1.3. Diseño estructural.....	8
1.2. Tipología de tanques de almacenamiento .....	9
1.2.1. Tanques superficiales.....	11
1.2.2. Tanques de concreto armado .....	12
1.2.3. Tanques circulares .....	13
1.2.4. Tanques en Guatemala .....	14
1.3. Códigos y normativas para el diseño de tanques .....	16
1.3.1. ACI 350.....	18
1.3.2. PCA-C .....	19
1.3.3. Eurocode 8 .....	20

1.3.4.	API 650.....	21
1.3.5.	AWWA D-100 .....	22
1.4.	Vulnerabilidad ante sismos.....	23
1.4.1.	Antecedentes históricos .....	28
1.4.1.1.	Internacional.....	29
1.4.1.2.	Nacional .....	29
2.	ANÁLISIS DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO .....	33
2.1.	Fuerza ejercida por el agua.....	39
2.1.1.	Fuerza hidrostática .....	39
2.1.2.	Fuerza hidrodinámica .....	40
2.2.	Investigaciones sobre análisis de tanques .....	43
2.2.1.	Fallas frecuentes .....	45
2.2.1.1.	Pandeo en la pared .....	45
2.2.1.2.	Falla tipo pata de elefante .....	47
2.2.1.3.	Falla tipo diamante .....	48
2.2.1.4.	Falla en la cubierta .....	49
2.2.1.5.	Falla por cortante.....	50
2.2.1.6.	Deslizamiento del contenedor .....	52
2.2.1.7.	Volteo del contenedor.....	52
2.2.1.8.	Falla en la cimentación.....	54
2.2.1.9.	Daños en los accesorios .....	55
2.2.2.	Métodos desarrollados para el análisis hidrodinámico.....	55
2.3.	Método de modelo simplificado .....	57
2.4.	Códigos y normativas que emplean este método.....	60
2.5.	Aplicación del modelo simplificado.....	61
2.5.1.	Masa impulsiva y masa convectiva .....	62
2.5.2.	Alturas de ubicación de centroides.....	64

2.5.3.	Rigidez del resorte.....	65
2.5.4.	Periodos de vibración y frecuencia circular.....	67
2.5.4.1.	Periodo impulsivo .....	69
2.5.4.2.	Periodo convectivo.....	71
2.5.5.	Desplazamiento horizontal y vertical .....	72
2.5.5.1.	Altura de resguardo .....	74
2.5.5.2.	Amplitud de oscilación .....	75
2.5.6.	Fuerzas hidrodinámicas.....	78
2.5.6.1.	Distribución vertical por unidad de alto de pared.....	82
2.5.7.	Fuerzas dinámicas inerciales.....	84
2.5.7.1.	Distribución vertical por unidad de alto de pared.....	85
2.5.8.	Cortante basal .....	87
2.5.8.1.	Revisión de cortante .....	90
2.5.9.	Momento en la base .....	91
2.5.9.1.	Momento sobre la base .....	93
2.5.9.2.	Sobremomento .....	95
2.5.9.3.	Revisión por deslizamiento .....	97
2.5.9.4.	Revisión de volteo .....	98
2.5.9.5.	Revisión de capacidad de carga del suelo .....	100
2.5.10.	Presiones hidrodinámicas.....	101
2.5.10.1.	Presión por la fuerza de inercia de la pared.....	105
2.5.10.2.	Presión por la fuerza hidrostática .....	105
2.6.	Construcción del espectro de respuesta.....	106
2.6.1.	Clasificación de las zonas sísmicas en Guatemala .....	111

2.6.2.	Factor de zona sísmica .....	113
2.6.3.	Factor del suelo .....	114
2.6.4.	Factor de importancia.....	115
2.6.5.	Factor de amplificación sísmica .....	117
2.6.6.	Factor de modificación de respuesta.....	119
2.6.7.	Aceleración espectral .....	121
2.7.	Tipos de carga.....	124
2.7.1.	Cargas permanentes.....	124
2.7.2.	Cargas variables .....	124
2.7.3.	Cargas accidentales.....	125
3.	EJEMPLIFICACIÓN DE ANÁLISIS DE TANQUE SUPERFICIAL.....	127
3.1.	Descripción del proyecto .....	128
3.2.	Predimensionamiento.....	129
3.2.1.	Espesor de pared .....	129
3.2.2.	Altura de pared.....	131
3.2.3.	Espesor de losa base.....	133
3.2.4.	Cubierta.....	133
3.2.5.	Resumen de propuesta .....	134
3.3.	Análisis de tanque de almacenamiento.....	136
3.3.1.	Método de modelo simplificado .....	136
3.3.2.	Periodo de vibración y frecuencia circular .....	137
3.3.3.	Desplazamiento horizontal y vertical .....	140
3.3.4.	Espectro de respuesta.....	142
3.3.5.	Fuerzas hidrodinámicas .....	146
3.3.6.	Fuerzas dinámicas inerciales .....	146
3.3.7.	Cortante basal .....	148
3.3.8.	Momento en la base .....	148
3.3.9.	Presiones hidrodinámicas .....	149

3.4.	Evaluación de la estructura .....	150
4.	RESULTADOS .....	161
	CONCLUSIONES .....	169
	RECOMENDACIONES .....	171
	REFERENCIAS .....	173
	APÉNDICES .....	177
	ANEXOS .....	179



## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

<b>Figura 1.</b>	Elementos estructurales de un tanque.....	3
<b>Figura 2.</b>	Tipología general de tanques de almacenamiento .....	10
<b>Figura 3.</b>	Tanques cilíndricos utilizados para tratamiento de agua residual .....	15
<b>Figura 4.</b>	Tanques superficiales cilíndricos localizados en Guatemala .....	16
<b>Figura 5.</b>	Mapa de sismos registrados en un periodo semanal.....	27
<b>Figura 6.</b>	Fallas geológicas en Guatemala.....	28
<b>Figura 7.</b>	Pandeo en la pared.....	46
<b>Figura 8.</b>	Falla tipo pata de elefante y tipo diamante .....	48
<b>Figura 9.</b>	Falla en la cubierta.....	50
<b>Figura 10.</b>	Falla por cortante .....	51
<b>Figura 11.</b>	Deslizamiento y volteo del contenedor .....	53
<b>Figura 12.</b>	Modelo simplificado masa-resorte .....	58
<b>Figura 13.</b>	Modelo masa-resorte de un tanque elevado.....	60
<b>Figura 14.</b>	Masa impulsiva y convectiva en sus alturas .....	66
<b>Figura 15.</b>	Desplazamientos vertical y horizontal.....	74
<b>Figura 16.</b>	Ángulo respecto a eje paralelo al movimiento del suelo .....	77
<b>Figura 17.</b>	Fuerzas impulsiva y convectiva .....	81
<b>Figura 18.</b>	Distribución vertical de fuerzas impulsiva y convectiva.....	82
<b>Figura 19.</b>	Distribución vertical de fuerza de inercia de la pared.....	86
<b>Figura 20.</b>	Cortantes radial y tangencial .....	89
<b>Figura 21.</b>	Momentos generados por las fuerzas aplicadas.....	92
<b>Figura 22.</b>	Acciones actuantes en las revisiones .....	100

<b>Figura 23.</b>	Presiones hidrodinámicas.....	104
<b>Figura 24.</b>	Presiones por la fuerza de inercia e hidrostática .....	106
<b>Figura 25.</b>	Espectro de respuesta.....	109
<b>Figura 26.</b>	Mapa de zonificación sísmica de Guatemala .....	112
<b>Figura 27.</b>	Factores de amplificación sísmica.....	117
<b>Figura 28.</b>	Representación del espectro de respuesta .....	123
<b>Figura 29.</b>	Planta de tanque circular .....	135
<b>Figura 30.</b>	Elevación de tanque circular.....	135
<b>Figura 31.</b>	Elevación corregida de tanque circular.....	141
<b>Figura 32.</b>	Espectro de respuesta de cada componente .....	145
<b>Figura 33.</b>	Detalle del refuerzo de la pared circular .....	157
<b>Figura 34.</b>	Detalle del refuerzo de la losa base .....	159
<b>Figura 35.</b>	Fuerzas hidrodinámicas e inerciales puntuales $P_0$ , $P_1$ , $P_w$ .....	163
<b>Figura 36.</b>	Aproximación lineal de fuerzas hidrodinámicas distribuidas.....	164
<b>Figura 37.</b>	Fuerza inercial distribuida uniformemente .....	165
<b>Figura 38.</b>	Presiones hidrodinámicas variando el nivel del líquido .....	166
<b>Figura 39.</b>	Presiones hidrodinámicas variando el ángulo de orientación .....	167

## TABLAS

<b>Tabla 1.</b>	Factor de zona sísmica $Z$ .....	113
<b>Tabla 2.</b>	Factor del suelo $S$ .....	115
<b>Tabla 3.</b>	Factor de importancia $I$ .....	116
<b>Tabla 4.</b>	Factor de modificación de respuesta $R_w$ .....	120
<b>Tabla 5.</b>	Dimensiones de tanque .....	134
<b>Tabla 6.</b>	Valores de aceleración espectral.....	145
<b>Tabla 7.</b>	Coeficientes para momentos positivos y negativos .....	154
<b>Tabla 8.</b>	Resumen de resultados.....	168

## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
$S_a$	Aceleración espectral
$g$	Aceleración de la gravedad
$r$	Altura de resguardo
$h$	Altura del líquido en estado de reposo
$H_w$	Altura total de la pared
$A_1$	Amplitud de la masa convectiva
$d$	Amplitud del oleaje
$\theta$	Ángulo entre orientación de muro y movimiento de suelo
$q$	Capacidad de carga del suelo
$C_I$	Coefficiente de frecuencia impulsiva
$\delta$	Coefficiente de fricción del concreto
$\varepsilon$	Coefficiente de masa efectiva
$C_w$	Coefficiente para determinar la frecuencia fundamental del sistema tanque-líquido
$\alpha, \beta$	Coefficientes para la altura de líquido utilizando el concepto EBP o IBP
$V$	Cortante basal
$V_c$	Cortante que resiste el concreto
$\varepsilon_{sh}$	Deformación unitaria del concreto
$t_b$	Espesor de la base
$t_w$	Espesor del muro
$C$	Factor de amplificación sísmica

<b><math>F_d</math></b>	Factor de deslizamiento
<b>I</b>	Factor de importancia
<b><math>R_w</math></b>	Factor de modificación de respuesta
<b><math>\varphi</math></b>	Factor de reducción de resistencia
<b><math>F_v</math></b>	Factor de volteo
<b>Z</b>	Factor de zona sísmica
<b>S</b>	Factor del suelo
<b><math>\omega</math></b>	Frecuencia circular de oscilación del tanque
<b><math>P_{1y}</math></b>	Fuerza convectiva distribuida verticalmente a una altura y
<b><math>P_1</math></b>	Fuerza ejercida por la masa convectiva
<b><math>P_0</math></b>	Fuerza ejercida por la masa impulsiva
<b><math>P_{0y}</math></b>	Fuerza impulsiva distribuida verticalmente a una altura y
<b><math>\tanh</math></b>	Función tangente hiperbólica
<b><math>\cos</math></b>	Función trigonométrica coseno
<b><math>\sen</math></b>	Función trigonométrica seno
<b><math>\tan</math></b>	Función trigonométrica tangente
<b>kN</b>	Kilonewton
<b><math>m_1</math></b>	Masa convectiva
<b><math>m_0</math></b>	Masa impulsiva
<b>m</b>	Masa total de agua en el tanque
<b>MPa</b>	Megapascal
<b><math>E_s</math></b>	Módulo de elasticidad del acero
<b><math>E_c</math></b>	Módulo de elasticidad del concreto
<b><math>M_R</math></b>	Momento resistente
<b><math>M_b</math></b>	Momento sobre la base
<b>y</b>	Nivel del líquido en el que el muro está siendo investigado

<b>T</b>	Periodo de vibración del tanque
<b><math>\gamma_w</math></b>	Peso específico del agua
<b><math>\gamma_c</math></b>	Peso específico del concreto
<b><math>W_T</math></b>	Peso total del tanque y contenido
<b><math>P'_{1y}</math></b>	Presión convectiva a una altura y
<b><math>P'_{0y}</math></b>	Presión impulsiva a una altura y
<b><math>q_{max}</math></b>	Presión máxima transmitida al suelo
<b><math>y'</math></b>	Profundidad del líquido medida desde la superficie
<b>rad</b>	Radian
<b>R</b>	Radio interno del tanque
<b><math>f'_c</math></b>	Resistencia a la compresión del concreto
<b><math>f_y</math></b>	Resistencia a la fluencia del acero
<b><math>k_1</math></b>	Rigidez del resorte conectado a la masa convectiva
<b><math>M_o</math></b>	Sobremomento
<b><math>T_a</math></b>	Tensión anular
<b><math>\lambda</math></b>	Valor característico



## GLOSARIO

<b>Aditivo</b>	Material utilizado como componente del concreto, agregado a este antes o durante el mezclado para modificar las propiedades.
<b>AGIES</b>	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
<b>Capacidad de carga</b>	Resistencia que posee el suelo para soportar cargas o presiones impuestas sin fallar.
<b>Código</b>	Conjunto de regulaciones dictados por una autoridad competente estatal o local.
<b>Concreto</b>	Mezcla de agregados fino, grueso, cemento Portland u otro cemento hidráulico, agua y aditivos (opcional).
<b>Diafragma</b>	Elemento posicionado horizontalmente capaz de conectar entre sí a los elementos verticales para trabajar en conjunto.
<b>Ductilidad</b>	Capacidad que posee un material para tolerar acciones sin presentar deformaciones permanentes.
<b>EBP</b>	Siglas en inglés de Excluding Base Pressure (excluyendo la presión base).

<b>Hermeticidad</b>	Cualidad para permanecer completamente sellado, evitando fugas o filtración de un fluido.
<b>IBP</b>	Siglas en inglés de Including Base Pressure (incluyendo la presión base).
<b>Intensidad de sismo</b>	Medida subjetiva del daño causado por un sismo, siendo mayor cerca del epicentro.
<b>Magnitud de sismo</b>	Medida de la cantidad de energía liberada durante un sismo.
<b>Masa</b>	Medida de la cantidad de materia.
<b>Norma</b>	Conjunto de especificaciones y lineamientos técnicos para el diseño, seguridad y calidad de una estructura.
<b>Redundancia</b>	Capacidad de un sistema de permanecer estable tras una falla o pérdida de uno de sus elementos.
<b>Sismorresistente</b>	Capacidad de un sistema de soportar sismos sin sufrir graves consecuencias.

## RESUMEN

El objetivo de este trabajo de pregrado es analizar la fuerza hidrodinámica ejercida por el agua en tanques superficiales de concreto armado, con sección circular durante un evento natural como el sismo, empleando como metodología el modelo simplificado, determinando la magnitud y consecuencias que implica la acción de esta carga en las estructuras contenedoras.

En el capítulo 1 se describe al tanque, funciones, elementos que lo componen, materiales para su construcción, códigos y normativas para su diseño estructural y la vulnerabilidad ante sismos.

En el capítulo 2 se describe el análisis de las fuerzas hidrodinámicas y la metodología del modelo simplificado, también las investigaciones que se han llevado a cabo acerca del análisis hidrodinámico, los diferentes métodos para su resolución y los códigos y normativas que emplean una variante del modelo simplificado para el análisis. Además, se expone con mayor detalle cada variable que integra al modelo.

En el capítulo 3 se pone en práctica el análisis en un tanque con cierto volumen y especificaciones. Además se procede con el dimensionamiento de los elementos estructurales, seguidamente se realiza el análisis del líquido mediante el modelo simplificado, y para darle un enfoque sísmico se determina la aceleración espectral. Luego se lleva a cabo la evaluación del sistema para comprobar que cumple con los parámetros establecidos por las normas, efectuando las revisiones correspondientes. Por último, es necesario extraer conclusiones.



# OBJETIVOS

## General

Analizar la fuerza hidrodinámica ejercida por el agua en tanques superficiales de concreto armado, con sección circular durante un sismo, utilizando el modelo simplificado masa-resorte.

## Específicos

1. Analizar, dimensionar y evaluar la estructura ante las condiciones de carga hidrodinámica a las que se verá sometida durante un evento sísmico.
2. Dimensionar las consecuencias en las estructuras debido a la implementación de cargas hidrodinámicas.
3. Aplicar el método de modelo simplificado masa-resorte para el análisis de la fuerza hidrodinámica en los tanques de almacenamiento durante un sismo.
4. Aplicar las normas, códigos, especificaciones técnicas y disposiciones especiales, nacionales e internacionales, para el diseño de tanques de almacenamiento sismorresistentes considerando el análisis hidrodinámico.

5. Analizar, por medio de un ejemplo, la fuerza hidrodinámica, utilizando el modelo simplificado en un tanque superficial de concreto armado, con sección circular.

## INTRODUCCIÓN

Los tanques de almacenamiento son piezas hidráulicas fundamentales para la distribución de productos de diferentes características, convirtiéndose en una estructura esencial o vital cuando abastecen de agua potable a la población objetivo. La falla de estas estructuras, interrupción o suspensión de operaciones, es inaceptable, sin embargo, el continuo funcionamiento las torna vulnerables a causa de la alta sismicidad presente en Guatemala. Por ello es importante efectuar el análisis en los tanques para obtener estructuras sismorresistentes.

El análisis de los tanques de almacenamiento es complejo, debido a que su comportamiento difiere del de las estructuras convencionales, como los edificios, donde no solo se toma en cuenta la estructura por sí sola, sino también se debe considerar la complejidad que se genera por la dinámica del líquido. Como es habitual, el tanque no se encuentra completamente lleno, hay un espacio libre entre la superficie del líquido y la parte superior del contenedor; al instante de ser inducido por el sismo, la estructura se comporta y responde de manera rígida, pero el líquido lo hace de manera flexible con un movimiento oscilante, siendo reflejado en el oleaje producido.

Debido al comportamiento dinámico, se ejercen fuerzas un tanto diferentes a lo que se está acostumbrado, denominadas fuerzas hidrodinámicas, las cuales se originan cuando a la masa del líquido se le excita de forma externa por medio de una aceleración horizontal a causa del sismo. Las fuerzas hidrodinámicas son las responsables de la mayor parte de fallas en las estructuras contenedoras por ser laterales y fluctuantes.

A través de los años se han realizado estudios con relación a las fuerzas hidrodinámicas y el comportamiento del líquido bajo acciones sísmicas, con el objetivo de comprender el escenario en que se encuentra sometido el tanque y, con base en ello, desarrollar métodos para modelar la interacción estructura-fluido, habiendo algunos de fácil aplicación y otros de gran complejidad matemática. El método del modelo simplificado resalta entre los demás por emplear resortes para simular el movimiento oscilante de la masa del líquido.

Por lo tanto, considerando el panorama de alta sismicidad que se vive en Guatemala y la importancia de los tanques de almacenamiento durante el desarrollo de la vida diaria, el objetivo de este trabajo es analizar la fuerza hidrodinámica ejercida por el agua contenida, proveyendo información respecto al tema y enfatizando el estudio de esta, ya que no es común en la práctica que se adopte dentro de los diseños, sobre todo los realizados de manera empírica. Asimismo, se promueve el uso del modelo simplificado masa-resorte como metodología para su cálculo, por ser un método con un trasfondo de ensayos y validaciones técnicas y teóricas y, a la vez, ese respaldo se ve reflejado en que varias normas internacionales lo adoptan dentro de sus normativas.

El análisis será desarrollado de manera teórica y numérica para tener como resultado una estructura sismorresistente, con el cumplimiento de los parámetros establecidos por códigos y normativas, y para darle el enfoque sísmico se procede a determinar el espectro de respuesta del lugar donde se requiere el tanque.

# **1. CONSIDERACIONES GENERALES**

## **1.1. Definición**

Los tanques son estructuras que se diseñan y construyen totalmente cerradas con el objetivo de proporcionar un espacio de almacenamiento para el producto requerido. Se clasifican como una estructura independiente, cuyo comportamiento estructural y funcional no está influenciado por el de otras estructuras. Asimismo, su análisis es diferente en comparación al de una estructura convencional como los edificios, debido al efecto hidrodinámico, si es que están conteniendo líquido. Pueden ser construidos con secciones regulares y con materiales como concreto, acero y otros.

Los tanques de almacenamiento deben ser considerados como estructuras esenciales, porque la falla, interrupción o suspensión de funciones de estas estructuras tras un evento natural significa la escasez de agua potable para la población, dificultad en la extinción de incendios u otras emergencias y claramente pérdidas económicas sustanciales. Para cumplir con los requerimientos de una estructura esencial, tienen que ser diseñados y construidos para estar absolutamente sellados, es decir, no manifestar fugas o filtraciones en condiciones normales de servicio.

Cabe mencionar que los tanques están sujetos a cargas distintas a las de otras estructuras y a condiciones más severas, debido a que generalmente se construyen para estar a la intemperie con mínimo mantenimiento. Considerando estas variantes en el diseño, se debería obtener una estructura estable y segura por un periodo de diseño de alrededor de 50 a 60 años (ACI 350, 2006).

Ahora bien, los tanques no solo se utilizan para almacenar agua potable, sino también para almacenar una gran variedad de productos de diferentes características, como por ejemplo combustibles, químicos, granos, gases, fluidos a presión, corrosivos, desperdicios (sólidos o líquidos), entre otros, con el propósito de contener una reserva suficiente que permita disponer de ellos de manera inmediata, así como para mantener el contenido aislado del exterior para protegerlo o que la exposición de este no perjudique el entorno.

Además de cumplir con la función de almacenamiento, los tanques realizan otras operaciones, tales como: distribución, tratamiento, transporte, servicios, reservas, producción, refinación e inventarios; operaciones que se vuelven sencillas de ejecutar por el empleo de estos. Algunas de las operaciones descritas se ven reflejadas en diversas obras de ingeniería civil, las cuales contribuyen en satisfacer las necesidades de la población y en el progreso o desarrollo del país.

Su versatilidad hace que su uso esté presente en casi todas las áreas industriales y de saneamiento, siendo notables en las empresas de almacenamiento y distribución de agua potable localizadas en toda el área territorial, de igual manera en las de tratamiento de agua residual, en las de hidrocarburos localizadas en las áreas costeras del país, e incluso en las municipalidades que los emplean para el suministro de agua potable y protección contra incendios.

Como es de esperarse, estas estructuras contenedoras desempeñan un rol importante cuando son utilizadas para el almacenamiento de agua potable, ya que abastecen del líquido vital a la población objetivo, convirtiéndose en una pieza fundamental para el correcto funcionamiento hidráulico del sistema

almacenamiento-distribución y para compensar las variaciones del consumo que se producen durante el día.

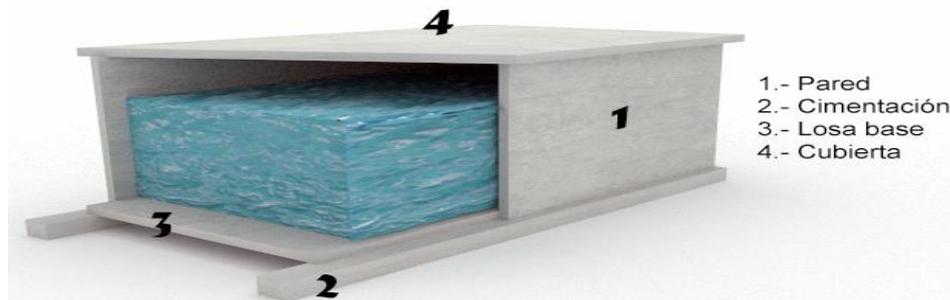
Desde el punto de vista de que son contenedores de agua potable, los tanques se definen como obras civiles que sirven para satisfacer la necesidad del abastecimiento de este vital líquido, cumpliendo con el almacenamiento, tratamiento, conducción y distribución del mismo. Y, agregando la definición del INFOM (2011): “es el punto (...) en un sistema de agua potable en donde se regula y almacena el agua que va a ser distribuida en una comunidad y depende de la oferta y demanda de agua en un tiempo determinado” (p. 17).

### 1.1.1. Elementos estructurales

Independientemente de su diseño o material, los tanques de almacenamiento están conformados por los siguientes elementos estructurales: pared, losa base, cubierta y cimentación.

**Figura 1.**

*Elementos estructurales de un tanque*



*Nota.* Elementos que componen un tanque. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

#### **1.1.1.1. Pared o muro**

Elemento estructural vertical que se utiliza para el encerramiento perimetral del líquido a contener. Debe tener la capacidad de soportar diferentes cargas volviéndose el elemento más crítico del tanque. La pared es el componente de mayor volumen, representando por lo general el 60 % del material utilizado (Arzola, 2009). Se conecta a los elementos que se atraviesan, como la base, el techo o el cimientado. Presenta distintas configuraciones de conexión, ya sea por empotramiento, articulado o por estar libre en los bordes superiores, los cuales dependen de las necesidades estructurales.

La pared o muro estructural construido con concreto se clasifica como: muro de concreto armado, muro de concreto armado *in situ* y muro prefabricado. Desde luego, se encuentran los de acero, polietileno, PVC y fibra de vidrio, los cuales ya van integrados con los demás elementos.

La pared debe resistir la combinación de cargas axiales, cortantes y momentos flectores, debido a la presión hidrostática y cargas hidrodinámicas cuando se trata de formas regulares, y las tensiones anulares cuando se diseñan tanques circulares. En su diseño se requiere dimensionar el espesor del muro grande, para tener la capacidad de resistir las cargas mencionadas.

#### **1.1.1.2. Contenedor**

Elemento integrado por las paredes, piso y cubierta que funciona como recipiente para contener el fluido. En algunos casos se usa este término para referirse solamente al depósito que confina al líquido y no referirse al tanque en general, aunque en otros casos se utiliza indistintamente. En este documento se utiliza regularmente para la primera opción.

### **1.1.1.3. Cimentación**

Elemento estructural posicionado por debajo del contenedor que proporciona una base rígida capaz de transmitir las cargas y acciones provenientes de la parte superior hacia el suelo soporte, distribuyéndolas de modo que no se generen fallas o deformaciones excesivas en este (Bazán, 1999).

El diseño y elección de la cimentación depende de las acciones a transferir (cargas axiales, cortantes, momentos), del tipo de suelo en que se desplante y de su capacidad soporte. Estas características mecánicas las proporciona el estudio geotécnico.

Respecto a los tipos de cimentación que se emplean para sostener los tanques se mencionan el cimiento corrido, la viga anular, la losa estructural y los pilotes, los cuales pueden ser construidos monolíticamente con la pared o ir unidos por medio de trabes o anclajes.

El cimiento corrido (zapata corrida) es una franja de concreto reforzado construida bajo las paredes, con un ancho mayor a estas y peralte conforme al diseño, regularmente utilizado junto con la losa de membrana cuando el suelo lo permite. La losa estructural es construida con un espesor constante de concreto reforzado, abarcando toda la superficie de la cimentación, trabaja de manera independiente o en combinación de pilotes, y al mismo tiempo que ejerce una función estructural constituye el fondo del contenedor. Y, con relación a la viga anular, se emplea en la periferia de los tanques cilíndricos o en domos.

La cimentación, aparte de servir como medio para transmitir las cargas, debe poseer la capacidad de resistir las acciones que se producen por la interacción entre el movimiento del suelo y el de la estructura, siendo las que

ocasionan el deslizamiento e incluso el levantamiento del contenedor. Asimismo, se necesitan para resistir los asentamientos de un suelo que posee condiciones desfavorables.

- Losa base

Elemento estructural posicionado horizontalmente en el fondo del contenedor para proporcionar una superficie plana donde se conectan las paredes, con la finalidad de proveer hermeticidad y evitar filtraciones. Su espesor es menor al usado en la pared a causa de que normalmente se encuentra soportado por el suelo. Al mismo tiempo que brinda hermeticidad, trabaja como diafragma estructural.

La losa base o losa de fondo debe ser capaz de soportar la carga de compresión que genera el muro en la periferia y el líquido contenido en el centro, resistir el cortante producido y la flexión originada por la diferencia de nivel de un asentamiento del suelo o el sobrepeso en un lado ocasionado por el movimiento oscilante del fluido. Cuando la losa no es capaz de soportar los esfuerzos mencionados, se colocan cimientos perimetrales con un peralte mayor.

La losa base se diseña de acuerdo con las dimensiones del tanque, del empuje del agua con el contenedor completamente lleno y de las características mecánicas del suelo, de tal forma que pueda resistir las deformaciones, conservando su integridad y hermeticidad (Santizo, 2016).

Existen dos tipos de losa para el fondo del tanque: la de membrana y la estructural. La losa membrana es una losa delgada, sin función estructural, elaborada con refuerzo de alambre soldado o barra corrugada, capaz de aceptar mínimos asentamientos diferenciales sin afectar la hermeticidad, empleada

comúnmente sobre suelos rígidos. En cambio, la losa estructural es más robusta, reforzada con un diámetro de barra mayor, necesaria en suelos deformables.

#### **1.1.1.4. Cubierta**

Elemento estructural instalado en la parte superior del tanque con la finalidad de proteger o aislar el líquido contenido del ambiente externo. Se conecta a las paredes para que tengan un comportamiento en conjunto, proporcionando una restricción a los desplazamientos en su extremo superior.

Para su diseño se necesita considerar las cargas de su propio peso, las cargas variables del peso de los trabajadores que se requieran para su construcción y posterior mantenimiento y los equipos que se instalen sobre esta.

La cubierta del tanque se clasifica de acuerdo con su tipo como: fija, flotante o sin cubierta. Según su configuración: plana, cónica o cúpula; conforme al soporte: autosoportada o con soporte. Además, existe el sistema de cerchas que soportan una placa de acero delgada o los cobertores de tela vinílica PVC. Las placas planas, que son las losas convencionales, solo son factibles para tanques de diámetro pequeño, típicamente con diámetro menor a 10 m (PCA, 1993).

#### **1.1.2. Estudio de capacidad de tanques**

Para el cálculo de la capacidad de almacenamiento de los tanques es necesario llevar a cabo estudios con relación a la industria o campo que requiere de sus operaciones. Por lo general el cliente facilita los datos e información necesaria para ejecutar el proyecto, proporcionando el volumen, el tipo de fluido o producto a contener, ubicación, condiciones de operación, entre otros, dado

que el cliente es quien conoce con exactitud estas características. Y con base en estas se procede con el dimensionamiento del tanque.

Su capacidad se determina implícitamente con el volumen especificado, pero en otras ocasiones se determina de acuerdo con la finalidad que se les va a atribuir, por ejemplo, los tanques para almacenamiento de agua potable se dimensionan de acuerdo con el volumen de consumo diario de la población. Los tanques para tratamiento de agua residual se dimensionan conforme al caudal de diseño y el tiempo de retención que se necesita para su descontaminación, los de hidrocarburos de acuerdo con la demanda del área a suplir, por mencionar algunas características, aunque en otras ocasiones a los tanques se les limita de capacidades volumétricas para no sobrecargar los elementos estructurales y obtener espesores confiables.

### **1.1.3. Diseño estructural**

El diseño estructural consiste en determinar los materiales y dimensiones apropiados de cada uno de los elementos que constituyen la estructura conforme a los efectos de las cargas actuantes, con la finalidad de proporcionar una estructura resistente, estable y de bajo costo. La metodología que emplea el diseño estructural es partir de una tipología base para luego aplicar el cálculo apropiado, logrando el adecuado balance entre materiales y dimensiones del elemento.

Los tanques requieren de un correcto diseño debido a lo importante que es el continuo funcionamiento de la estructura en caso de ocurrencia de un evento natural, garantizando además de la resistencia la durabilidad, seguridad e impermeabilidad para que pueda funcionar correctamente.

Los materiales de los componentes del tanque (concreto, encofrado, refuerzo), a causa de que se encuentran en contacto con el agua almacenada, precisan de cumplir primordialmente con las especificaciones del Comité 350 del American Concrete Institute (ACI) y demás comités relacionados (ACI 371, 2016). De igual manera, tendrán que estar sujetos a las normas de la Comisión Guatemalteca de Normas (Coguanor) y de la American Society for Testing and Materials (ASTM). Normas que se detallarán posteriormente.

Realizado el diseño estructural, es importante presentar la información utilizada en su desarrollo como fundamento y respaldo, así como la capacidad del tanque, normas y códigos, cargas, medidas de los elementos, proporciones y propiedades mecánicas de materiales, detalle de armado u otro dato pertinente. Además, se debe preparar un plan de garantía de calidad para verificar que la construcción cumpla con los requisitos de diseño.

## **1.2. Tipología de tanques de almacenamiento**

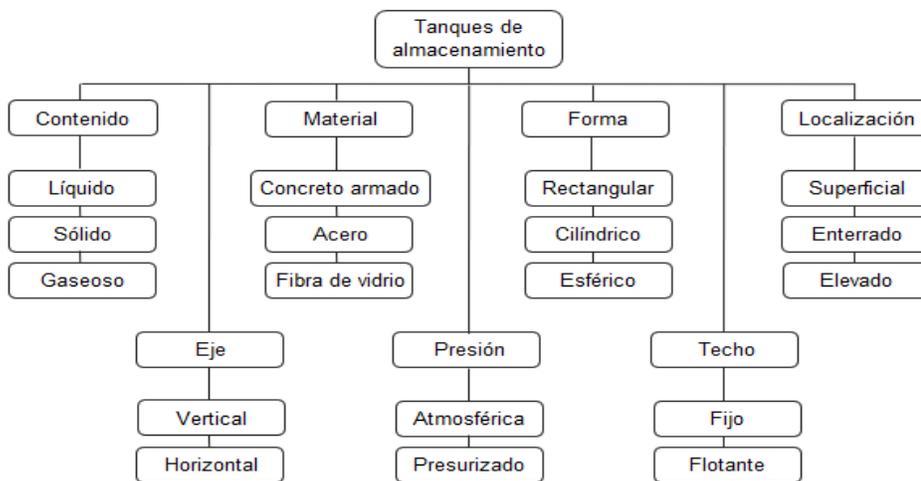
Actualmente existe una gran variedad de tanques de almacenamiento con diferente finalidad. Clasificarlos, depende del criterio a utilizar, ya sea por su forma, material o función. Para tener un concepto global de los diferentes tipos a encontrar se presenta la figura 2.

De acuerdo con la característica del producto a contener, los tanques almacenan líquidos, sólidos o gaseosos. Los líquidos pueden ser agua, combustible o algún químico; los sólidos pueden ser material granular o agrícola, y los gases, aunque presentan una forma líquida de igual modo, pueden ser propano, natural o licuado de petróleo.

Según el material empleado para su construcción, se clasifican en tanques de concreto armado, acero, fibra de vidrio y polímeros; sin embargo, hay algunos elaborados de mampostería. Los tanques de acero presentan facilidad de construcción, pero requieren de mantenimiento periódico. Los de fibra de vidrio se utilizan para el almacenamiento de combustibles y los de polímero por lo regular se ven en sistemas de agroindustria.

**Figura 2.**

*Tipología general de tanques de almacenamiento*



*Nota.* Clasificación de tanques respecto a diversas categorías. Elaboración propia, realizado con Microsoft Excel.

De acuerdo con la forma o sección, se clasifican en rectangulares, cilíndricos o esféricos, habiendo también de formas inusuales. Asimismo, conforme la dirección de su eje, los tanques pueden ser verticales u horizontales; este caso se da principalmente con los cilíndricos. Los tanques cilíndricos verticales se utilizan para contener grandes volúmenes en comparación con los cilíndricos horizontales (Guillén, 2017). Según su aspecto que depende de la

relación altura-radio o altura-longitud, se clasifican como anchos o esbeltos; anchos cuando la relación es menor a la unidad ( $h/R < 1$ ) y esbeltos cuando es mayor a este valor.

Por último, los tanques se clasifican conforme la localización en superficiales, semienterrados, enterrados o elevados; normalmente, a los enterrados se les denomina cisternas.

La elección del tipo de tanque depende en gran medida del criterio profesional, tomando en cuenta el tema de disposición de materiales, capacidad necesaria para su funcionalidad, ubicación, tipo de terreno, mano de obra capacitada, necesidad de ser construido *in situ* o ser prefabricado, todos estos aspectos con la finalidad de optimizar su ejecución. Y en otros casos depende de las condiciones de operación, por ejemplo, los tanques elevados se construyen cuando se necesita elevar el nivel de agua para obtener una adecuada presión.

### **1.2.1. Tanques superficiales**

Se encuentran apoyados directamente sobre la superficie de un suelo que tiene la capacidad de soportar las cargas sin presentar deformaciones. Estos tanques son utilizados para el almacenamiento de grandes cantidades volumétricas a bajo costo, con la limitante que se construyen para operar a presión atmosférica o con bajas presiones internas. Entre las principales ventajas que presentan se mencionan la rapidez en su construcción, facilidad para el mantenimiento y pronta visibilidad de anomalías en la estructura y accesorios.

### **1.2.2. Tanques de concreto armado**

Estructuras construidas a base de concreto reforzado con barras de acero, de rigidez considerable para resistir las cargas impuestas en el periodo de diseño sin generar fisuras que permitan fugas o filtración, utilizados principalmente para lograr condiciones de hermeticidad como en el caso del almacenamiento y tratamiento de agua potable.

La construcción de estos tanques se debe a las cualidades que presenta el concreto, el cual provee baja permeabilidad funcionando como aislante y resguardo del contenido, al mismo tiempo ofrece suficiente resistencia al ataque de agentes químicos y al intemperismo, además tiene la capacidad de tolerar los esfuerzos de compresión con la desventaja que presenta fragilidad ante los esfuerzos de tracción. Para contrarrestar esa desventaja se combina con barras de acero, lo que se conoce como concreto armado. Cuando es combinado con cables tensados de acero de alta resistencia, se denomina concreto preesforzado.

Según las especificaciones de la normas y códigos, el concreto debe tener una resistencia a la compresión no menor de 21 MPa, a los 28 días (ACI 350, 2006; ACI 318, 2019); si es empleado para losas en contacto con el suelo, entonces precisa ser de 24 MPa (ACI 371, 2016). Las barras de acero deben tener una resistencia a la fluencia no menor de 420 MPa (grado 60).

Para garantizar el sellado en el contenedor, su diseño está obligado a cumplir con los requerimientos de que el concreto esté correctamente dosificado y compactado con una relación agua-cemento baja, se provea de la correcta cantidad y distribución de refuerzo, que la presencia de grietas se controle o minimice, se separen adecuadamente las juntas de contracción, se empleen

revestimientos para proteger la estructura, aplicar aditivos inclusores de aire y, por supuesto, llevar a efecto el control de calidad.

Es cierto que los tanques de concreto tienen un alto costo de construcción y requieren de un tiempo prolongado para ser ejecutados, pero se compensa con el bajo mantenimiento que requieren, su capacidad de tolerar cargas y resistencia a sustancias peligrosas.

### **1.2.3. Tanques circulares**

Tanques contenedores de sección circular capaces de soportar esfuerzos axiales de tracción o compresión, se distinguen de las demás secciones por basar su comportamiento estructural en tensiones anulares simples, razón por la que se obtienen espesores de menor dimensión en la pared (Canchari y Sánchez, 2016). Su capacidad de almacenamiento aumenta cuando el eje es vertical.

La situación con los tanques cilíndricos es que requieren de un mayor espacio para su construcción en comparación con uno de sección cuadrada (suponiendo que se quiere contener el mismo volumen manteniendo una misma altura de líquido), y mano de obra más experimentada debido al sistema de encofrado curvo. Dicho esto, se entiende que hay más razones en contra que a favor para construir este tipo de tanque, sin embargo, los beneficios son varios, inicialmente con la reducción del espesor de pared y el material que conllevan, asimismo la vulnerabilidad de las paredes disminuye porque ahora trabajan como una sola, distribuyendo equitativamente los esfuerzos por la falta de vértices entre ellas. El análisis del cortante se enfoca solamente en la unión pared-base, y por último también supone una forma idónea para su impermeabilización, logrando un acabado homogéneo.

#### **1.2.4. Tanques en Guatemala**

En Guatemala se utilizan tanques de almacenamiento de gran capacidad en casi todas las ramas empresariales, ya sea de sector público o privado, que los emplean para satisfacer las necesidades de la población o por motivos de comercialización, manteniendo una reserva considerable con el objetivo de proporcionar el producto de manera inmediata.

Del sector público que hace uso de estos se menciona la Empresa Municipal de Agua de la Ciudad de Guatemala (Empagua), que se encarga de abastecer agua potabilizada a un total de dos millones y medio de personas, con tanques contenedores localizados en la ciudad capital. Además, cuenta con plantas de tratamiento de agua residual siempre en la ciudad, ubicadas en Lo de Coy, Santa Luisa, Cambray y Las Ilusiones. Otra institución es la Universidad de San Carlos, que cuenta con una planta de tratamiento ubicada en el campus central. Las municipalidades a nivel nacional también tienen sus tanques de almacenamiento y las estaciones de bomberos disponen de ellos para combatir incendios.

### Figura 3.

*Tanques cilíndricos utilizados para tratamiento de agua residual*



*Nota.* Tanque de concreto con sección circular. Obtenido de Agencia Guatemalteca de Noticias (2021). *Presidente supervisa avances de planta de tratamiento en San Marcos.* (<https://agn.gt/presidente-supervisa-avances-de-planta-de-tratamiento-en-san-marcos/>).

Consultado el 10 de enero de 2023. De dominio público.

En el sector privado es posible mencionar principalmente a las empresas de hidrocarburos como la PUMA Energy Guatemala, UNO, Chevron y Operadora de Terminales S.A. (OTSA), que se encargan de distribuir y comercializar el producto en todo el territorio guatemalteco, desde las áreas costeras (Puerto Quetzal, Puerto San José y Puerto Barrios), donde se localizan las instalaciones de sus tanques de gran envergadura. Otra empresa que utiliza estos tanques es Elquigua S.A., que se ocupa de la importación y exportación de productos químicos. Se podría seguir con la lista de qué empresas utilizan tanques de almacenamiento de líquido, sección circular vertical, pero en resumen son los edificios de condominios, centros recreativos con piscinas, Olmeca, NaturAceites, entre otras.

## Figura 4.

### *Tanques superficiales cilíndricos localizados en Guatemala*



*Nota.* Tanques para almacenamiento de hidrocarburos. Obtenido de Barrios (2016). *Actualización y documentación del plan de mantenimiento preventivo de Operadora de Terminales S.A.* (p. 64). Repositorio de la Facultad de Ingeniería, USAC.

### 1.3. Códigos y normativas para el diseño de tanques

Utilizar las especificaciones de las estructuras convencionales para el diseño de tanques de almacenamiento permite estructuras con características de sellado inseguras, debido a la poca relevancia sobre ellos, además de que el diseño del tanque presenta cierta peculiaridad a causa de la interacción del líquido contenido. De modo que se requiere buscar normas o códigos con relación a este tipo de estructuras que consideren el efecto dinámico, para así diseñar un contenedor capaz de mantener impermeabilidad bajo cualquier evento.

Instituciones a nivel internacional se han interesado en el tema y se han encargado de efectuar los respectivos estudios para el desarrollo de nuevas

especificaciones, plasmando la información recabada en documentos que luego son utilizados por los diseñadores, profesionales y proyectistas, para la ejecución de estructuras capaces de resistir acciones dinámicas, sin disminuir el rendimiento de hermeticidad, logrando el objetivo si cumplen con lo estipulado.

Instituciones que toman la responsabilidad de establecer las normas y códigos para el correcto diseño y construcción de estructuras contenedoras de líquido resistentes a la acción sísmica son el American Concrete Institute (ACI), American Petroleum Institute (API), American Water Works Association (AWWA), Eurocode 8, International Building Code (IBC), Uniform Building Code (UBC), New Zealand Society for Earthquake (NZSEE), Indian Institute of Technology Kanpur (IITK-GSDMA), entre las más relevantes.

Guatemala dispone de la Norma de Seguridad Estructural (NSE), la cual se enfoca en estructuras modulares (como los edificios), de cajón, de contención de suelos, entre otras, pero no específicamente en tanques de almacenamiento. No obstante, proporciona información relevante respecto a los parámetros sísmicos para la elaboración del espectro de respuesta, presiones de viento y criterios para el diseño de cimientos. Información que, al ser combinada con los lineamientos de las normativas internacionales, permite la ejecución de estructuras sismorresistentes en este país.

Asimismo, en Guatemala se tienen las guías del Instituto de Fomento Municipal (INFOM), que se concentran en proveer indicaciones para el diseño y ejecución de los diferentes componentes del sistema conducción-distribución de agua potable, disposición de excretas y aguas residuales. En las guías se pueden obtener datos referentes a tanques, pero no proporcionan indicaciones para el efecto hidrodinámico del fluido.

A continuación se describen las principales normas y códigos para el diseño y construcción de tanques de almacenamiento, siendo las que se emplean con mayor frecuencia en la actualidad. Hay que considerar que estos documentos están bajo revisión periódica para mejorar el desempeño de los tanques, por lo que es posible que los datos cambien.

### **1.3.1. ACI 350**

Su denominación real (en inglés): American Concrete Institute (ACI). *Code requirements for environmental engineering concrete structures and commentary*. Reported by ACI committee 350 (ACI 350). En español: Instituto Americano del Concreto. *Requisitos de reglamento para estructuras de concreto de ingeniería ambiental y comentarios*. Reportado por el comité 350 del ACI. Esto se ha brindado para facilitar la búsqueda del documento.

El Comité 350 del ACI establece los requisitos mínimos para garantizar la salud y seguridad pública. Su norma tiene la potestad de un documento legal, por lo que es válido adaptarla al contexto guatemalteco para la construcción de estructuras relacionadas con la ingeniería ambiental, como los tanques.

Toda la norma es importante, pero la sección más valiosa para las condiciones del país es el capítulo 21: *Provisiones especiales para el diseño sísmico*. Este provee de especificaciones para el diseño de estructuras sismorresistentes, particularmente las de concreto armado, capaces de soportar el movimiento del suelo dentro del rango inelástico. Así como el capítulo 21 del ACI 318 (2019) provee disposiciones para estructuras convencionales, el capítulo 21 del ACI 350 (2006) lo hace para tanques de almacenamiento de agua, siendo más estricto por lo perjudicial que es la presencia de fisuras en estas estructuras.

El ACI ha desarrollado varias normas desde su inicio, llevando a cabo revisiones periódicas para actualizar la información, trabajando paralelamente con la situación geológica mundial y los avances tecnológicos, con el objetivo de cumplir los requerimientos que las estructuras necesitan para su adecuado servicio. Se recomienda indagar en las diferentes normas que los comités facilitan, como 350.3-06, 350.5-12, 224-01, 334.1-92, 334.3-05, 371-16, 372-03 y 318-19; desde luego, hay otras, solo depende del tipo de tanque en interés.

De las normas, la más aceptada para el análisis de tanques de almacenamiento en Guatemala es la ACI 350.3, *Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquidos (Seismic design of liquid-containing concrete structures and commentary)*. Este documento establece las consideraciones técnicas para el diseño de dichas estructuras, siendo la base para el análisis estructural y proveyendo información de la metodología y expresiones a emplear en el cálculo de las acciones actuantes debido a la transferencia de movimiento desde el suelo al fluido contenido. Quien utilice este documento, debe acatar sus instrucciones.

Cabe resaltar que la información suministrada por esta norma (ACI 350.3-06) será utilizada regularmente en el desarrollo de esta investigación de trabajo de pregrado.

### **1.3.2. PCA-C**

Su denominación real (en inglés): Portland Cement Association (PCA). *Circular concrete tanks without prestressing* (PCA-C). En español: Asociación de Cemento Portland. *Tanques circulares de concreto no preesforzado*. Esto se ha brindado para facilitar la búsqueda del documento.

La PCA es una asociación con la finalidad de extender el uso del concreto elaborado con cemento Portland a través del desarrollo de la investigación, proporcionando información valiosa respecto al tema. Su investigación ha llegado a abarcar estructuras como los tanques de almacenamiento, publicando la PCA-C, que se enfoca directamente en los tanques cilíndricos de concreto, la PCA-R para tanques rectangulares y, además, ha brindado la publicación *Diseño de estructuras de concreto contenedoras de líquido bajo fuerzas sísmicas (Design of liquid-containing concrete structures for earthquake forces)*, que provee metodologías para el análisis de las estructuras en mención, convenientes para el contexto guatemalteco.

Al mismo tiempo, la PCA-C provee de especificaciones relacionadas con las condiciones de carga, métodos de diseño, espesores de pared, refuerzo y control de fisuras. Además, presenta el análisis de diferentes escenarios dependiendo de la conexión de la pared-cubierta, aplicación de cortante y momento en la base. Y, en su apéndice A, proporciona valores de coeficientes útiles para el cálculo de la tensión anular y del momento actuante en la pared cilíndrica, conforme a la relación altura-diámetro. Tomar en cuenta que en las tablas el punto 0,0 H denota la parte superior del contenedor y que el punto 1,0 H denota el fondo del mismo.

### **1.3.3. Eurocode 8**

Su denominación real (en inglés): Eurocode 8. *Design of structures for earthquake resistance. Part 4: silos, tanks, and pipelines*. En español: Eurocódigo 8. *Diseño de estructuras sismorresistentes. Parte 4: silos, tanques y tuberías*. Esto se ha brindado para facilitar la búsqueda del documento.

El Eurocode 8 es una norma europea que elimina los obstáculos técnicos en el diseño y construcción de obras civiles, mediante el establecimiento de un conjunto de especificaciones, con el objetivo de proporcionar principios y reglas de aplicación para el diseño sísmico de tanques superficiales de concreto y/o acero. Su análisis se basa en la filosofía de estado límite último de esfuerzos y en el comportamiento lineal-elástico, así también provee recomendaciones para la vulnerabilidad.

El anexo A de esta norma proporciona información sobre procedimientos de análisis sísmico para tanques sometidos a movimiento de suelo, siempre que su sección transversal sea circular o rectangular con eje vertical y su cimentación sea rígida o flexible con anclaje total o parcial (Eurocode, 2006).

#### **1.3.4. API 650**

Su denominación real (en inglés): American Petroleum Institute (API). *Welded steel tanks for oil storage* (API 650). En español: Instituto Americano de Petróleo. *Tanques de acero soldado para almacenamiento de petróleo*. Esto se ha brindado para facilitar la búsqueda del documento.

La norma API 650 se dedica a tanques construidos con planchas de acero soldadas, de sección cilíndrica, eje vertical, superficiales, específicamente para el almacenamiento de líquidos no refrigerados donde se requiere una baja presión interna o atmosférica (hidrocarburos, químicos o agua), asentados sobre una losa estructural gruesa o la combinación de una viga anular con una losa más delgada. Esta norma comprende el diseño, fabricación e instalación de los elementos que componen el tanque. Provee de recomendaciones y sugerencias para los materiales de fabricación, procedimientos de soldadura, pruebas, inspecciones e incluso su operación.

### 1.3.5. AWWA D-100

Su denominación real (en inglés): American Water Works Association (AWWA). *Standard for welded carbon steel tanks for water storage* (AWWA D-100). En español: Asociación Americana de Obras Hidráulicas. *Norma para tanques de acero al carbono soldado para el almacenamiento de agua*. Esto se ha brindado para facilitar la búsqueda del documento.

Esta norma establece instrucciones para el diseño y fabricación de tanques superficiales de sección cilíndrica, así como requisitos generales con relación a cargas de diseño, esfuerzos admisibles y exámenes radiográficos. Con poca relevancia para proveer ecuaciones para el cálculo de los elementos que componen el tanque (Arzola, 2009). Las especificaciones de la norma AWWA D-100 tienen relación con la API 650. Aquí en Guatemala la norma AWWA es comúnmente utilizada por empresas del sector privado, como Grupo CYMCA.

Otra norma necesaria que no se especializa en tanques de almacenamiento, pero sí en los materiales que se emplean para su elaboración, es la American Society for Testing and Materials (ASTM), es decir Sociedad Americana para Pruebas y Materiales, la cual establece que:

El cemento debe cumplir con la ASTM C 150 (especificaciones para cemento Portland); los agregados con ASTM C 33 (especificaciones para agregado de concreto); el agua usada para mezclar concreto debe estar limpia y libre de cantidades nocivas de aceites, ácidos, álcalis, sales y materiales orgánicos. Las barras de acero deben cumplir con ASTM A 615 (especificación normalizada para barras de acero al carbono lisas y corrugadas para refuerzo de concreto) o con ASTM A 706 (especificación para acero de baja aleación deformado y barras lisas para refuerzo de concreto). Los aditivos deben cumplir

con ASTM C 494 (especificación para aditivos químicos para concreto). De igual manera estas especificaciones las estipula el ACI 350 (2006).

#### **1.4. Vulnerabilidad ante sismos**

La vulnerabilidad es la tendencia de sufrir daño a causa de un suceso nocivo. Ahora bien, la vulnerabilidad sísmica es la carencia de capacidad para resistir el evento natural o la deficiencia de funcionamiento óptimo luego de ocurrido el evento. También se describe como la probabilidad de falla para varias intensidades de movimiento de suelo.

En el contexto que se vive en el territorio nacional, la vulnerabilidad debe ser considerada en el diseño de todo tipo de estructuras, particularmente los tanques de almacenamiento de agua, porque, como lo expone Conred (2016): “Guatemala es clasificado como uno de los países a nivel mundial con alto potencial de amenazas naturales, y por su situación social y económica, genera condiciones de vulnerabilidad, lo que provoca que su infraestructura esté expuesta a diferentes riesgos” (s/p).

Dicho esto, las estructuras contenedoras están obligadas a presentar mínima vulnerabilidad, porque la falla de estas estructuras, o la interrupción o suspensión de funciones tras un evento natural, no solo implica el valor del tanque y su contenido, sino también los daños incalculables ocasionados al medio ambiente, pérdidas económicas o materiales (Flores, 2009).

La vulnerabilidad del tanque está relacionada implícitamente con el diseño estructural, porque cuando se realiza el diseño se pretende obtener una estructura capaz de resistir cualquier evento externo tomando acciones preventivas y criterios de ingeniería adecuados, viéndose reflejado en la

selección de materiales, configuración estructural, parámetros sísmicos, tipo de análisis y el cumplimiento de los requisitos mínimos establecidos por las instituciones normativas, dando como resultado una estructura segura.

En Guatemala el crecimiento poblacional es evidente, solicitando el servicio y operación de una mayor cantidad de tanques de almacenamiento de agua potable en todo el país, y algunas áreas presentan constante actividad sísmica, aumentando la vulnerabilidad. Por ello es obligatorio ser diseñados como estructuras sismorresistentes, tomando en cuenta la acción sísmica del lugar y la dinámica del líquido contenido, haciendo énfasis en que deben presentar un alto desempeño respecto a lo hermético.

A continuación se desarrollan los siguientes términos para entender mejor el por qué es necesaria la vulnerabilidad dentro del análisis de tanques.

- Sismos

Evento natural que consiste en el movimiento de la corteza terrestre donde se libera una cantidad considerable de energía, provocando perturbaciones en los estratos y el movimiento oscilante o vibratorio del suelo, originado por la interacción entre placas tectónicas, actividad volcánica o por alguna tarea realizada por el hombre. También se debe a cualquier proceso que pueda lograr grandes concentraciones de energía en las rocas cuyo tamaño dependerá, entre otros factores, de qué tan grande sea la zona de concentración de esfuerzos.

Los sismos se registran de acuerdo con su intensidad utilizando la escala de Mercalli y, de acuerdo con la cantidad de energía liberada por medio de la escala de Richter o la que es su sucesora, la escala de magnitud de momento. Las dos coinciden en valores para sismos de magnitud inferior a 6,9, pero mayor

a este valor se utiliza la de magnitud de momento, ya que esta no se satura cerca de valores altos.

Los sismos registrados en el territorio nacional durante las últimas dos décadas (1993 – 2021) presentan una magnitud media de 6,5 en la escala de Richter (Conred, 2022). En ciertas ocasiones no es la magnitud del sismo lo que ocasiona los daños sino más bien el tiempo de duración.

De igual forma, el sismo por sí solo no produce daños, ni damnificados a gran escala, sino más bien es el colapso o desplome de elementos estructurales que no son capaces de resistir las acciones sísmicas, los cuales producen daños a otros elementos alrededor o a la integridad física de los ocupantes. A través de los años, los sismos han sido la causa de calamidades a nivel mundial, de modo que diversas áreas de investigación han brindado valiosas contribuciones respecto al entendimiento de su origen hasta sus efectos, aunque aún no se cuenta con un método capaz de predecirlos con exactitud.

- Sismicidad

Sismicidad es la frecuencia con que ocurren los sismos en una determinada región tomando en consideración sus respectivas magnitudes, es decir, mide la actividad sísmica, refiriéndose a ella como baja, regular o alta.

Guatemala es un país con alta sismicidad, como consecuencia de la interacción de tres placas tectónicas: Norteamérica, Caribe y del Coco. La interacción entre la placa Norteamérica y Caribe se manifiesta superficialmente en las fallas geológicas de Chixoy, Polochic y Motagua, que están alineadas paralelamente en dirección Este-Oeste, mientras que la interacción entre la placa Caribe y del Coco se manifiesta superficialmente en las fallas geológicas de

Jalpatagua, Mixco, Santa Catarina Pinula y otros (Corzo, 2014). Entre estas dos placas se da la subducción, y la del Coco se sumerge bajo la del Caribe, que es la causante de los sismos de mayor magnitud en Guatemala.

A eso se le agrega los sismos generados por la actividad volcánica producida por el Anillo de Fuego del Pacífico o Cinturón de Fuego, donde se producen la mayor cantidad de erupciones porque en esa cadena se encuentran localizados alrededor del 75 % de los volcanes activos del mundo.

En síntesis, Guatemala presenta vulnerabilidad por la alta sismicidad a causa de la interacción de las placas tectónicas, las fallas geológicas, la zona de subducción y la cadena volcánica. Por lo tanto, el análisis de las estructuras contenedoras de líquido es sumamente importante.

En la figura 5 se muestran los sismos registrados en el periodo que comprende del cuatro al once de enero del año en curso, datos proporcionados por el Insivumeh. Y, en la figura 6, se ilustran las fallas geológicas que afectan al territorio guatemalteco.

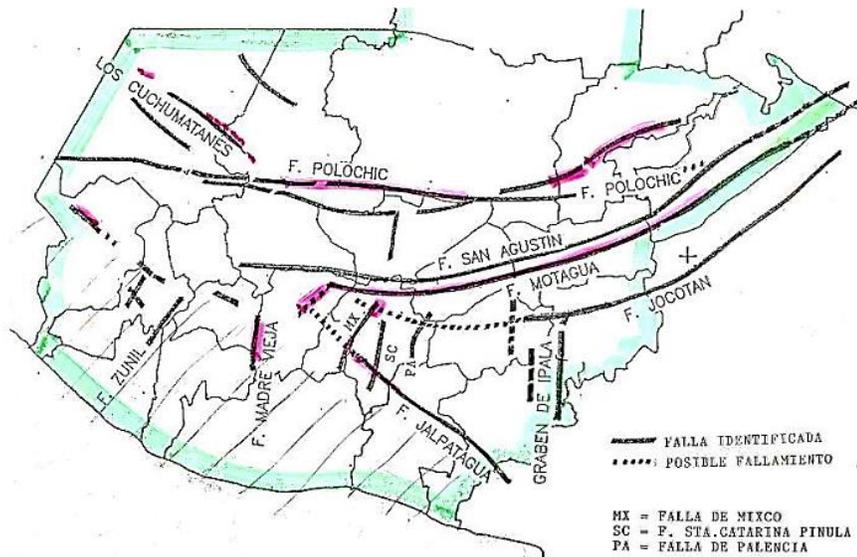
**Figura 5.**

*Mapa de sismos registrados en un periodo semanal*



*Nota.* Sismos registrados en la semana del 4 al 11 de enero del 2023. Obtenido de Insivumeh (2023). *Mapa sismos recientes* [Mapa]. ([https://insivumeh.gob.gt/?page\\_id=64335](https://insivumeh.gob.gt/?page_id=64335)). Consultado el 11 de enero de 2023. De dominio público.

**Figura 6.**  
*Fallas geológicas en Guatemala*



*Nota.* Localización de fallas geológicas presentes en Guatemala. Obtenido de Monzón (2018). *Sobre la historia sísmica de Guatemala* [Diapositiva de PowerPoint]. Docplayer. <https://docplayer.es/90538934-Sobre-la-historia-sismica-de-guatemala.html>

#### 1.4.1. Antecedentes históricos

El evento sísmico de Alaska en 1964 dio origen a la incorporación de los tanques de almacenamiento dentro de las estructuras sismorresistentes. A partir de esa fecha se dio relevancia al estudio de los efectos que el sismo producía sobre estos, documentando información para tomar acciones preventivas y desarrollar diseños con un rendimiento adecuado. A continuación se describen algunos de estos eventos a nivel nacional e internacional y los daños causados.

#### **1.4.1.1. Internacional**

En Estados Unidos, el sismo de Alaska en 1964 tuvo una magnitud de 8,4, causó daños en tanques ubicados dentro de un radio de 130 km del epicentro. 17 tanques sufrieron daños, algunos tanques presentaron el derrame de su contenido generando incendios. En 1971, San Fernando (Estados Unidos) fue afectado con un sismo de magnitud 6,7; causó daños en tanques ubicados dentro de un radio de 21 km del epicentro, presentando daños en la cubierta y en las tuberías debido a la carencia de flexibilidad (Flores, 2009).

En 1979, el sismo de Imperial Valley (Estados Unidos) de magnitud 6,5 ocasionó daños en 4 tanques en una terminal de combustible, uno de ellos exhibió fisura en la base provocando el derrame del contenido y 3 de ellos mostraron pandeo en las paredes. Lo relevante en este evento es que se contaba con instrumentos instalados para tomar información de los movimientos sísmicos.

El sismo de San Juan (Argentina) en 1977, de magnitud 7,4, produjo severos daños en varias obras civiles. Algunos tanques presentaron fallas en las paredes; otros, ruptura en la unión pared-base y 11 de ellos presentaron daños en la cubierta. En 1985, Valparaíso (Chile) fue afectado con un sismo de magnitud 7,8, ocasionó daños moderados y severos en edificios y obras civiles en una extensa región. Tanques atmosféricos de almacenamiento de crudo sufrieron grandes consecuencias, la gran mayoría presentando fallas en las paredes.

#### **1.4.1.2. Nacional**

En Guatemala han ocurrido catástrofes considerables periódicamente a causa de sismos de alta y moderada intensidad, de los que se pueden mencionar

están el de Uspatán (en 1985, con magnitud 5,5 escala Richter), Pochuta (en 1991, con magnitud 5,5), Río Dulce (en 1999, con magnitud 6,0) y Cuilapa (en 2011, con magnitud 5,0), sin olvidar los del año 1917 y 1976, que han sido de los más relevantes en la historia del país. A continuación se describe un poco de ellos.

- Sismo de 1917

Entre el mes de noviembre de 1917 y enero de 1918, en la ciudad de Guatemala, sucedieron varios sismos de gran magnitud, con una media de 7,5, dando inicio el 17 de noviembre, cuando se produjo la liberación de una gran cantidad de energía que tuvo como resultado el colapso de gran parte del área metropolitana y proximidades. Apenas pasado ese evento catastrófico, el 24 de enero volvió a suceder la misma situación.

- Sismo de 1976

El 4 de febrero de 1976, en la Cuenca del Motagua, Izabal, se dio el evento que más estragos ha causado en el siglo XX, un sismo de magnitud 7,5, iniciando a las 03:01:43 horas, con un periodo de ocurrencia de 39 segundos, siendo suficiente para convertir el país en ruinas, con más de un millón de personas afectadas y aproximadamente 23 000 fallecidos.

- Sismo de 2012

El 7 de noviembre de 2012 el sismo en el departamento de Retalhuleu tuvo una magnitud de 7,4, causó daños en 181 sistemas de agua potable y saneamiento localizados en ocho departamentos. A continuación se detallan las cantidades: 121 en San Marcos; 26 en Quetzaltenango; 22 en Sololá; 8 en

Suchitepéquez; 1 en Huehuetenango; 1 en Quiché; 1 en Retalhuleu y 1 en Totonicapán (Corzo, 2014). Este ha sido uno de los más intensos desde el sismo de 1976.



## **2. ANÁLISIS DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO**

El análisis estructural se realiza para examinar, conocer y comprender el comportamiento de la estructura cuando se encuentra bajo la influencia de acciones externas producidas por un evento natural o artificial, con el objetivo de emplear criterios ingenieriles en la selección y aplicación de la metodología más apropiada para suministrar la capacidad necesaria de soportar dichas acciones, evitando la manifestación de graves consecuencias.

El análisis de los tanques de almacenamiento es imprescindible porque los tanques deben ser capaces de soportar las diversas acciones externas a los que están sometidos y mantener la hermeticidad requerida para cumplir con sus operaciones y servicios. Cabe mencionar que los tanques son piezas hidráulicas fundamentales para el abastecimiento de productos de diferentes características, convirtiéndose en estructuras esenciales cuando abastecen de agua potable a la población objetivo.

Al efectuar el análisis estructural de forma concisa y detallada, se está garantizando una estructura de almacenamiento de alto rendimiento ante cualquier carga impuesta durante su periodo de vida útil. Estructuras con esta cualidad son principalmente solicitadas y utilizadas por diversas áreas de la industria o de sanidad a nivel nacional, debido que el líquido contenido posee gran valor económico o sustancial para ellas o para el consumidor. Asimismo, tienen la finalidad de evitar un posible derrame a causa del bajo desempeño de estas estructuras, provocando daños materiales, ambientales, económicos e incluso humanos.

Garantizar este tipo de estructuras juega un papel importante porque, si la presencia de fallas es alta, entonces se debe realizar una inversión para el restablecimiento de la misma, que en ocasiones es sumamente elevada y, dependiendo del estado, se llega al punto de tomar la decisión de demolerlas, por ser menor la inversión en una nueva estructura.

Dadas las circunstancias, es necesario llevar a cabo el análisis estructural en los tanques de almacenamiento, el cual se complica porque el comportamiento de los tanques difiere del de las estructuras convencionales, como los edificios, donde no solo se toma en cuenta el comportamiento de la estructura, sino también se debe incluir la naturaleza y comportamiento del líquido contenido, el cual ejerce fuerzas un tanto diferentes a lo que se está acostumbrado.

Otra diferencia que presentan los tanques en relación con las estructuras típicas, que de igual manera influye en el análisis, es la baja ductilidad atribuida, dado que deben mantenerse sellados evitando la manifestación de fisuras, que traen consigo fugas y filtración. Es decir, precisan conservar considerable rigidez ante cualquier evento y no ser tan dúctiles como las estructuras típicas. Así también, por ser de baja ductilidad, se obtendrá como resultado fuerzas internas de mayor magnitud.

El análisis de los tanques de almacenamiento se torna aún más complicado a causa de la constante actividad sísmica que ocurre en la República de Guatemala, originada por la interacción entre placas tectónicas, fallas geológicas o erupciones volcánicas, produciendo movimientos súbitos de suelo que afectan directamente a la estructura; movimientos que pueden ser horizontales, verticales o una combinación de estos, siendo el movimiento horizontal de mayor importancia para el análisis de los tanques contenedores,

por ser el que causa más daño a la estructura. Caso contrario sucede con el movimiento vertical, de modo que en ocasiones se desprecia.

Estos movimientos de suelo se transmiten por medio de la cimentación hacia el resto de la estructura, la cual se opone al movimiento debido a la inercia de sus elementos estructurales junto con la del líquido contenido. Durante la transmisión se producen fuerzas de acción-reacción que afectan la integridad de la estructura.

Para entender desde otra perspectiva cómo se producen dichas fuerzas, se mencionó que el movimiento se da de forma súbita, lo cual significa que el estado de reposo del suelo cambió repentinamente para obtener ese movimiento. El cambio casi instantáneo se debe a la aceleración engendrada por la liberación de energía cinética en el evento telúrico, aceleración que, al ser multiplicada por la masa de los elementos estructurales, resulta de fuerzas.

Para determinar la aceleración inducida por el sismo, se pueden emplear aparatos como el acelerómetro o elaborar el espectro de respuesta, con los que se obtiene su magnitud de manera directa e indirecta, respectivamente. Sin embargo, hay una cantidad mínima de acelerógrafos instalados en Guatemala, de modo que se toma el camino del espectro de respuesta. Más adelante en este documento se detalla el desarrollo del espectro.

Las fuerzas actuantes en los tanques de almacenamiento son sencillas de determinar cuando los elementos que los componen y el contenido son rígidos, entonces ahí sí se aplica inmediatamente lo de masa por aceleración. Caso contrario sucede cuando el contenido es líquido, porque ahora se debe incluir la naturaleza y comportamiento del mismo.

La naturaleza del líquido (para este caso agua) es incompresible, homogénea, con baja o nula viscosidad. Respecto a su comportamiento, con una mínima aplicación de fuerza externa exhibe flexibilidad o libertad de movimiento a causa de la baja o nula viscosidad, movimiento que es obstruido por las paredes en la periferia ocasionando colisión, obteniendo un desplazamiento en la dirección contraria, dando como resultado un movimiento oscilante, y, como sucede usualmente, los tanques no se encuentran completamente llenos, por lo que la colisión inicia un movimiento ondulatorio, un oleaje.

El movimiento del suelo transmite su acción a todos los elementos que componen la estructura, en donde los elementos se oponen por inercia, pero, si la acción es mayor a esta oposición, los elementos se desplazan en la misma dirección del movimiento del suelo. Ahora bien, tomando solo la pared, esta se encarga de empujar al líquido contenido, transfiriendo su fuerza de empuje, fuerza que será detenida por la pared del lado contrario, de magnitud diferente a la original por haber sido modificada debido al comportamiento y naturaleza del líquido. No es válido decir que es de la misma magnitud porque el líquido no presenta la misma característica de rigidez que la pared.

A las fuerzas que son originadas o provocadas por algún líquido en movimiento se les denomina fuerzas hidrodinámicas, fuerzas que se generan por la alteración del estado de reposo del líquido a causa de un evento natural o artificial, donde se impregna una aceleración horizontal a la masa del mismo. La manera en que se manifiestan las fuerzas hidrodinámicas en un tanque de almacenamiento es fluctuante, debido al movimiento oscilante en el sentido horizontal, aunque para determinar su máxima magnitud de fuerza la manifestación se considera estable.

Las fuerzas hidrodinámicas afectan principalmente a las paredes del tanque a causa de la colisión en el movimiento oscilante y afectan al fondo del contenedor debido al peso del líquido contenido. En otros términos, su componente horizontal o paralelo al eje de las abscisas afecta a las paredes y la vertical o paralela al eje de las ordenadas afecta al fondo.

Asimismo, las fuerzas hidrodinámicas son críticas para el correcto funcionamiento del tanque porque son fuerzas laterales que ocasionan la inestabilidad de la estructura en general. Por ejemplo, el deslizamiento del contenedor ocurre cuando las fuerzas hidrodinámicas superan la fricción entre el suelo y la estructura, y el volteo o levantamiento sucede cuando el momento producido por las fuerzas hidrodinámicas es mayor al peso del sistema estructura-fluido. Desde luego, la lista sigue con las fallas o consecuencias que trae consigo la dinámica de los tanques, que será detallada más adelante.

Cabe mencionar que cuando se realiza el diseño de los tanques de almacenamiento para los sistemas de agua potable en el territorio nacional, usualmente se utiliza la fuerza o presión hidrostática, de modo que se obtienen resultados no eficientes por haber omitido lo dinámico.

En el análisis es preciso establecer todos los posibles escenarios y cargas a las que estará sometida la estructura, es decir, permanentes, variables o accidentales (Santizo, 2016), con el propósito de obtener información que sea de beneficio para el correcto diseño y construcción de estructuras resistentes en cualquier escenario.

Por lo contrario, el no establecer o considerar los escenarios mencionados, hace que aumente la probabilidad de falla en el tanque, que significaría la interrupción o suspensión de operaciones, situaciones que se

deben evitar porque la continuidad de operaciones bajo estos escenarios no solo radica en el costo de reposición, sino también en los accidentes que puede provocar. Para disminuir la propensión, se necesita conocer los efectos y consecuencias que se tienen en la estructura dado un escenario.

Por lo tanto, considerando el panorama de alta sismicidad que se vive en Guatemala, el objetivo principal de este trabajo de pregrado es analizar la fuerza hidrodinámica ejercida por agua en tanques de almacenamiento, utilizando como metodología el modelo simplificado masa-resorte, para calcular la magnitud de las fuerzas y determinar las consecuencias que conllevan sus acciones. El análisis sísmico estructural será desarrollado de manera teórica y numérica para tener como resultado una estructura sismorresistente, bajo el cumplimiento de los parámetros establecidos por códigos y normativas.

En el desarrollo del documento se expondrá con mayor detalle: las investigaciones que se han llevado a cabo en el transcurso de los años acerca del análisis hidrodinámico, los diferentes métodos que se han desarrollado para su resolución y los códigos y normativas que emplean una variante del modelo simplificado para el análisis, ya que en el capítulo anterior se mencionaron los que proveen especificaciones para el diseño y construcción de tanques contenedores de líquido.

Para el análisis de la fuerza hidrodinámica y la aplicación de la metodología, se utiliza como estructura base un tanque contenedor de líquido superficial de concreto armado, con sección transversal circular y eje vertical. Sin embargo, este análisis es posible aplicarlo en tanques cuadrados o rectangulares, solo es de hacer unas modificaciones en las expresiones de la metodología. Para darle el enfoque sísmico al análisis se construirá el espectro de respuesta de la ubicación requerida del tanque.

## **2.1. Fuerza ejercida por el agua**

El agua ejerce fuerzas dependiendo de su estado de movimiento, ya sea en reposo o con cierta velocidad o aceleración. En el análisis y diseño de una estructura contenedora de líquido se está obligado a tomar en cuenta los dos posibles estados, por lo que a continuación se describen las fuerzas originadas por cada uno de ellos.

### **2.1.1. Fuerza hidrostática**

Debido a la presencia del líquido contenido en estado de reposo, se produce una fuerza estática que ejerce empuje en todo momento sobre la superficie de contacto en el tanque. Esta no depende de un agente externo para ejercer acción.

La fuerza hidrostática es directamente proporcional a la gravedad, al área, profundidad y densidad del líquido. Actúa de forma perpendicular y con la misma magnitud en todas direcciones. Su componente vertical afecta directamente a la base por el peso propio del líquido y su componente horizontal a las paredes por el empuje hacia los lados del mismo, con valores que varían linealmente de acuerdo con la profundidad, siendo nulos en la superficie libre y máximos en el fondo.

El cálculo de la fuerza hidrostática se lleva a cabo en casi todos los tanques contenedores empleados en los sistemas de abastecimiento, porque se necesita conocer la fuerza estática que el líquido ejerce durante su almacenamiento, previo a ser distribuido, además para determinar la capacidad necesaria en la tubería de conducción. Es necesario recalcar que para ambos casos se utiliza generalmente la presión hidrostática.

### **2.1.2. Fuerza hidrodinámica**

Las fuerzas hidrodinámicas son generadas por el líquido en movimiento, se originan por la alteración del estado de reposo del líquido a causa de un agente externo natural o artificial, donde se impregna una aceleración horizontal a la masa del líquido provocando su movimiento.

El agente externo que comúnmente influye en las fuerzas hidrodinámicas es el sismo, porque en su tiempo de ocurrencia libera gran cantidad de energía cinética, haciendo que el suelo sobre el que se asienta el tanque cambie su estado de reposo, presentando movimiento con cierta aceleración; aceleración horizontal que se transmite a la estructura y de igual modo al líquido contenido, y el producto de la masa del líquido por la aceleración inducida da como resultado fuerzas hidrodinámicas.

En el escenario de que el tanque se encuentra sellado y completamente lleno de líquido, al ser inducido por el movimiento del suelo, la masa del fluido contenido reacciona de manera rígida por estar totalmente confinada. Este escenario hace que el cálculo de la fuerza hidrodinámica sea menos complejo, lo mismo sucede con el tanque vacío, por la ausencia del líquido.

Como es habitual, el tanque no se encuentra completamente lleno, hay un espacio libre entre la superficie del líquido y la parte superior del contenedor. Al instante de ser inducido por algún movimiento se da una reacción completamente diferente al escenario anterior, ahora el líquido responde de manera flexible con un movimiento oscilante y ondulatorio, siendo reflejado en el oleaje que se produce en la superficie libre, de modo que para este escenario se necesita un método diferente para el cálculo.

El cálculo de las fuerzas hidrodinámicas se torna complicado porque se debe considerar el comportamiento del líquido contenido. A través de los años, se han realizado investigaciones acerca de este comportamiento, llegando a una conclusión en particular de que la masa total del líquido responde de dos formas ante el movimiento impuesto por un agente externo. Una porción de la masa responde de manera prácticamente rígida y la otra porción de manera flexible u oscilante (Housner, 1963). A causa de las diferentes reacciones, cada una ejerce su propia fuerza hidrodinámica, siendo la fuerza que ejerce la masa rígida un tanto mayor a la de la masa oscilante.

La modalidad en que actúan las fuerzas hidrodinámicas en el tanque de almacenamiento es fluctuante, debido al comportamiento oscilante de las masas, es decir, que no son estables. La duración de contacto de la masa rígida con las paredes es de 10 a 15 segundos para sismos de magnitud 6,5 a 7,5, según el ACI 350.3 (2006). Asimismo, la duración de contacto de la masa flexible con las paredes es de 20 a 40 segundos para sismos de igual magnitud. Estas duraciones pueden variar dependiendo del diámetro del tanque.

Es necesario mencionar que las fuerzas hidrodinámicas son importantes para el cálculo de la respuesta sísmica del tanque de almacenamiento, porque son fuerzas laterales que provocan oscilación en la estructura en general, produciendo vibraciones que, si coinciden con la frecuencia de excitación del suelo, producen resonancia.

Las fuerzas hidrodinámicas son las causantes de la mayor parte de fallas en las estructuras contenedoras por ser laterales, fluctuantes y que con una mínima alteración de movimiento del líquido estas se presentan. Afectan principalmente a la pared del tanque ocasionando el pandeo, cortante en la parte inferior donde se encuentra la unión pared-base, el deslizamiento del contenedor

y, si es demasiado el empuje, hay levantamiento o volteo. Al darse esta última falla es posible que se provoque el asentamiento por parte del suelo donde se edifica el tanque.

Asimismo, el efecto ondulatorio puede ser bastante perjudicial porque al mostrar alturas de oleaje elevadas es posible que ocurra el derrame del líquido si este sobrepasa la altura de la pared y no hay cubierta. Posteriormente se desarrollará con mayor detalle la descripción de estas y otras fallas.

En el sistema estructura-fluido es fundamental determinar las fuerzas hidrodinámicas tras un evento como el sismo, además es preciso determinar las fuerzas inerciales generadas por los elementos estructurales que componen al tanque. Estas se obtienen de una manera sencilla por presentar uniformidad en su estructura, además de que responden rígidamente.

En el diseño y construcción de tanques de almacenamiento es valioso el análisis de las fuerzas hidrodinámicas para conocer y comprender el comportamiento del sistema estructura-fluido ante las acciones originadas por algún evento natural como el sismo, con la finalidad de obtener estructuras capaces de soportar dicho evento, conservando la impermeabilidad requerida para el correcto funcionamiento durante su periodo de vida útil.

Para el cálculo de las fuerzas hidrodinámicas en este documento, se emplea la metodología del modelo simplificado masa-resorte, la cual consiste en modelar la masa total del líquido en dos porciones y con base en ellas determinar las fuerzas hidrodinámicas, las oscilaciones y periodos de vibración. Para dar el enfoque sísmico requerido en este contexto, se construye el espectro de respuesta para determinar la aceleración espectral.

## **2.2. Investigaciones sobre análisis de tanques**

El avance de las investigaciones científicas sobre el comportamiento dinámico de los tanques contenedores de líquido refleja el interés por la correcta operación y servicio de estas estructuras. Su tendencia a vibrar y la manifestación de fisuras debido a la oscilación transmitida por el movimiento del suelo causó inquietud en varios investigadores e instituciones, razón por la que han llevado a cabo investigaciones teóricas y experimentales con el objetivo de hacer más eficiente su diseño (Haroun, 1980). A continuación se mencionan algunas de las investigaciones desarrolladas tanto en los tanques como en la estructura y en el líquido contenido.

- Investigaciones de tanques de almacenamiento

En 2017, Huisa realizó una investigación de carácter teórico explicativa con el motivo de contribuir en la respuesta sísmica de los tanques. En 2002, Rai estudió el comportamiento de tanques elevados durante el terremoto de Bhuj, India, formando una correlación con las deficiencias en la práctica constructiva. Razzaghi efectuó estudios paramétricos para desarrollar curvas de fragilidad analíticas para tanques contenedores de crudo tras un evento sísmico. En 2004, Jacobson profundizó en el estudio de fragilidad para tanques de almacenamiento de agua potable.

Experimentos realizados en tanques de concreto armado sin cubierta indican la exposición de un comportamiento amortiguado por parte del líquido, causando la disipación de una cierta cantidad de energía en cada oscilación. En la mayoría de literatura se recomienda utilizar valores de amortiguamiento para la porción de masa rígida de 5 % y para la porción de masa flexible de 0,5 % (Livaoglu y Dogangun, 2006).

La Universidad de California, en Estados Unidos, ha utilizado modelos de tanques de aluminio a escala 1/3 para determinar la respuesta sísmica y con base en ello establecer criterios y fundamentos para el análisis de tanques sismorresistentes.

- Investigaciones de la dinámica del contenido

A través de los años, investigadores han adoptado ciertas hipótesis y han tratado de simplificar el análisis del contenido líquido en tanques, por medio de métodos cada vez más precisos. Es necesario mencionar los aportes realizados por algunos de estos investigadores.

En 1933, Westergarrd analizó las presiones de una presa cuando está sometida a aceleraciones horizontales. En 1949, Jacobsen estudió los efectos dinámicos de los líquidos cuando están siendo transportados en los contenedores de aeronaves. En 1952, Graham y Rodríguez propusieron que la fuerza que ejerce la masa total del líquido es posible modelarla en dos partes, una rígida y otra flexible u oscilante.

En 1963, Housner se adentró en el estudio del comportamiento dinámico de los tanques contenedores de agua desde el punto de vista de la ingeniería civil, tomando el planteamiento de Graham y Rodríguez, desarrolló un modelo simplificado de masa-resorte suponiendo que el sistema es de un solo grado de libertad. Posteriormente, en 1976, Veletsos y Yan aplicaron este enfoque tomando en cuenta la flexibilidad de las paredes del tanque, porque difiere si es de concreto, acero o polímero. En 1981, Haroun y Housner agregaron una masa flexible al análisis anterior, es decir, se utilizan dos masas flexibles y una rígida. En 1969, Edwards introdujo el uso de la computadora digital para el análisis dinámico, empleando el método de elementos finitos.

A nivel nacional es posible mencionar el trabajo de Corzo (2014), quien describió de una manera breve la fuerza hidrodinámica en los tanques de almacenamiento, proveyendo poca información al respecto por no ser objeto de su estudio, más bien enfatizando las consideraciones de mitigación y diseño. Asimismo, está el trabajo de Santizo (2016), quien toma en cuenta la masa rígida y la masa flexible para el cálculo del momento y cortante, mediante el método PCA-C y PCA-R de la Portland Cement Association.

El análisis de las fuerzas hidrodinámicas influye en varios campos de la industria y de sanidad, por ello en los últimos 60 años ha sido una preocupación para la ingeniería, incluyendo la civil, automotriz, aeroespacial, marina y militar (Flores, 2009).

### **2.2.1. Fallas frecuentes**

Con el análisis estructural de los tanques de almacenamiento y el análisis hidrodinámico del contenido líquido, se tiene como finalidad evitar la presencia de fallas durante el periodo de diseño. Lo ideal es que los tanques operen sin interrupciones, pero, como bien se sabe, se vuelven más propensos cuando ocurre un sismo. Es necesario mencionar que algunos investigadores han logrado describir las fallas con base en la observación directa de los tanques, las más comunes que se han registrado se detallan a continuación.

#### **2.2.1.1. Pandeo en la pared**

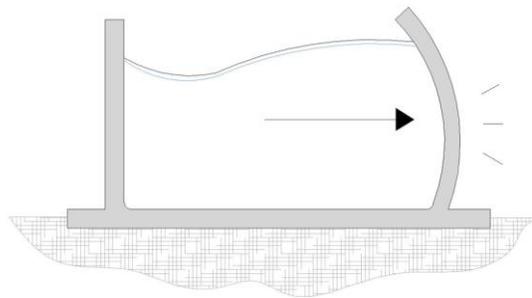
Las paredes sufren una mayor consecuencia a los efectos del sismo porque deben ser capaces de soportar las cargas horizontales originadas por movimientos sísmicos, empujes ejercidos por el líquido contenido, carga de su propio peso, la combinación de cargas provenientes de la parte superior,

esfuerzos en las conexiones con otros elementos, cortantes, momentos, presiones hidrostáticas y dinámicas.

Al ser propensas ante las acciones mencionadas, las paredes presentan la falla por flexión o pandeo, donde ocurre una deformación gradual que forma un leve arco a lo alto del elemento, como se aprecia en la figura 7. Si la flexión alcanza el límite permisible, da inicio la manifestación de fisuras y si es muy pronunciada logra incurrir en el colapso del elemento. Las paredes esbeltas son más propensas a esta falla. Para evitar este tipo de acontecimientos, el refuerzo debe dimensionarse para resistir el esfuerzo de tracción por flexión; además, se debe verificar que el pandeo sea reversible y no crítico.

### **Figura 7.**

*Pandeo en la pared*



*Nota.* Ilustración de falla en pared por flexión. Adaptado de PCA (1993). *Circular concrete tanks without prestressing* [Tanques circulares de concreto no preesforzado]. (p. 16). PCA.

Debido al constante golpe de la masa líquida, la pared se va a flexionar o pandear periódicamente, aumentando la posibilidad del agrietamiento, el cual es inaceptable en las paredes u otro elemento estructural, ya que trae consigo fugas y filtración, lo cual resultaría en pérdida o contaminación del líquido, desmoronamiento del material, decoloración en el concreto, desprendimiento del

recubrimiento y corrosión en las barras de acero. Para contrarrestar las fisuras se recomienda una relación agua-cemento baja y utilizar aditivos inclusores de aire.

El pandeo es la falla más notoria en la pared, pero existen otras fallas que deben ser tomadas en consideración para la estabilidad del elemento. La tensión anular es una de ellas, sobre todo en los tanques circulares, que afectan en sentido horizontal a la pared. Las conexiones con otros elementos, como la cubierta y la losa base o el cimiento, porque los esfuerzos se transmiten entre ellas. El gradiente de temperatura, ocasionado por la diferencia de temperaturas entre la parte exterior de la pared con la del interior, los tanques superficiales son más vulnerables a este problema.

#### **2.2.1.2. Falla tipo pata de elefante**

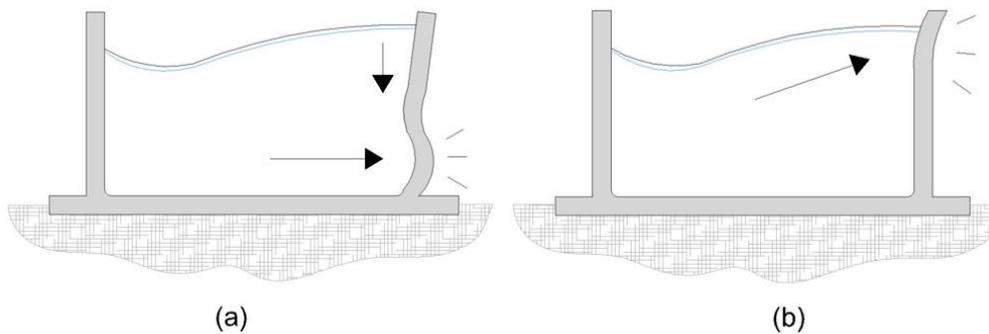
En la parte inferior de la pared se manifiesta este tipo de falla, que se origina por un asentamiento perimetral del suelo o el levantamiento del contenedor, provocando que gran parte del líquido tienda hacia uno de los lados, produciendo una combinación de empujes internos a causa de la presión hidrodinámica y esfuerzos de compresión axial debido a la sobrecarga de la masa líquida, dando como resultado una protuberancia asimétrica hacia el exterior, denominada falla por pandeo elastoplástico o pata de elefante, de manera informal.

Esta falla ocurre generalmente en los tanques anchos y se aprecia con mayor claridad en los tanques de acero, aunque es posible hacer una analogía a los de concreto al notar agrietamiento en la parte baja de la pared, como se muestra en la figura 8.a. Soluciones para evitar este problema se encuentran en

el anclaje de base a cimentación, reforzar la parte inferior de la pared y diseñar tanques de limitada anchura.

### Figura 8.

*Falla tipo pata de elefante y tipo diamante*



*Nota.* Protuberancia en la parte inferior de la pared y flexión en la parte superior. Adaptado de Malhotra (2000). Simple procedure for seismic analysis of liquid-storage tanks [Procedimiento simple para análisis sísmico de tanques de almacenamiento de líquido]. *Journal of Structural Engineering*. 10(3). p. 197. <https://doi.org/10.2749/101686600780481509>

#### 2.2.1.3. Falla tipo diamante

La falla se manifiesta en la parte superior de la pared. Se origina por un movimiento de oscilación considerable de la masa flexible, provocando oleajes de gran amplitud que colisionan y sobrecargan la parte alta de la pared flexionándola hasta el punto de ocasionar su agrietamiento, como se detalla en la figura 8.b. A esta falla se le denomina falla por pandeo elástico, pero por la forma geométrica de diamante que exhibe el agrietamiento se le conoce como falla tipo diamante.

Esta falla ocurre generalmente en los tanques esbeltos y se aprecia con mayor claridad en los tanques de acero, aunque es posible hacer una analogía a los de concreto al notar agrietamiento en la parte superior de la pared. Entre las soluciones para evitar este problema se mencionan el reforzamiento en la parte alta de la pared, diseñar tanques menos esbeltos y la instalación de rigidizadores anulares en el interior del contenedor.

#### **2.2.1.4. Falla en la cubierta**

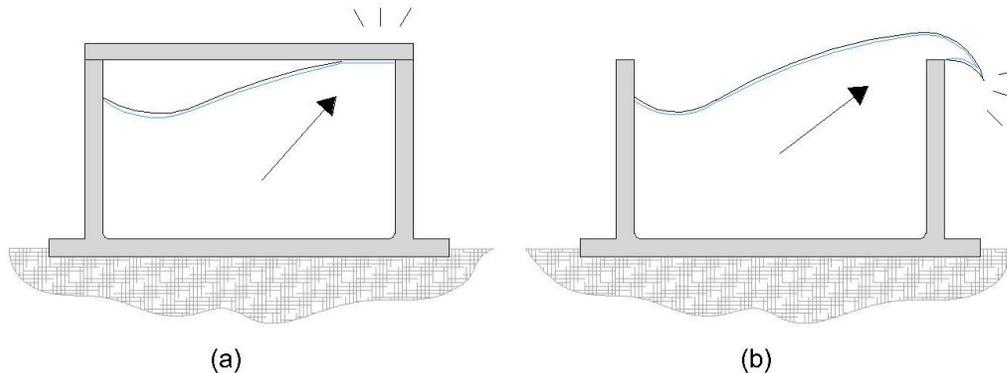
El líquido contenido puede presentar movimiento de oscilación considerable dependiendo de la intensidad del sismo, provocando oleajes de gran amplitud que colisionan contra la cubierta del tanque, impartiendo fuerzas verticales que logran causar falla en la misma, como se observa en la figura 9.a. El daño por el golpe del líquido comúnmente se exhibe en la periferia de la cubierta por medio de abultamientos desiguales si es de acero u otro material, pero, si es de concreto, entonces por el agrietamiento.

Ahora bien, si el tanque de almacenamiento no cuenta con una cubierta, los desplazamientos verticales del oleaje pueden sobrepasar la superficie libre hasta alcanzar el borde y producir el derrame del líquido, como se nota en la figura 9.b.

Para mitigar el daño en la cubierta, se debe proporcionar una altura de resguardo entre la superficie del líquido en reposo y el techo, que sea mayor a la amplitud del oleaje calculada. Y, si el tanque no cuenta con cubierta, entonces se debe proporcionar el resguardo hasta el borde de la pared, para evitar el derrame del líquido.

## Figura 9.

### Falla en la cubierta



*Nota.* Elevado oleaje afecta a la cubierta y, si no hay cubierta, entonces incurre en el derrame del contenido. Adaptado de Malhotra (2006). *Seismic design of liquid-storage tanks* [Diseño sísmico de tanques de almacenamiento de líquido] [Diapositiva de PowerPoint]. FDocuments. <https://fdocuments.in/document/seismic-liquid-tanks.html?page=1>

Los tanques anchos son más propensos a esta falla porque la masa contenida tiene un mayor desplazamiento horizontal generando un oleaje de mayor amplitud y, consecuentemente, un mayor golpe en la periferia de la cubierta. Entre las consideraciones por tomar para evitar la falla en el techo o el derrame del líquido se mencionan el diseño de tanques de limitada anchura, la altura de resguardo, diseñar la cubierta para soportar los posibles empujes verticales, proveer de una conexión pared-cubierta débil, de modo que, si el tanque se llena en exceso, la conexión falle antes, o instalar un vertedero de desbordamiento.

#### 2.2.1.5. Falla por cortante

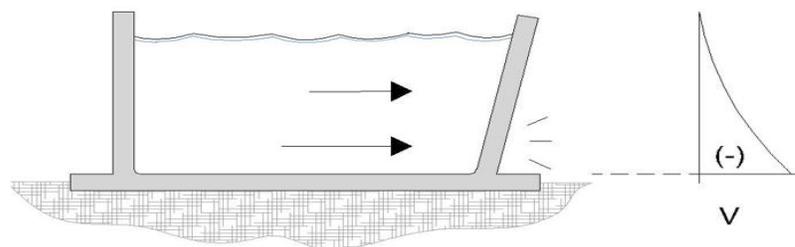
La falla ocurre cuando la magnitud de la fuerza que actúa de manera perpendicular a la superficie del elemento estructural es mayor a la magnitud de

la fuerza que este puede soportar, causando rotura o corte en su área transversal. La falla por cortante se manifiesta si el elemento está restringido al desplazamiento, es decir, si uno o más de sus extremos se encuentran fijos, debido a que, al aplicarle la fuerza de acción, el elemento no tiene otra alternativa más que resistir la fuerza por completo, y al instante de no contar con la suficiente resistencia, cede por medio de rotura.

Los elementos que presentan mayor propensión a esta falla son la pared y la losa base, la primera por soportar las fuerzas hidrodinámicas e inerciales y la segunda por el peso propio del líquido. En la pared, el cortante se desarrolla a lo alto con un valor máximo en la unión pared-base, como se expone en la figura 10. Si las fisuras formadas durante esta falla son de ancho considerable, fácilmente ocasiona el ingreso del líquido, logrando contacto con el refuerzo, siendo esto último crítico.

**Figura 10.**

*Falla por cortante*



*Nota.* Empuje del contenido causa corte en la unión pared-base. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

En el caso de no estar restringido al desplazamiento, existe la posibilidad de que el cortante originado por las fuerzas hidrodinámicas provoque el

deslizamiento del tanque. En otras palabras, la falla por cortante se convierte en una falla por deslizamiento, la cual se describe a continuación.

#### **2.2.1.6. Deslizamiento del contenedor**

El líquido contenido con movimiento oscilante genera un empuje lateral sobre la superficie interna de la pared, de tal magnitud que consigue vencer la fricción entre la base del tanque y el suelo que lo soporta, causando el deslizamiento o desplazamiento de la estructura, si esta no se encuentra restringida al desplazamiento horizontal. Se ha supuesto que la pared posee bastante rigidez para soportar dicho empuje sin fallar por cortante.

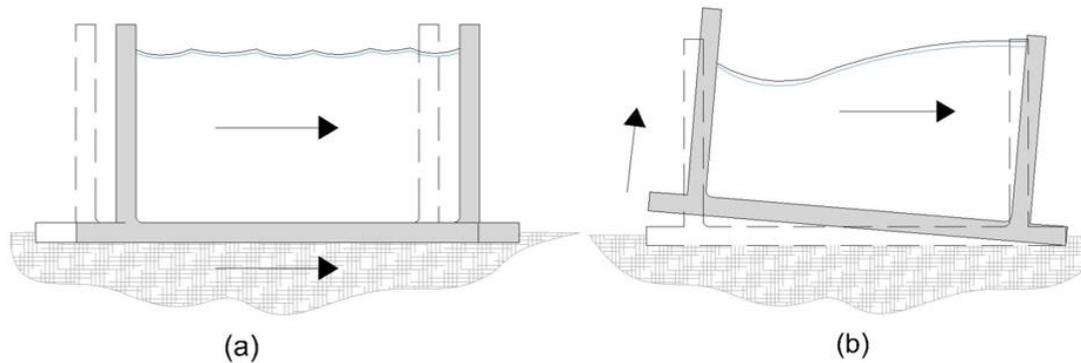
La falla por deslizamiento implica daño en la conexión de los accesorios y por supuesto el cambio de posición del tanque. Por lo regular sucede en tanques superficiales a causa de que no tienen restricción a los lados, como se nota en la figura 11.a. Para prevenir este tipo de falla se recomienda reforzar el sistema de cimentación con anclajes, incrementar el peso de la losa base o la estructura en general y llevar a cabo las revisiones pertinentes.

#### **2.2.1.7. Volteo del contenedor**

En cada oscilación del líquido contenido, gran cantidad de su masa se acumula en un lado del tanque por lapsos prolongados, llegando a producir un levantamiento; asimismo, si el peso de esta masa supera el peso propio de la estructura y, a su vez, el suelo de cimentación presenta flexibilidad dando como resultado una cuña, se tiene la posibilidad de incurrir en el giro o volteo del tanque, como se ilustra en la figura 11.b. De una forma análoga es como tropezar con algo.

## Figura 11.

### Deslizamiento y volteo del contenedor



*Nota.* Posible deslizamiento del contenedor debido al empuje del contenido, incluso el levantamiento. Adaptado de Malhotra (1997). Seismic response of soil-supported unanchored liquid-storage tanks [Respuesta sísmica de tanques de almacenamiento de líquido no anclados apoyados en el suelo]. *Journal of Structural Engineering*. 123(4). p. 441. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123:4\(440\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:4(440))

El levantamiento o volteo puede causar deformaciones plásticas en el tanque como la falla por flexión en las paredes por los grandes esfuerzos de compresión axial en un lado del contenedor y en el otro está sujeta a esfuerzos de tracción, cortante en la unión pared-base por las tensiones, flexión de la losa base del contenedor, desconexiones de accesorios, derramamiento masivo del líquido contenido, falla en el suelo soporte por las penetraciones excesivas en la base o asentamiento diferencial en la periferia (Malhotra, 1997).

Para prevenir este escenario se toma la decisión de incrementar el peso de la estructura, aumentando las dimensiones de los elementos que la componen, utilizar anclajes a la cimentación, tomar en consideración el peso del líquido, emplear diseños de tanques anchos, proporcionar la capacidad necesaria de soporte del suelo y/o efectuar las revisiones convenientes.

Independientemente del material o ubicación, el tanque es vulnerable a esta falla, la cual se da por lo regular en tanques superficiales y requiere de especial atención en los tanques elevados debido a la altura considerable que se encuentra la masa del líquido respecto al terreno.

#### **2.2.1.8. Falla en la cimentación**

De modo general, se presenta cuando el suelo pierde la capacidad de soportar las cargas y presiones transmitidas desde el tanque de almacenamiento, cediendo de manera constante durante el tiempo de servicio de la superestructura. En la cimentación se presentan diversas fallas tales como: asentamiento, licuefacción, inestabilidad, deslizamiento y capacidad de carga inadecuada.

El asentamiento del suelo portante se genera en la periferia cuando ocurre un sismo, porque el movimiento oscilante acumula gran cantidad de la masa del líquido en un lado del tanque en cada oscilación. La licuefacción se presenta cuando hay derrames, fugas o concentraciones de líquido alrededor o por debajo de la cimentación, ocasionando que el material en estado sólido se transforme a uno en estado líquido. El deslizamiento es el resultado del desprendimiento de suelo por efecto sísmico, y la capacidad de carga es la presión de carga permisible sobre el suelo donde se asienta el tanque.

Las principales causas de la falla en la cimentación son el movimiento del suelo inducido por la sismicidad, la excentricidad de carga sobre su superficie, empujes fluctuantes por las fuerzas hidrodinámicas, momentos de volteo, nivel freático, erosión o permeabilidad del suelo, estratos no homogéneos o con presencia de arena, granos finos inestables, material orgánico, entre otros.

La cimentación debe ser capaz de resistir las acciones que agentes externos como el sismo o el viento producen en la estructura superior. Es importante cumplir con los lineamientos de los códigos y normativas, llevar a cabo un estudio geotécnico en la ubicación requerida del tanque, y realizar un análisis estructural incluyendo las diferentes cargas actuantes. Con base en ello se deben tomar criterios del tipo de cimentación, pilotes, dimensiones, empleo de anclajes, geomallas, entre otros.

#### **2.2.1.9. Daños en los accesorios**

Los accesorios no son parte directa de la estructura, pero es necesario incluirlos porque se encuentran en cualquiera de ellos. La falla que presentan regularmente es la rotura de la conexión con el tanque por la baja capacidad de adaptarse a las deformaciones que el movimiento del suelo produce.

Bombas, motores u otra maquinaria cerca de los tanques pueden desplazarse debido al movimiento del suelo, desacoplándose y provocando el derrame del líquido, de igual manera con las tuberías por desconectarse entre ellas o del tanque. Accesorios como la escalera de acceso, barandales, válvulas y otros, son propensos a fallar tras ocurrir un evento externo que influye indirectamente en el funcionamiento del tanque.

#### **2.2.2. Métodos desarrollados para el análisis hidrodinámico**

A través de los años se han desarrollado métodos para la determinación de la fuerza hidrodinámica, por ejemplo: el método simplificado de una o varias masas rígidas, modelo simplificado masa-resorte, método estático equivalente, modelo numérico, sistemas varios grados de libertad, ecuaciones de Navier-Stokes, entre otros, siendo algunos de fácil aplicación y otros de considerable

complejidad matemática. En la actualidad existen programas software que facilitan el cálculo de la fuerza hidrodinámica. En esta sección se describe y amplía un poco ciertos métodos para el análisis dinámico del líquido contenido.

- Método de la ASCE

Es un método de análisis sísmico de tanques propuesto por M. A. Haroun, en 1981, para la American Society of Civil Engineers (ASCE), que emplea como modelo base para su metodología el propuesto por Housner. Es necesario mencionar para una mejor comprensión que el modelo de Housner consiste en utilizar dos masas para representar el comportamiento del líquido contenido. Con base en ello, Haroun modifica el modelo y considera tres masas para determinar la respuesta sísmica de la estructura.

- Método de elementos finitos

Este método consiste en la discretización de un conjunto de pequeños elementos interconectados por una serie de puntos llamados nodos, para interpretar el comportamiento físico del problema (líquido) en una serie de subdominios que se intersecan entre sí denominados elementos finitos. Mediante el empleo de ecuaciones diferenciales o programas software es posible resolver cada una de las intersecciones del problema, brindando una representación gráfica por medio de una triangulación.

- Ecuaciones de Navier-Stokes

Las ecuaciones modelan el comportamiento de cualquier fluido mediante la conservación de tres cantidades, a saber: masa, cantidad de movimiento y energía. Cuando son aplicadas a un líquido incompresible, no viscoso y

homogéneo, como el agua, los resultados obtenidos pueden escribirse en coordenadas cartesianas (Guillén, 2017). Estas ecuaciones son principalmente usadas en el estudio del comportamiento del oleaje en un tanque.

Con esta variedad de métodos disponibles para su utilización se han llevado a cabo estudios comparativos entre el modelo simplificado versus las ecuaciones de Navier-Stokes o el modelo simplificado versus el modelo numérico, donde el modelo simplificado arroja resultados más aproximados a la realidad.

### **2.3. Método de modelo simplificado**

Para contribuir con el estudio de sismos, el ingeniero civil George W. Housner indagó en el análisis de los fluidos en contenedores tomando el enfoque de Graham y Rodríguez (1952), quienes también eran investigadores del tema. Tras un exhaustivo análisis, Housner consideró el efecto horizontal del movimiento del suelo cuando ocurre un sismo, y utilizando la ecuación de Laplace por series infinitas logró definir un modelo simplificado, considerando una parte de la masa como rígida y la otra como oscilatoria.

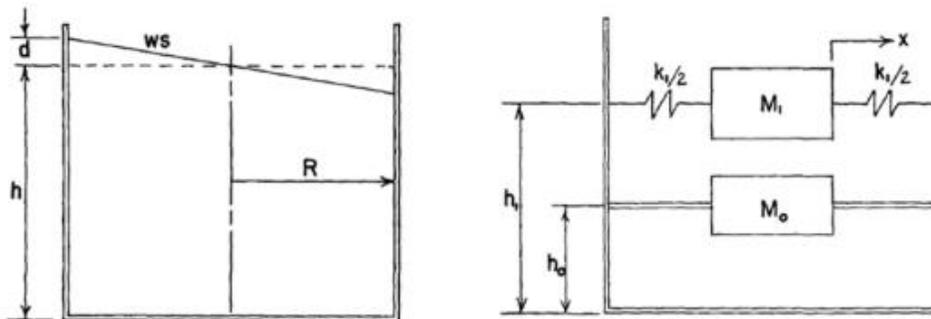
Housner modeló el agua en el contenedor del tanque como dos masas: una impulsiva y otra convectiva. En la parte inferior se encuentra la masa impulsiva que genera fuerzas de impulsión y acelera junto con la pared induciendo presiones hidrodinámicas sobre esta y la base, la cual va conectada con la pared del tanque de forma rígida. En la parte superior la masa convectiva que genera fuerzas de convección, induciendo presiones convectivas sobre la pared y fondo, la cual va conectada con la pared del tanque por medio de resortes, idealizando el efecto oscilante que esta produce (Housner, 1963).

Esto quiere decir que la pared donde se modela la conexión tiene que resistir ese empuje aplicado directamente hacia ella. Para su análisis se modela en 2D, de forma visual se pensaría que solo una sección de la pared es la afectada, pero en realidad esto aplica a todas, en 3D, si es cilíndrico, pues no se sabe con certeza en qué dirección será el movimiento del suelo.

En la figura 12 se presenta un tanque de radio  $R$  y altura de líquido  $h$ . Se puede observar la masa impulsiva  $m_0$ , ubicada a una altura  $h_0$  medida desde la base del tanque; la masa convectiva  $m_1$ , ubicada a una altura  $h_1$ , conectada por medio de resortes de rigidez  $k_1$ , la cual presentará un desplazamiento horizontal  $x$ ; y el desplazamiento vertical “ $d$ ” debido al oleaje. El modelo también es aplicable en tanques cuadrados o rectangulares.

**Figura 12.**

*Modelo simplificado masa-resorte*



*Nota.* Movimiento del líquido representado por medio de masa-resorte. Obtenido de Housner (1963). *The dynamic behavior of water tanks* [El comportamiento dinámico de los tanques de agua]. *Bulletin of the Siesmological Society of America*. 53(2). p. 382. <https://doi.org/10.1785/BSSA0530020381>

Para darle un enfoque sísmico, se necesita determinar la aceleración espectral del lugar donde se requiere el tanque de almacenamiento, por lo tanto,

se procede a obtener los parámetros de zonificación, tipo de suelo, factor de amplificación sísmica, factor de importancia y el factor de modificación de respuesta de la norma ACI 350.3 (2006).

Obtenidas las fuerzas hidrodinámicas se procede al cálculo del cortante en la base, el cual es importante para verificar si las dimensiones de los elementos cumplen. Agregando las masas del contenedor (paredes y cubierta), y aplicando las fuerzas hidrodinámicas de impulsión y convección en sus respectivas alturas, se procede al cálculo del momento de volteo, si el tanque es elevado este dato es de suma importancia.

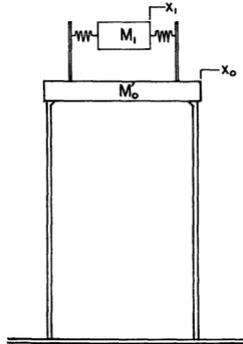
Con los datos de la masa convectiva y la constante de rigidez del resorte se obtiene el periodo de oscilación de dicha masa, el cual es importante para ser comparado con el periodo de oscilación sísmica, y según el ACI 350.3 (2001) por ser periodos largos debe ser mayor a 2,40 s. Asimismo, también se necesita el cálculo del desplazamiento vertical debido al oleaje, para tomar en cuenta el espacio de resguardo evitando el daño de la cubierta, normalmente en la periferia.

Para el análisis de un tanque elevado se utiliza el sistema de péndulo invertido, donde se sigue utilizando el modelo de dos masas. La masa convectiva es conectada por medio de resortes y a la masa impulsiva se le agrega la tercera parte de la masa de la estructura que soporta al tanque y la masa del contenedor en sí, la cual se denota como  $M'_0$ .

En la sección 2.5. de este documento se ampliará la metodología del modelo simplificado, explicando con mejor detalle cada una de las variables que lo componen o son necesarias en el análisis hidrodinámico.

### Figura 13.

*Modelo masa-resorte de un tanque elevado*



*Nota.* Representación del modelo simplificado para un tanque elevado. Obtenido de Housner (1963). *The dynamic behavior of water tanks* [El comportamiento dinámico de los tanques de agua]. *Bulletin of the Siesmological Society of America*. 53(2). p. 385. <https://doi.org/10.1785/BSSA0530020381>

## 2.4. Códigos y normativas que emplean este método

El análisis hidrodinámico de los fluidos en tanques de almacenamiento es abordado con responsabilidad por varias normas y códigos a nivel internacional. Para dicho análisis solo algunas optan por utilizar el modelo simplificado de masa-resorte, siendo el ACI 350.3, Eurocode 8 y API 650.

- ACI 350.3

La norma 350.3 (2006) del ACI, *Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquidos*, utiliza como base la teoría del modelo simplificado para el desarrollo de sus normas y recomendaciones en el análisis y diseño sísmico de estructuras contenedoras de líquido, presentando algunas diferencias con la teoría utilizada.

- Eurocode 8

El Eurocódigo 8, *Diseño de estructuras sismorresistentes. Parte 4: silos, tanques y tuberías*, provee información necesaria para el análisis de tanques de almacenamiento cilíndricos verticales y horizontales, valiéndose del modelo simplificado para el desarrollo de su código. Lo que destaca es la utilización de la masa impulsiva y la convectiva para los cálculos.

- API 650

El Instituto Americano de Petróleo, en su publicación *Tanques de acero soldado para almacenamiento de petróleo*, incluye requerimientos para asegurar la estabilidad del tanque por medio de una variante de la metodología del modelo simplificado, donde utiliza los parámetros sísmicos directamente en las ecuaciones y, para el cálculo del momento de volteo, considera el peso de las paredes, de la cubierta, de la masa rígida y de la masa flexible.

Guatemala cuenta con la norma NSE que no se enfoca directamente a los tanques de almacenamiento, pero tampoco los hace a un lado. Según uno de sus comentarios: “se tomará en consideración el desempeño del fluido durante un sismo; los tanques cerrados producirán efectos inerciales distintos a los de un tanque abierto” (AGIES, 2018, p. 2-3). Para su análisis provee el método estático equivalente y el sistema de péndulo invertido que es aplicable en tanques elevados. Además, los parámetros necesarios para obtener la respuesta sísmica.

## **2.5. Aplicación del modelo simplificado**

Para el análisis hidrodinámico no es prudente calcular la fuerza producida utilizando la masa total de agua en el tanque como una sola, debe tomarse en

cuenta que parte del fluido reacciona de forma oscilante notándose el oleaje en la parte libre superior, es por ello que la masa total debe dividirse para obtener resultados más certeros.

El modelo simplificado provee ecuaciones para el cálculo de cada porción de masa, de los periodos de oscilación, de los desplazamientos tanto horizontal como vertical (notorio en la masa próxima a la superficie) y además de las alturas donde se ubican los centroides de dichas masas, esto para determinar la ubicación de las fuerzas producidas y el cálculo del momento de volteo.

El modelo simplificado divide el sistema estructura-fluido en dos componentes: el impulsivo y el convectivo.

### **2.5.1. Masa impulsiva y masa convectiva**

La masa total de agua en el tanque se modela como dos masas individuales con diferente reacción. La masa en la parte inferior se encuentra delimitada por la base, las paredes, y la masa oscilante cerca de la superficie, al estar confinada es posible modelarla como rígida generando fuerza igual a masa por aceleración del suelo, a la cual se denomina masa impulsiva. Ahora bien, la otra masa en la parte superior se encuentra delimitada por las paredes, la masa impulsiva y la cubierta, como ocurre comúnmente el tanque no se encuentra lleno, razón por la cual no siempre hay un delimitante en la parte superior, ocasionando un movimiento ondulatorio visto en forma de oleaje, por tal motivo a esta masa se le denomina convectiva.

La masa impulsiva genera fuerzas de impulsión y acelera junto con la pared induciendo presiones sobre esta y la base, conectada con la pared del tanque de forma rígida. La masa convectiva genera fuerzas de convección,

induciendo presiones sobre la pared y fondo, conectada por medio de resortes idealizando el efecto oscilante que esta produce. Para determinar las cantidades de masa impulsiva y masa convectiva en relación con la masa total de agua en el tanque se utilizan las siguientes expresiones:

$$m_0 = m \frac{\tanh ( 1,7 R/h )}{1,7 R/h}$$

Ec. 1

$$m_1 = 0,6 m \frac{\tanh ( 1,8 h/R )}{1,8 h/R}$$

Ec. 2

Donde:

$m_0$ : masa impulsiva [kN·s<sup>2</sup>/m]

$m_1$ : masa convectiva [kN·s<sup>2</sup>/m]

$m$ : masa total de agua en el tanque [kN·s<sup>2</sup>/m]

$R$ : radio interno del tanque [m]

$h$ : altura del líquido en estado de reposo (desde la base) [m]

La masa total de agua en el tanque se puede determinar por medio de la densidad del fluido multiplicada por el volumen ocupado, donde la densidad del agua equivale a 1,00 kN·s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>.

$$m = \rho_w * \pi * R^2 * h$$

Ec. 3

En los tanques anchos ( $h/R < 1$ ), se presenta una menor cantidad de masa impulsiva que convectiva y, en los esbeltos ( $h/R > 1$ ) se presenta lo opuesto, una mayor cantidad de masa impulsiva. Esto tiene sentido porque en los tanques

esbeltos más líquido se ve obligado a moverse con la pared y en los tanques anchos hay mayor superficie para desplazamiento del oleaje.

### 2.5.2. Alturas de ubicación de centroides

Ahora que se sabe que la masa total de agua en el tanque se divide en dos porciones, para el análisis hidrodinámico es necesario determinar las alturas donde se ubican los centroides de cada masa, esto para obtener la ubicación de las fuerzas de empuje lateral sobre las paredes del contenedor y la longitud de los brazos de palanca del momento de volteo. De acuerdo con la figura 14, se observa la masa impulsiva  $m_0$ , ubicada a una altura  $h_0$  medida desde la base del tanque, y la masa convectiva  $m_1$ , ubicada a una altura  $h_1$ , conectada por medio de resortes de rigidez  $k_1$ .

Las alturas donde se ubican los centroides de la masa impulsiva y convectiva se determinan de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$h_0 = \frac{3}{8}h \left\{ 1 + \alpha \left[ \frac{m}{m_1} \left( \frac{R}{h} \right)^2 - 1 \right] \right\}$$

Ec. 4

$$h_1 = h \left[ 1 - 0,185 \left( \frac{m}{m_1} \right) \left( \frac{R}{h} \right)^2 + 0,56 \beta \left( \frac{R}{h} \right) \sqrt{\left( \frac{m * R}{3 m_1 * h} \right)^2 - 1} \right]$$

Ec. 5

Donde:

$h_0$ : altura a la que está conectada la masa impulsiva [m]

$h_1$ : altura a la que está conectada la masa convectiva [m]

$h$ : altura del líquido en estado de reposo [m]

$m_1$ : masa convectiva [ $\text{kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}$ ]

m: masa total de agua en el tanque [kN·s<sup>2</sup>/m]

Se utilizan los coeficientes  $\alpha = 0$  y  $\beta = 1$  cuando se desea calcular las fuerzas y presiones que la masa impulsiva y convectiva producen solo sobre las paredes y no sobre la base del contenedor. Con estos coeficientes se obtiene el momento sobre la base ( $M_b$ ). Y se utilizan los coeficientes  $\alpha = 1,33$  y  $\beta = 2$  cuando se desea calcular las fuerzas y presiones que la masa impulsiva y convectiva producen sobre las paredes y también sobre la base del contenedor, con lo que se obtiene el sobremomento ( $M_o$ ). Más adelante se detalla el empleo de estos coeficientes y la diferencia entre el momento sobre la base y el sobremomento.

### **2.5.3. Rigidez del resorte**

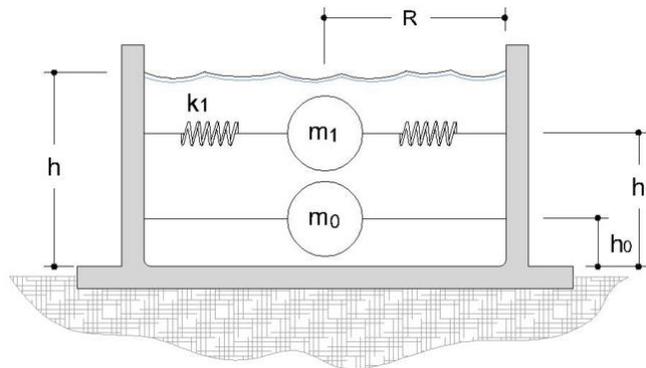
Uno de los mayores desafíos en el análisis hidrodinámico de los tanques de almacenamiento es el describir de manera matemática lo que sucede con la porción de masa oscilante. Se han desarrollado ecuaciones de considerable complejidad para lograr esta descripción, obteniendo resultados confiables después de un laborioso trabajo, incluso se han utilizado programas computacionales, los cuales facilitan el cálculo, pero se necesita hacer una inversión monetaria. Es aquí donde se le da énfasis al método propuesto por Housner, el cual resalta entre los demás por el empleo de resortes para simular la oscilación que experimenta la masa convectiva, por tal razón también es denominado modelo simplificado masa-resorte.

Según el modelo, la masa impulsiva va conectada a las paredes del tanque de forma rígida como se detalla en la figura 14, en cambio, la masa convectiva va conectada a las paredes por medio de resortes con determinada rigidez para reproducir el efecto oscilante que esta ejerce. Además de reproducir el efecto

también demuestra por qué los periodos del componente convectivo son más largos en relación con los del componente impulsivo.

**Figura 14.**

*Masa impulsiva y convectiva en sus alturas*



*Nota.* Porciones de masa de líquido con sus respectivas conexiones y ubicaciones. Adaptado de Housner (1963). *The dynamic behavior of water tanks* [El comportamiento dinámico de los tanques de agua]. *Bulletin of the Siesmological Society of America*. 53(2). p. 382. <https://doi.org/10.1785/BSSA0530020381>

La rigidez de los resortes está relacionada con el periodo de vibración y la amplitud de oscilación; entre más rígido, menores serán el periodo y la amplitud; entre menos rígido, mayores serán el periodo y la amplitud, siendo la amplitud el desplazamiento horizontal, el cual se describe más adelante.

La rigidez del resorte hipotético que sujeta la masa convectiva a las paredes del depósito se calcula conforme a la siguiente fórmula:

$$k_1 = 5,4 \frac{m_1^2 * g * h}{m * R^2}$$

Ec. 6

Donde:

$k_1$ : rigidez del resorte conectado a la masa convectiva [kN/m]

$m$ : masa total de agua en el tanque [kN·s<sup>2</sup>/m]

$g$ : aceleración de la gravedad [m/s<sup>2</sup>]

$R$ : radio interno del tanque [m]

#### **2.5.4. Periodos de vibración y frecuencia circular**

El análisis dinámico de los tanques varía debido a la presencia del fluido contenido. Al impregnar una aceleración horizontal a la masa de fluido contenida en el tanque, esta tendrá una reacción de desplazamiento horizontal que se verá afectada por el repentino choque contra la pared, obteniendo un desplazamiento en la dirección contraria, que al igual se verá afectada por el choque con la pared del lado opuesto y así sucesivamente, dando como resultado un movimiento oscilante.

De acuerdo con lo descrito en el trabajo de Paz (2012): “cuando al sistema se le aplican fuerzas perturbadoras externas, el movimiento resultante es una vibración forzada. Cuando la excitación es oscilatoria, ya sea periódica como la del sismo, el sistema es obligado a vibrar a la frecuencia de excitación” (p. 62).

La oscilación puede medirse de acuerdo con el tiempo requerido para completar un ciclo, dicho tiempo se denomina periodo de vibración, este va a depender de la masa y rigidez de la estructura, independientemente de cómo se le excite, cada estructura posee un periodo de vibración y frecuencia diferentes.

El periodo depende de la rigidez de la estructura porque entre más dúctil sea, más largo será el periodo. Entre más rígida, más corto será. También

depende de si el tanque es ancho o esbelto, presentando periodos largos en tanques anchos ( $h/R < 1$ ) y periodos cortos en tanques esbeltos ( $h/R > 1$ ). El periodo del sistema estructura-fluido se establece con la siguiente expresión:

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

Ec. 7

Donde:

T: periodo de vibración del tanque [s]

$\omega$ : frecuencia circular de oscilación del tanque [rad/s]

La frecuencia circular del sistema estructura-fluido se determina de acuerdo con las siguientes formulas: Housner formuló la ecuación 8, concluyendo que la masa convectiva es la que rige la frecuencia del sistema. La ecuación 9 es el resultado de avances en la investigación:

$$\omega = \sqrt{\frac{k_1}{m_1}}$$

Ec. 8

$$\omega = \sqrt{\frac{k_1 (m_1 + m_0)}{m_1 * m_0}}$$

Ec. 9

Donde:

$\omega$ : frecuencia circular de oscilación del tanque [rad/s]

$m_0$ : masa impulsiva [ $\text{kN}\cdot\text{s}^2/\text{m}$ ]

$m_1$ : masa convectiva [ $\text{kN}\cdot\text{s}^2/\text{m}$ ]

$k_1$ : rigidez del resorte conectado a la masa convectiva [ $\text{kN}/\text{m}$ ]

Se ha definido el periodo de vibración y la frecuencia del sistema estructura-fluido, ahora se procede a definir los periodos de los dos componentes por separado, los cuales están débilmente enlazados y cada efecto es insensible en las propiedades del otro.

Las dos porciones de masas, al tener diferente reacción, consecuentemente obtendrán oscilaciones diferentes. La masa impulsiva presenta periodos cortos y la masa convectiva periodos largos. Cabe recordar que, según el ACI 350.3 (2001), los periodos asociados a la masa impulsiva son los periodos cortos menores a 2,40 s; y los asociados a la masa convectiva son los periodos largos mayores a 2,40 s.

#### **2.5.4.1. Periodo impulsivo**

Este periodo es el que está relacionado con el componente impulsivo, presentando oscilaciones de menor tiempo de duración debido a la rigidez de la masa confinada. Este periodo en sí no describe el comportamiento del tanque, pero es necesario conocerlo para evitar posibles resonancias.

Como la mayoría de los tanques de concreto son relativamente rígidos, el periodo impulsivo es válido tomarlo como 0,3 segundos o menos para los cálculos de diseño preliminares y aproximados (PCA, 2002).

Por medio de la siguiente ecuación se puede calcular el periodo impulsivo de tanques circulares de concreto con base fija:

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$$

Ec. 10

Donde:

$T_i$ : periodo de vibración de la masa impulsiva [s]

$\omega_i$ : frecuencia circular de oscilación del modo impulsivo [rad/s]

La frecuencia circular de oscilación del modo impulsivo se determina de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$\omega_i = C_I \left( \frac{1}{h} \right) \sqrt{\frac{1000 * E_c * g}{\gamma_c}}$$

Ec. 11

$$C_I = C_w \sqrt{\frac{t_w}{10 R}}$$

Ec. 12

$$C_w = 0,09375 + 0,2039 \left( \frac{h}{2R} \right) - 0,1034 \left( \frac{h}{2R} \right)^2 - 0,1253 \left( \frac{h}{2R} \right)^3 + 0,1267 \left( \frac{h}{2R} \right)^4 - 0,03186 \left( \frac{h}{2R} \right)^5$$

Ec. 13

Donde:

$\omega_i$ : frecuencia circular de oscilación del modo impulsivo [rad/s]

$C_I$ : coeficiente de frecuencia impulsiva

$C_w$ : coeficiente para determinar la frecuencia fundamental del sistema tanque-líquido

$E_c$ : módulo de elasticidad del concreto [MPa]

$\gamma_c$ : peso específico del concreto [kN/m<sup>3</sup>]

$t_w$ : espesor del muro [m]

Según el ACI 350.3 (2006), el peso específico del concreto equivale a 23,56 kN/m<sup>3</sup> para un concreto de peso normal. El módulo de elasticidad del concreto se puede obtener con la siguiente formula, donde la resistencia a la compresión del concreto está dada en megapascales:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$$

Ec. 14

#### 2.5.4.2. Periodo convectivo

Este periodo es el que está relacionado con el componente convectivo, presentando oscilaciones de mayor tiempo de duración debido a la flexibilidad que posee la masa de comportarse con libertad al no estar confinada en la parte superior. Este periodo usualmente se utiliza para describir el comportamiento del sistema estructura-fluido.

El periodo convectivo de un tanque circular de concreto con base rígida se calcula con las expresiones: Housner formuló la ecuación 15 y la ecuación 16 se encuentra en varias fuentes de la literatura, incluso el ACI 350.3 (2006):

$$T_c = 2\pi \sqrt{\frac{m_1}{k_1}}$$

Ec. 15

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c}$$

Ec. 16

Donde:

$T_c$ : periodo de vibración de la masa convectiva [s]

$\omega_c$ : frecuencia circular de oscilación del modo convectivo [rad/s]

$m_1$ : masa convectiva [kN·s<sup>2</sup>/m]

$k_1$ : rigidez del resorte conectado a la masa convectiva [kN/m]

Mediante las siguientes ecuaciones se establece la frecuencia circular de oscilación del modo convectivo:

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{2 R}}$$

Ec. 17

$$\lambda = \sqrt{3,68 g * \tanh \left( 1,84 \frac{h}{R} \right)}$$

Ec. 18

Donde:

$\omega_c$ : frecuencia circular de oscilación del modo convectivo [rad/s]

$\lambda$ : valor característico [ $\sqrt{(m/s^2)}$ ]

$g$ : aceleración de la gravedad [m/s<sup>2</sup>]

### **2.5.5. Desplazamiento horizontal y vertical**

Cuando a la masa del líquido se le excita de forma externa por medio de una aceleración horizontal, a causa del sismo, se genera un desplazamiento en la misma dirección que es interrumpido por las paredes en la periferia, produciendo un choque que consecuentemente genera un efecto ondulatorio, es decir, un oleaje. Usualmente se da este efecto debido a que los tanques no se encuentran la mayoría del tiempo llenos, hay un espacio libre entre la superficie del agua en estado de reposo y la cubierta, o si es un tanque sin cubierta.

Subestimar la altura del oleaje puede ocasionar derramamiento de líquido, contaminación ambiental, explosiones o pérdida de agua potable. Esta debe ser calculada suponiendo que no hay restricción en su desplazamiento vertical para obtener valores máximos o críticos y, con base en estos, realizar los requerimientos de resguardo.

La amplitud del oleaje respecto al nivel de reposo del líquido se logra determinar por medio de las siguientes ecuaciones:

$$d = \frac{0,63 A_1 \left( \frac{k_1 * R}{m_1 * g} \right)}{1 - 0,85 \left( \frac{A_1}{R} \right) \left( \frac{k_1 * R}{m_1 * g} \right)^2}$$

Ec. 19

$$d = R * Z * S * I * C_c$$

Ec. 20

Donde:

d: amplitud del oleaje [m]

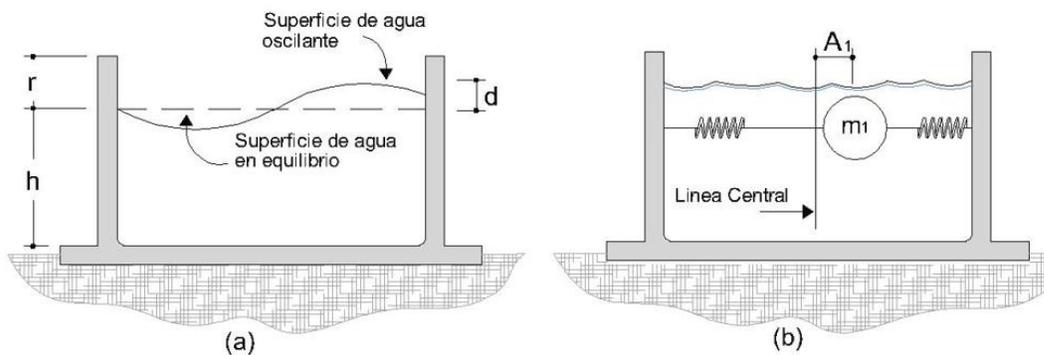
A<sub>1</sub>: amplitud de la masa convectiva [m]

La ecuación 19 fue formulada por Housner cuando desarrolló el modelo simplificado, nótese que es el componente convectivo el que está vinculado con este cálculo. La ecuación 20 se caracteriza por utilizar factores sísmicos, donde Z es el factor de zona sísmica, S es el factor del suelo, I es el factor de importancia, C<sub>c</sub> es el factor de amplificación sísmica del componente convectivo, los cuales serán explicados posteriormente con mayor detalle, cabe recalcar que esta ecuación también es empleada por el ACI 350.3 (2006).

No se debe confundir la amplitud del oleaje con la amplitud de la masa convectiva, la primera se desplaza en el eje de las ordenadas (figura 15.a.) y la segunda en el eje de las abscisas (figura 15.b.).

### Figura 15.

*Desplazamientos vertical y horizontal*



*Nota.* Movimiento ondulatorio y oscilatorio del líquido. Adaptado de ACI 350.3 (2006). *Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido.* (p. 43). ACI.

#### 2.5.5.1. Altura de resguardo

Al investigar tanques abiertos, se observa el máximo desplazamiento vertical de la superficie libre del líquido. La oscilación del líquido convectivo en los contenedores puede provocar efectos negativos, como deformaciones de las paredes del tanque o derrames de líquido, siendo relevante el diseño de un resguardo suficiente entre la superficie libre y la parte superior del tanque (Sivy y Musil, 2017).

Esto es importante en tanques sin cubierta para evitar que el desplazamiento vertical de la ola sobrepase la altura de la pared del tanque. En cambio, en tanques que se construyen con cubierta es opcional el cálculo de la

altura de resguardo, tomando en consideración que la cubierta debe resistir los empujes verticales.

La porción de pared que va a funcionar como el resguardo debe ser capaz de resistir el efecto ondulatorio del oleaje, intuitivamente las fuerzas de empuje lateral generadas durante la excitación sísmica. La altura de resguardo es posible calcularla en conformidad a la siguiente fórmula:

$$r = H_w - h$$

Ec. 21

Donde:

r: altura de resguardo [m]

$H_w$ : altura total de la pared [m]

h: altura del líquido en estado de reposo [m]

La ecuación 21 se utiliza para un predimensionamiento. Cuando aún no se ha aplicado el análisis correcto, según la literatura se recomienda tomar la altura de resguardo como un 12 % del volumen contenido y convertirlo en altura (Guillén, 2017). Luego de aplicar el modelo simplificado es posible obtener la amplitud del oleaje, donde se debe cumplir que  $r > d$ , dándose un posible cambio.

#### **2.5.5.2. Amplitud de oscilación**

En un tanque sísmicamente excitado, el fluido tendrá una reacción de desplazamiento horizontal, siendo bastante notorio en el componente convectivo. Esta reacción es fundamental para el análisis hidrodinámico porque, al presentar desplazamientos de gran magnitud, ocurre la posibilidad del desplazamiento del

tanque y fallas en la conexión de accesorios. El máximo desplazamiento horizontal del componente convectivo respecto a la posición de equilibrio se denomina amplitud de la masa convectiva, la cual se obtiene valiéndose de las siguientes fórmulas:

$$A_1 = S_v * T/2\pi$$

Ec. 22

$$A_1 = \frac{h * \cos\theta}{\sqrt{\frac{27}{8}} \left(\frac{h}{R}\right) * \tan\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}\right)}$$

Ec. 23

Donde:

$A_1$ : amplitud de la masa convectiva [m]

$S_v$ : espectro de velocidad no amortiguada [m/s]

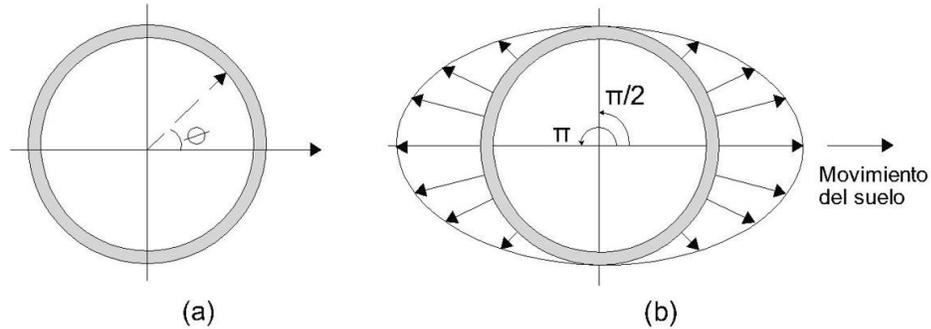
$T$ : periodo de vibración del tanque [s]

$\theta$ : ángulo entre orientación de muro y movimiento de suelo [rad]

El ángulo  $\theta$ , también llamado desviación, se mide respecto a un eje paralelo y de igual sentido al movimiento del suelo. Es posible observar en la figura 16.b. que, cuando se utilizan los ángulos  $\theta = 0$  rad ( $\theta = 0^\circ$ ) y  $\theta = \pi$  rad ( $\theta = 180^\circ$ ), se obtienen los máximos valores de amplitud de la masa convectiva y van disminuyendo conforme se aproxima a  $\theta = \pi/2$  rad ( $\theta = 90^\circ$ ).

**Figura 16.**

*Ángulo respecto a eje paralelo al movimiento del suelo*



*Nota.* Variación del ángulo resulta en un mayor desplazamiento. Adaptado de ACI 350.3 (2006). *Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido.* (p. 23). ACI.

Si se desea saber el desplazamiento horizontal y vertical en un determinado momento ( $t$ ), se recurre a utilizar las siguientes expresiones.

$$x = A_1 * \text{sen}(\omega_c * t) \tag{Ec. 24}$$

$$y = d * \text{sen}(\omega_c * t) \tag{Ec. 25}$$

Donde:

$x$ : desplazamiento en el eje horizontal longitudinal [m]

$y$ : desplazamiento en el eje vertical [m]

$\omega_c$ : frecuencia circular de oscilación del modo convectivo [rad/s]

En el transcurso de los años se han realizado estudios para minimizar el efecto ondulatorio del fluido contenido en los tanques cuando ocurre un evento

externo, como el sismo o el viento, con el objetivo de reducir los desplazamientos verticales y la dimensión del resguardo, concluyendo que una de las mejores soluciones es la aplicación de amortiguamiento para disipar la energía obtenida.

Se han utilizado distintos dispositivos con este fin, pero sin duda el más eficaz es la disposición de rigidizadores anulares en la pared interior del tanque. Esta propuesta es un sistema de amortiguamiento sísmico que disminuye las fuerzas producidas por la masa del agua hasta en un 30 %.

Para los tanques de concreto armado, la mayoría de literatura recomienda utilizar valores de amortiguamiento para el componente impulsivo de 5 % y para el componente convectivo de 0,5 % (Livaoglu, 2006).

#### **2.5.6. Fuerzas hidrodinámicas**

Los tanques de almacenamiento deben ser diseñados como estructuras sismorresistentes tomando en cuenta la naturaleza y comportamiento del líquido contenido, el cual ejerce fuerzas hidrodinámicas críticas para las paredes y la base, desarrollando fallas en los elementos de la estructura y hasta volteo del contenedor. El cálculo de las fuerzas hidrodinámicas es un tema complejo que incluye la interacción estructura-fluido y las fuerzas inerciales del mismo fluido.

Las fuerzas hidrodinámicas son generadas por la acción impulsiva y la acción convectiva del líquido. La primera se mueve rígidamente con la pared del tanque y la segunda se mueve en modo oscilante cerca de la superficie libre. De las dos, la acción impulsiva generalmente domina la respuesta y, en la mayoría de los casos, el modo impulsivo por sí solo proporciona resultados satisfactorios.

Estas dos fuerzas actúan de manera independiente y simultánea en el tanque. La fuerza impulsiva, así como las fuerzas inerciales asociadas, generan los principales esfuerzos en las paredes, mientras que la fuerza convectiva contribuye en el volteo o levantamiento del contenedor.

Debido al efecto oscilante de las masas cuando ocurre un sismo, se obtienen fuerzas de rápidas fluctuaciones, es decir que no son constantes. La duración de contacto de la masa impulsiva con las paredes es de 10 a 15 segundos para sismos de magnitud 6,5 a 7,5, según el ACI 350.3 (2006). Asimismo, la duración de contacto de la masa convectiva con las paredes es de 20 a 40 segundos para sismos de igual magnitud, esta puede variar dependiendo del diámetro del tanque (ACI 350.3, 2006). Con estas duraciones de contacto se obtiene una mejor idea del tiempo que las fuerzas fluctuantes estarán afectando las paredes.

Como es de notar, la fuerza del componente impulsivo está desfasada del componente convectivo a causa de la diferencia en el periodo de vibración expuesto previamente, esto explica por qué la fuerza impulsiva es de mayor magnitud.

Con relación a las magnitudes, las fuerzas impulsiva y convectiva en las paredes de los tanques circulares se determinan de acuerdo con las siguientes ecuaciones, contemplando que son fuerzas laterales, aplicadas en las alturas  $h_0$  y  $h_1$ , respectivamente, como se ilustra en la figura 17. En el modelo simplificado se desea obtener un análisis de fácil aplicación, por lo que las fuerzas no se modelan fluctuantes sino estables y puntuales, además de ser los valores máximos.

$$P_0 = \frac{Z * S * I * C_i * W_i}{R_{wi}}$$

Ec. 26

$$P_1 = \frac{Z * S * I * C_c * W_c}{R_{wc}}$$

Ec. 27

Donde:

$P_0$ : fuerza ejercida por la masa impulsiva [kN]

$P_1$ : fuerza ejercida por la masa convectiva [kN]

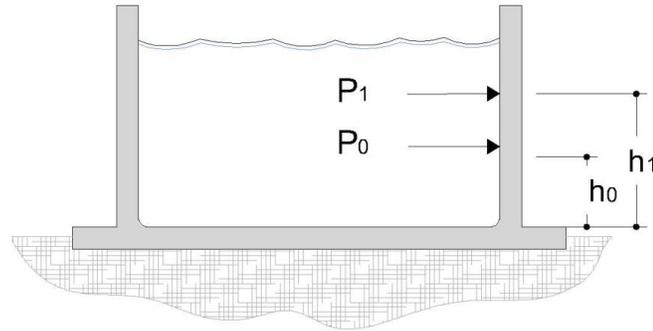
$W_i$ : peso de la masa impulsiva [kN]

$W_c$ : peso de la masa convectiva [kN]

Las ecuaciones 26 y 27 utilizan los factores sísmicos, donde Z es el factor de zona sísmica, S es el factor del suelo, I es el factor de importancia,  $C_i$  y  $C_c$  son los factores de amplificación sísmica del componente impulsivo y convectivo, respectivamente, y  $R_{wi}$  y  $R_{wc}$  son los factores de modificación de respuesta del componente impulsivo y convectivo, respectivamente, los cuales serán explicados después con mayor detalle.

**Figura 17.**

*Fuerzas impulsiva y convectiva*



*Nota.* Aplicación de fuerzas hidrodinámicas y sus ubicaciones. Adaptado de ACI 350.3 (2006). *Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido.* (p. 26). ACI.

Otra manera de determinar las fuerzas impulsiva y convectiva en las paredes de los tanques circulares es por medio de las siguientes fórmulas, analogía con la ecuación de fuerza igual a masa por aceleración:

$$P_0 = m_0 * S_{ai} \quad \text{Ec. 28}$$

$$P_1 = m_1 * S_{ac} \quad \text{Ec. 29}$$

Donde:

P<sub>0</sub>: fuerza ejercida por la masa impulsiva [kN]

P<sub>1</sub>: fuerza ejercida por la masa convectiva [kN]

S<sub>ai</sub>: aceleración espectral del componente impulsivo [m/s<sup>2</sup>]

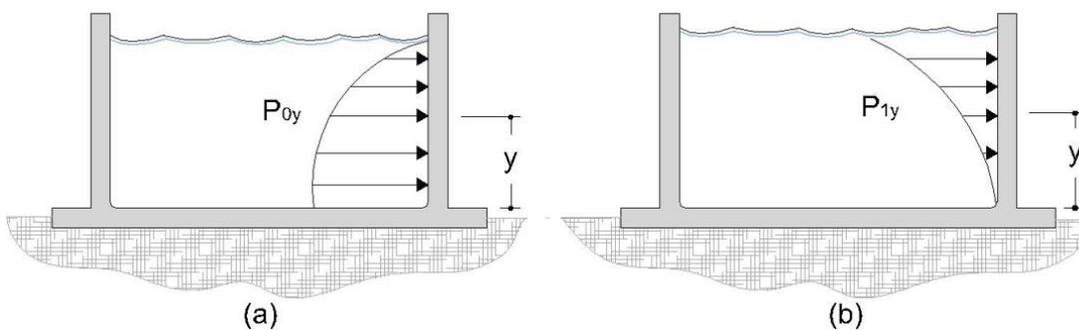
S<sub>ac</sub>: aceleración espectral del componente convectivo [m/s<sup>2</sup>]

### 2.5.6.1. Distribución vertical por unidad de alto de pared

Así como las fuerzas impulsiva y convectiva actúan de forma puntual específicamente en las alturas  $h_0$  y  $h_1$  respectivamente, también actúan de forma distribuida a lo alto de la pared presentando una distribución variada o de forma curva, como se aprecia en la figura 18:

**Figura 18.**

*Distribución vertical de fuerzas impulsiva y convectiva*



*Nota.* Fuerzas hidrodinámicas distribuidas a lo alto del muro. Adaptado de ACI 350.3 (2006). *Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido.* (p. 26). ACI.

Esta distribución se logra empleando programas computacionales o métodos de elementos finitos, pero algunas normas proporcionan ecuaciones para lograr una aproximación lineal, consiguiendo una distribución uniformemente variable o de forma triangular cuando el líquido se encuentra a una cierta altura “ $y$ ”.

Para determinar las fuerzas impulsiva y convectiva distribuidas a lo alto de la pared se emplean las siguientes ecuaciones, expresadas en kilonewton por

metro, ya que abarcan un metro del muro en sentido vertical. Se enfatiza que estas ecuaciones proporcionan una aproximación lineal de las fuerzas hidrodinámicas reales:

$$P_{0y} = \frac{P_0 [4 h - 6 h_0 - (6 h - 12 h_0)(y/h)]}{2 h^2}$$

Ec. 30

$$P_{1y} = \frac{P_1 [4 h - 6 h_1 - (6h - 12 h_1)(y/h)]}{2 h^2}$$

Ec. 31

Donde:

$P_{0y}$ : fuerza impulsiva distribuida verticalmente a una altura  $y$  [kN/m]

$P_{1y}$ : fuerza convectiva distribuida verticalmente a una altura  $y$  [kN/m]

$h$ : altura del líquido en estado de reposo (desde la base) [m]

$y$ : nivel del líquido en el que el muro está siendo investigado [m]

Se observa en la figura 18 que la fuerza impulsiva presenta valores considerables en la parte baja y va disminuyendo conforme alcanza la superficie (figura 18.a.), caso contrario sucede con la fuerza convectiva, que presenta valores considerables en la superficie y disminuye conforme alcanza el fondo (figura 18.b.). Esto quiere decir que la fuerza impulsiva influye en la conexión pared-base y la parte inferior de la pared, mientras que la fuerza convectiva influye en la parte superior de la pared y, si hay cubierta, entonces la conexión pared-cubierta.

### 2.5.7. Fuerzas dinámicas inerciales

En el análisis hidrodinámico no solo se debe tomar en cuenta el comportamiento del líquido contenido, sino también de los elementos estructurales que componen el tanque, siendo la pared y la cubierta los que van a presentar efectos inerciales importantes para el análisis.

Por inercia, la pared va a tener una reacción directamente proporcional a la aceleración inducida por el sismo, a causa de que este transmite su energía por medio del suelo hacia la base del contenedor y de la base a la pared por estar unida rígidamente. De igual manera sucede con la cubierta, si está unida a la pared de forma rígida. Estas reacciones van a generar fuerzas dinámicas en el sentido horizontal, que actúan de forma puntual en el centroide de la pared y de la cubierta. Después de esta breve descripción, las fuerzas dinámicas inerciales se calculan conforme a las siguientes fórmulas:

$$P_w = \frac{Z * S * I * C_i * \varepsilon * W_w}{R_{wi}}$$

Ec. 32

$$P_r = \frac{Z * S * I * C_i * W_r}{R_{wi}}$$

Ec. 33

Donde:

$P_w$ : fuerza ejercida por la masa de la pared [kN]

$P_r$ : fuerza ejercida por la masa de la cubierta [kN]

$W_w$ : peso de la pared del tanque [kN]

$W_r$ : peso de la cubierta [kN]

$\varepsilon$ : coeficiente de masa efectiva

El coeficiente de masa efectiva se establece con la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \left[ 0,0151 \left( \frac{2R}{h} \right)^2 - 0,1908 \left( \frac{2R}{h} \right) + 1,021 \right] \leq 1$$

Ec. 34

El coeficiente  $\varepsilon$ , también llamado factor de corrección de masas, coeficiente de relación de masas o factor de corrección del peso del fluido, representa la razón de equivalencia entre la masa dinámica de las paredes (o el contenedor) y la masa total del tanque, puesto que la masa impulsiva se mueve juntamente con las paredes (ACI 350.3, 2006).

Para el cálculo del peso de la pared del tanque y de la cubierta se usan las siguientes ecuaciones, donde  $\gamma_c$  es el peso específico del concreto equivalente a 23,56 kN/m<sup>3</sup> para un concreto de peso normal:

$$W_w = \text{volumen muro} * \gamma_c = 2\pi * R * H_w * t_w * \gamma_c$$

Ec. 35

$$W_r = \text{volumen cubierta} * \gamma_c = \pi * R^2 * t_r * \gamma_c$$

Ec. 36

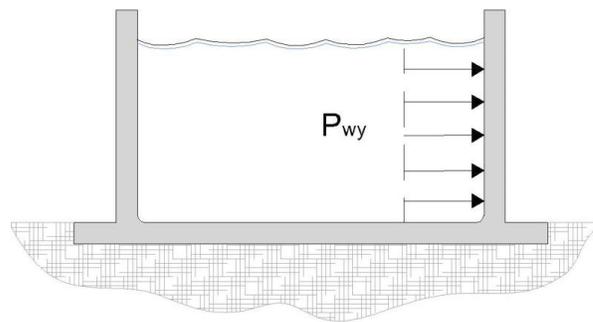
#### **2.5.7.1. Distribución vertical por unidad de alto de pared**

El peso muerto de la pared produce fuerza de inercia que va a afectar a sí misma de forma puntual en la altura donde se ubique el centroide o la mitad de la pared, si es homogénea, pero de forma distribuida va a afectar uniformemente a toda la pared, como se muestra en la figura 19. El cálculo de esta fuerza distribuida es relativamente sencillo, porque el nivel del líquido en el que el muro

está siendo investigado “y” no afecta en el resultado, de modo que la fuerza calculada es la misma por unidad de alto de la pared.

**Figura 19.**

*Distribución vertical de fuerza de inercia de la pared*



*Nota.* Fuerza inercial de la pared afectada de forma distribuida a sí misma. Adaptado de PCA (2002). *Design of liquid-containing concrete structures for earthquake forces* [Diseño de estructuras de concreto contenedoras de líquido bajo fuerzas sísmicas]. (p. 24). PCA.

La fuerza de inercia de la pared distribuida uniformemente a lo alto de la misma se obtiene por medio de la siguiente fórmula, expresada en kilonewton por metro porque abarca un metro del muro en sentido vertical:

$$P_{wy} = \frac{P_w}{2 H_w}$$

Ec. 37

Donde:

$P_{wy}$ : fuerza de inercia de la pared distribuida a una altura y [kN/m]

$P_w$ : fuerza ejercida por la masa de la pared [kN]

$H_w$ : altura total de la pared [m]

En el análisis hidrodinámico de los tanques de almacenamiento es importante conocer los casos extremos, es decir, realizar una integración de las fuerzas actuantes para determinar la fuerza de diseño máxima o la total. El método principalmente utilizado es el de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados para combinar las fuerzas impulsivas, convectivas e inerciales de los elementos estructurales.

Para el cálculo de la fuerza de diseño máxima no se encontró una ecuación en la literatura específicamente para tanques circulares, por lo que se ha utilizado una analogía de la ecuación que el ACI 350.3 (2006) proporciona para tanques rectangulares, la cual se presenta a continuación:

$$P_T = \sqrt{(P_0 + P_w + P_r)^2 + (P_1)^2}$$

Ec. 38

Donde:

$P_T$ : fuerza de diseño máxima [kN]

$P_0$ : fuerza ejercida por la masa impulsiva [kN]

$P_1$ : fuerza ejercida por la masa convectiva [kN]

$P_r$ : fuerza ejercida por la masa de la cubierta [kN]

### **2.5.8. Cortante basal**

Las fuerzas van a generar un empuje lateral sobre la superficie interna de la pared, logrando el deslizamiento del tanque si este no está restringido al desplazamiento horizontal. Ahora bien, si el tanque resiste el deslizamiento, la fuerza va a ser soportada principalmente por la pared, desarrollándose un cortante a lo alto de la misma siendo máximo en la unión pared-base. Lo ideal

sería que el tanque pudiera deslizarse libremente, de ser así la reacción resultante sería cero, pero no es recomendable debido al daño en la conexión de los accesorios y por supuesto el cambio de posición del tanque. Dadas las circunstancias, el cálculo del cortante es necesario para evitar posibles daños en los elementos estructurales, suponiendo que el tanque está restringido al desplazamiento horizontal.

A raíz de que los componentes impulsivo y convectivo no ocurren simultáneamente, no es razonable calcular el cortante en la base utilizando una simple suma aritmética de estos. En tal caso se recurre a la aplicación del criterio de la regla de combinación modal de raíz cuadrada de suma de cuadrados, método recomendado por varias normas y códigos internacionales como el ACI 350, el Eurocode 8, el IBC, entre otros.

Luego de haber obtenido las magnitudes de las fuerzas hidrodinámicas ejercidas por el líquido contenido, además de las fuerzas ejercidas por los elementos estructurales, el cortante basal aplicado en la parte inferior de la pared del tanque se establece según las siguientes expresiones:

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

Ec. 39

$$V = \sqrt{(P_0 + P_w + P_r)^2 + (P_1)^2}$$

Ec. 40

Donde:

V: cortante basal [kN]

V<sub>i</sub>: cortante impulsivo [kN]

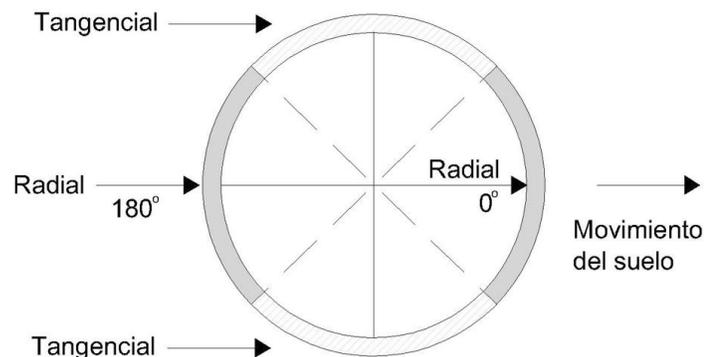
V<sub>c</sub>: cortante convectivo [kN]

Siendo la ecuación 40 más detallada que la ecuación 39, donde,  $P_0$  es la fuerza ejercida por la masa impulsiva,  $P_1$  es la fuerza ejercida por la masa convectiva,  $P_w$  es la fuerza ejercida por la masa de la pared y  $P_r$  es la fuerza ejercida por la masa de la cubierta, expresadas en kilonewton.

Una de las características necesarias a mencionar en el caso de tanques cilíndricos es que una fracción del cortante basal se transfiere de manera radial y la otra fracción de manera tangencial. La primera afecta perpendicularmente la superficie de la pared próxima a la base alcanzando valores máximos a 0 y 180 grados medidos con respecto a un eje paralelo de igual sentido que el movimiento del suelo, y la segunda afecta paralelamente la superficie de la pared alcanzando un valor máximo a 90 grados.

**Figura 20.**

*Cortantes radial y tangencial*



*Nota.* Secciones de muro circular que soportan los diferentes cortantes. Adaptado de ACI 371R (2016). *Guide for the analysis, design, and construction of elevated concrete and composite steel-concrete water storage tanks* [Guía para el análisis, diseño y construcción de tanques elevados de almacenamiento de agua de concreto y acero-concreto]. (p. 20). ACI.

Esto lleva al concepto de dividir la sección cilíndrica en cuatro cuadrantes, como se detalla en la figura 20, los cuadrantes izquierdo y derecho van a soportar el cortante radial y los cuadrantes superior e inferior van a soportar el cortante tangencial. Según el ACI 350.3 (2006), aproximadamente el 20 % del cortante en la base se transfiere de manera radial y el 80 % restante de manera tangencial para tanques con relación  $h/R = 0,5$ . Se podría decir que los muros que soportan el cortante tangencial trabajan como muros de corte utilizados en edificios convencionales.

### 2.5.8.1. Revisión de cortante

Como se había expuesto, la pared es el elemento que va a soportar principalmente al cortante basal, de modo que se debe evaluar la resistencia del concreto que la compone. Se debe cumplir la condición de que el cortante basal es menor al cortante que resiste el concreto ( $V < V_c$ ), empleando las siguientes ecuaciones se realiza esta evaluación:

$$V_c = \phi * 0,53 \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Ec. 41

$$d = t_w - \text{recubrimiento} - 0,5 * d_b$$

Ec. 42

Donde:

$V_c$ : cortante que resiste el concreto [kN]

$\phi$ : factor de reducción de resistencia

$b_w$ : franja unitaria de concreto [m]

$d$ : distancia efectiva [m]

$d_b$ : diámetro de barra de refuerzo vertical [m]

$t_w$ : espesor del muro [m]

La franja se toma como un metro, el refuerzo vertical es proporcionado por el diseño estructural y el valor del factor de reducción es 0,75 de acuerdo con el ACI 318 (2019).

### **2.5.9. Momento en la base**

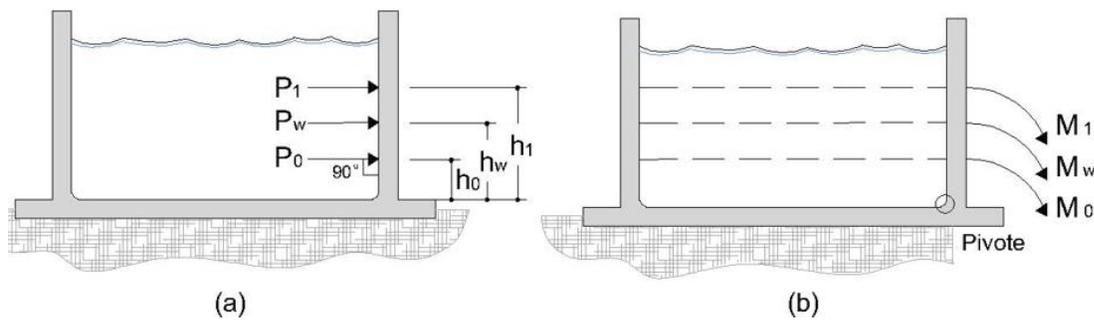
El movimiento oscilatorio acumula gran cantidad de la masa del líquido en un lado del tanque en cada oscilación, originando empujes laterales paralelos a la base del contenedor que pueden provocar la inestabilidad del tanque e incluso el levantamiento si no tiene el peso suficiente para contrarrestar ese empuje. Si el levantamiento es muy pronunciado tiene la probabilidad de incurrir en el giro o volteo de la estructura, ocasionando diversas fallas expuestas anteriormente. El levantamiento o volteo es posible evitar mediante el incremento del peso de la estructura, tomar en cuenta el peso del líquido contenido, emplear diseños de tanques anchos ( $h/R < 1$ ) y utilizar anclajes a la cimentación (comúnmente visto en tanques superficiales).

Suponiendo que a la estructura se le ha aumentado el peso y se le ha aplicado el anclaje correcto, ahora el empuje afecta principalmente a la pared del tanque, la cual para su análisis se idealiza que va a trabajar de manera análoga a una viga en voladizo. Es válido, porque en la parte inferior está empotrada a la base y en la parte superior no tiene una conexión (para el caso de tanque sin cubierta). En la literatura se emplea la teoría de vigas para este tipo de análisis, considerando el contenedor como un tubo conformado por infinitas vigas, usualmente resuelto por medio del método de elementos finitos (Díaz, 2013).

Anteriormente, se expuso el cálculo de las fuerzas hidrodinámicas y las fuerzas inerciales, actuando de forma lateral en la misma dirección del sismo y aplicadas en determinadas alturas, siendo las que producen el momento de volteo. Para entender con mayor detalle cómo se produce, se ejemplifica la figura 21, donde las fuerzas van en dirección del eje de las abscisas (eje x), a 90 grados de la superficie de la pared, con un eje de rotación ubicado en la unión pared-base y paralelamente desplazadas lo que miden sus alturas (las alturas de ubicación de centroides de masa y gravedad), que en este caso funcionan como brazos de palanca.

**Figura 21.**

*Momentos generados por las fuerzas aplicadas*



*Nota.* Representación de cómo se producen los momentos. Adaptado de ACI 350.3 (2006). *Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido.* (p. 26). ACI.

Antes de continuar es necesario hacer un paréntesis para exponer los conceptos EBP e IBP, los cuales se introdujeron implícitamente en la sección de alturas de ubicación de este documento (ver 2.5.2.) y necesarios para el cálculo de momentos que procede. Al instante de realizar el análisis hidrodinámico de un tanque se tienen dos caminos a seguir, el de no considerar las fuerzas y presiones que actúan sobre el fondo y el de considerarlas.

El primero se refiere al concepto *excluding base pressure* (EBP), donde se consideran las fuerzas/presiones solo sobre las paredes y no sobre la base del contenedor, y el segundo se refiere al concepto *including base pressure* (IBP), donde se consideran las fuerzas/presiones sobre las paredes y también sobre la base del contenedor. Asimismo, el primero no considera el sistema de apoyo o base del muro y el segundo sí. Después de este paréntesis se procede con el trabajo.

### 2.5.9.1. Momento sobre la base

Para el análisis y cálculo del momento sobre la base se utiliza el concepto EBP, donde es necesario calcular el volteo con respecto a la parte inferior de la pared, apenas sobre la base del tanque. Los resultados del momento sobre la base contribuyen en el diseño de la pared, la conexión pared-base y del anclaje. El cálculo de este momento es el que generalmente aparece en la literatura.

El cálculo del momento sobre la base es posible por medio de las siguientes ecuaciones:

$$M_b = \sqrt{(M_i)^2 + (M_c)^2} \quad \text{Ec. 43}$$

$$M_b = \sqrt{(M_0 + M_w + M_r)^2 + (M_1)^2} \quad \text{Ec. 44}$$

Donde:

$M_b$ : momento sobre la base [kN·m]

$M_i$ : momento impulsivo [kN·m]

$M_c$ : momento convectivo [kN·m]

Siendo la ecuación 44 más detallada que la ecuación 43, donde  $M_0$  es el momento ejercido por la masa impulsiva,  $M_1$  es el momento ejercido por la masa convectiva,  $M_w$  es el momento ejercido por la masa de la pared y  $M_r$  es el momento ejercido por la masa de la cubierta, expresados en kilonewton-metro, los cuales se determinan en conformidad con las siguientes fórmulas:

$$M_0 = P_0 * h_0 \quad \text{Ec. 45}$$

$$M_1 = P_1 * h_1 \quad \text{Ec. 46}$$

$$M_w = P_w * h_w \quad \text{Ec. 47}$$

$$M_r = P_r * h_r \quad \text{Ec. 48}$$

Donde,  $P_0$ ,  $P_1$ ,  $P_w$ ,  $P_r$ , son las fuerzas ejercidas por la masa impulsiva, convectiva, de la pared y de la cubierta, respectivamente, expresadas en kilonewton; y  $h_0$ ,  $h_1$ ,  $h_w$ ,  $h_r$ , son las alturas a la que está conectada la masa impulsiva, convectiva, el centro de gravedad de la pared y el centro de gravedad de la cubierta, respectivamente, expresadas en metros.

Puesto que en el momento sobre la base se emplea el concepto EBP, entonces para el cálculo de las ecuaciones 45 y 46 se utilizan los coeficientes  $\alpha = 0$  y  $\beta = 1$ , en las alturas  $h_0$  y  $h_1$ , proporcionando las siguientes expresiones:

$$h_0 = \frac{3}{8} h \quad \text{Ec. 49}$$

$$h_1 = h \left[ 1 - 0,185 \left( \frac{m}{m_1} \right) \left( \frac{R}{h} \right)^2 + 0,56 \left( \frac{R}{h} \right) \sqrt{\left( \frac{m * R}{3 m_1 * h} \right)^2 - 1} \right]$$

Ec. 50

### 2.5.9.2. Sobremomento

Para el análisis y cálculo del sobremomento se utiliza el concepto IBP, donde es necesario calcular el volteo con respecto a la parte inferior de la losa base del tanque. Los resultados del sobremomento contribuyen en el diseño de la pared, del anclaje y de la cimentación o estructura soporte. Este análisis introduce el momento total adecuado en el tanque porque incluye el fondo de este y la estructura soportante.

El sobremomento en la base del tanque se obtiene con la siguiente fórmula, expresada en kilonewton-metro:

$$M_o = \sqrt{(M'_o + M'_w + M'_r)^2 + (M'_1)^2}$$

Ec. 51

Donde  $M'_o$  es el momento ejercido por la masa impulsiva,  $M'_1$  es el momento ejercido por la masa convectiva,  $M'_w$  es el momento ejercido por la masa de la pared y  $M'_r$  es el momento ejercido por la masa de la cubierta, expresados en kilonewton-metro, los cuales se establecen valiéndose de las siguientes ecuaciones:

$$M'_o = P_o * h'_o$$

Ec. 52

$$M'_1 = P_1 * h'_1$$

Ec. 53

$$M'_w = P_w * (h_w + t_b)$$

Ec. 54

$$M'_r = P_r * (h_r + t_b)$$

Ec. 55

Donde,  $P_0$ ,  $P_1$ ,  $P_w$ ,  $P_r$ , son las fuerzas ejercidas por la masa impulsiva, convectiva, de la pared y de la cubierta, respectivamente, expresadas en kilonewton;  $h'_0$ ,  $h'_1$ ,  $h_w$ ,  $h_r$ , son las alturas a la que está conectada la masa impulsiva, convectiva, el centro de gravedad de la pared y el centro de gravedad de la cubierta, respectivamente, expresadas en metros; y  $t_b$  es el espesor de la base expresado en metros.

Dado que en el sobremomento se emplea el concepto IBP, entonces para el cálculo de las ecuaciones 52 y 53 se utilizan los coeficientes  $\alpha = 1,33$  y  $\beta = 2$ , en las alturas  $h'_0$  y  $h'_1$ , proporcionando las siguientes fórmulas. Y las alturas  $h_w$  y  $h_r$  se incrementan con el espesor de la base, ya que se están tomando momentos en su parte inferior:

$$h'_0 = \frac{3}{8} h \left\{ 1 + 1,33 \left[ \frac{m}{m_1} \left( \frac{R}{h} \right)^2 - 1 \right] \right\}$$

Ec. 56

$$h'_1 = h \left[ 1 - 0,185 \left( \frac{m}{m_1} \right) \left( \frac{R}{h} \right)^2 + 1,12 \left( \frac{R}{h} \right) \sqrt{\left( \frac{m * R}{3 m_1 * h} \right)^2 - 1} \right]$$

Ec. 57

Conocidos los momentos que actúan en el tanque, se deben llevar a cabo las revisiones pertinentes para garantizar la estabilidad de la estructura, proporcionando márgenes de seguridad contra el deslizamiento y volteo.

### **2.5.9.3. Revisión por deslizamiento**

El momento generado por la oscilación de las masas puede vencer la fricción entre la base del tanque y el suelo que lo soporta causando el deslizamiento de la estructura. Las soluciones para este tipo de problema incluyen el incremento del peso de la estructura o reforzar el sistema de cimentación con anclajes, previamente a elegir una de estas soluciones se efectúa la revisión por deslizamiento.

La revisión que se realiza para evitar el deslizamiento del tanque consiste en comprobar que el peso de la estructura, incluyendo el líquido contenido, aun siendo reducido el factor de fricción sea mayor al cortante basal. La relación entre estos debe superar en magnitud a un factor de seguridad. En otras palabras, el peso de la estructura debe anular el empuje lateral expresado en forma de cortante, como se señala en la figura 22.a.

La relación denominada factor de deslizamiento se consigue utilizando la siguiente expresión, donde se debe cumplir que es mayor al factor de seguridad establecido por las normas. Los valores utilizados para el coeficiente de fricción y el factor de seguridad para que no ocurra deslizamiento son 0,50 y 1,50, respectivamente.

$$F_d = \frac{\delta * W_T}{V} \geq F.S.$$

Ec. 58

Donde:

$F_d$ : factor de deslizamiento

$\delta$ : coeficiente de fricción del concreto

$W_T$ : peso total del tanque y contenido [kN]

$V$ : cortante basal [kN]

F.S.: factor de seguridad

El peso total del tanque y su contenido se calcula mediante la siguiente fórmula. Para el peso de la pared y de la cubierta se utilizan las ecuaciones 35 y 36, y para el peso de la masa impulsiva y convectiva se sabe que peso es igual a masa por aceleración de la gravedad:

$$W_T = W_w + W_r + W_b + W_i + W_c \quad \text{Ec. 59}$$

$$W_b = \text{volumen losa base} * \gamma_c = \pi * (R + t_w)^2 * t_b * \gamma_c \quad \text{Ec. 60}$$

Donde:

$W_b$ : peso de la base [kN]

$t_b$ : espesor de la base [m]

$t_w$ : espesor del muro [m]

$\gamma_c$ : peso específico del concreto [kN/m<sup>3</sup>]

#### **2.5.9.4. Revisión de volteo**

Cuando a la masa del líquido se le excita de forma externa por medio de una aceleración horizontal, produce fuerzas hidrodinámicas que generan un momento de giro, provocando inestabilidad en el contenedor y llegando a incurrir

el volteo. Para prevenir este escenario se toma la decisión de aumentar las dimensiones de los elementos estructurales o emplear anclajes, para asimismo llevar a cabo la revisión de volteo.

La revisión consiste en comprobar que el momento resistente sea mayor al momento sobre la base. La relación entre estos debe superar en magnitud a un factor de seguridad. En otras palabras, la estabilidad del tanque al volteo depende del balance de momentos, como se nota en la figura 22.b.

La revisión de volteo se determina de acuerdo con la siguiente fórmula, donde se debe cumplir que es mayor al factor de seguridad. Para esta expresión el factor de seguridad equivale a 1,50 (ACI 371, 2016). Dependiendo de la elección del concepto para el análisis (EBP o IBP), en el denominador se utiliza el momento sobre la base ( $M_b$ ) o el sobremomento ( $M_o$ ).

$$F_v = \frac{M_R}{M_b} \geq F.S.$$

Ec. 61

Donde:

$F_v$ : factor de volteo

$M_R$ : momento resistente [kN·m]

$M_b$ : momento sobre la base [kN·m]

F.S.: factor de seguridad

El momento resistente es el producto del peso total de la estructura, incluyendo su contenido y la distancia desde la línea central hasta el eje de rotación ubicado en la parte inferior de la base, el cual se obtiene de acuerdo con la siguiente ecuación, expresada en kilonewton-metro.

$$M_R = W_T * R$$

Ec. 62

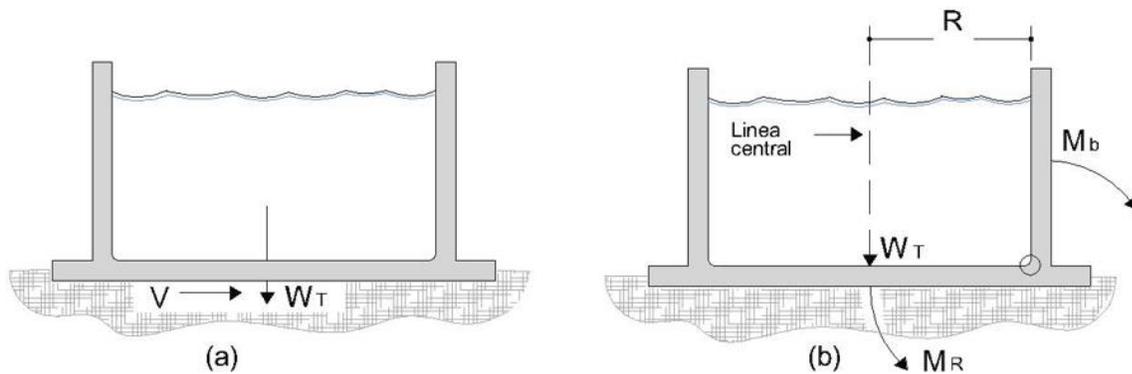
Donde:

$W_T$ : peso total del tanque y contenido [kN]

$R$ : radio interno del tanque [m]

**Figura 22.**

*Acciones actuantes en las revisiones*



*Nota.* Cargas y momentos presentes en las revisiones. Adaptado de Legatos (1996). *Seismic design of circular liquid-containing structures* [Diseño sísmico de estructuras contenedoras de líquido circulares]. *Wessex Institute of Technology Journal*. 20(1). p. 378. <https://www.witpress.com/Secure/elibrary/papers/ERES96/ERES96030FU.pdf>

### 2.5.9.5. Revisión de capacidad de carga del suelo

Las revisiones anteriores se efectúan principalmente en la estructura, ahora es el turno de evaluar el suelo sobre el que se asienta el tanque. La revisión consiste en comprobar que la máxima presión transmitida desde la estructura a la superficie del suelo es menor a la capacidad de carga que posee este.

La revisión de capacidad de carga se efectúa utilizando las siguientes expresiones, donde se debe cumplir la condición  $q_{\max} < q$ . Respecto a la capacidad de carga del suelo, el estudio geotécnico proporciona este dato, el ancho de la base usualmente es el ancho del cimiento corrido o la zapata y en longitud se analiza un metro. Dependiendo de la elección del concepto para el análisis (EBP o IBP), se utiliza el momento sobre la base ( $M_b$ ) o el sobremomento ( $M_o$ ):

$$q_{\max} = \frac{W_T}{(B - 2e)L} < q$$

Ec. 63

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_R - M_b}{W_T}$$

Ec. 64

Donde:

q: capacidad de carga del suelo [kN/m<sup>2</sup>]

$q_{\max}$ : presión máxima transmitida al suelo [kN/m<sup>2</sup>]

B: ancho de base [m]

L: largo de base [m]

e: excentricidad [m]

### 2.5.10. Presiones hidrodinámicas

La dinámica del líquido contenido desarrolla dos tipos de presiones: las presiones impulsivas asociadas al modo de cuerpo rígido y las presiones convectivas asociadas al modo de vibración. Las presiones impulsivas se deben al impacto de la porción de masa rígida con las paredes del tanque en la parte inferior, mientras que las presiones convectivas se deben al impacto de la porción de masa oscilante con las paredes en la parte superior (Arzola, 2009).

Esta descripción es muy similar a lo expuesto en las fuerzas hidrodinámicas, la diferencia es que ellas actúan de manera puntual a una determinada altura medida desde la base, en cambio las presiones son aplicadas sobre una superficie. Se podría pensar que las presiones hidrodinámicas fueron tratadas en la sección 2.5.6.1., donde se realizó la distribución vertical de las fuerzas por unidad de alto de la pared, sin embargo, estas eran fuerzas distribuidas, por lo que ahora se necesita del cálculo de las presiones aplicadas sobre las paredes.

Para el cálculo de las presiones del componente impulsivo y convectivo que actúan cuando el líquido se encuentra a cierta altura “y” medida desde la base del tanque, se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$P'_{0y} = \frac{2 * P_{0y} * \text{Cos}\theta}{\pi * R} \quad \text{Ec. 65}$$

$$P'_{1y} = \frac{16 * P_{1y} * \text{Cos}\theta}{9\pi * R} \quad \text{Ec. 66}$$

Donde:

$P'_{0y}$ : presión impulsiva a una altura y [kN/m<sup>2</sup>]

$P'_{1y}$ : presión convectiva a una altura y [kN/m<sup>2</sup>]

$P_{0y}$ : fuerza impulsiva distribuida verticalmente a una altura y [kN/m]

$P_{1y}$ : fuerza convectiva distribuida verticalmente a una altura y [kN/m]

$\theta$ : ángulo entre orientación de muro y movimiento de suelo [rad]

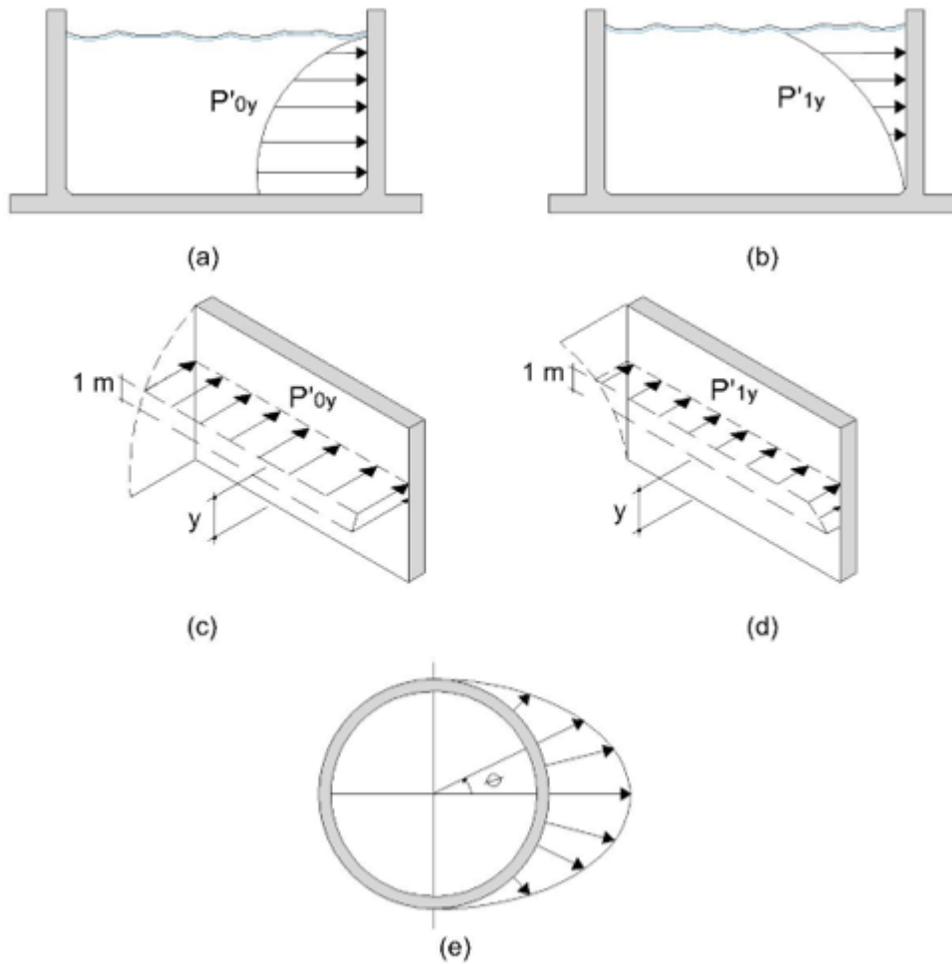
El ángulo  $\theta$  se mide respecto a un eje paralelo y de igual sentido al movimiento del suelo, se observa en la figura 23.e. que cuando se utilizan los

ángulos  $\theta = 0 \text{ rad}$  ( $\theta = 0^\circ$ ) y  $\theta = \pi \text{ rad}$  ( $\theta = 180^\circ$ ) se obtienen las presiones máximas y van disminuyendo conforme alcanza el ángulo  $\theta = \pi/2 \text{ rad}$  ( $\theta = 90^\circ$ ).

De igual manera, se nota que la presión hidrodinámica del componente impulsivo presenta valores máximos cerca de la parte inferior del tanque y tiende a cero conforme se aproxima a la superficie libre del líquido (figuras 23.a. y 23.c.), en cambio la presión hidrodinámica del componente convectivo presenta valores máximos en la superficie libre (figuras 23.b. y 23.d.). Estas presiones son horizontales variablemente distribuidas a lo alto del muro. Horizontales significa paralelas al eje x.

**Figura 23.**

*Presiones hidrodinámicas*



*Nota.* Representación en 2D y 3D de las presiones actuantes y variación respecto al ángulo de aplicación. Adaptado de PCA (2002). *Design of liquid-containing concrete structures for earthquake forces* [Diseño de estructuras de concreto contenedoras de líquido bajo fuerzas sísmicas]. (p. 24). PCA.

Anteriormente se mencionó que las fuerzas hidrodinámicas rigen la respuesta sísmica del tanque, de igual manera se podría afirmar que las

presiones hidrodinámicas rigen dicha respuesta, por ello son importantes en el diseño de estas estructuras.

#### **2.5.10.1. Presión por la fuerza de inercia de la pared**

Es la presión debida a la fuerza dinámica inercial de la pared del tanque, mantiene un valor constante no importando la altura en la que está siendo investigada ( $y$ ). Es una presión distribuida uniformemente a lo alto del muro, es decir, presenta una forma rectangular, como se aprecia en la figura 24.a, la cual se consigue mediante la siguiente fórmula:

$$P'_w = \frac{P_{wy}}{\pi * R}$$

Ec. 67

Donde:

$P'_w$ : presión por la fuerza de inercia de la pared [kN/m<sup>2</sup>]

$P_{wy}$ : fuerza de inercia de la pared distribuida a una altura  $y$  [kN/m]

$R$ : radio interno del tanque [m]

#### **2.5.10.2. Presión por la fuerza hidrostática**

Es la presión debida a la fuerza hidrostática ejercida por el líquido en reposo, su valor varía conforme la profundidad, siendo su valor cero en la superficie del líquido y máximo en la parte inferior de la pared del tanque (unión pared-base). Es una presión distribuida uniformemente variable a lo alto del muro, es decir, presenta una forma triangular, como se ilustra en la figura 24.b, la cual se logra calcular con la siguiente expresión. El valor de " $y$ " varía desde

cero metros hasta h metros ( $0 < y' < h$ ) y, según el ACI 350.3 (2006), el peso específico del agua equivale a  $9,807 \text{ kN/m}^3$ :

$$P_A = \gamma_w * y'$$

Ec. 68

Donde:

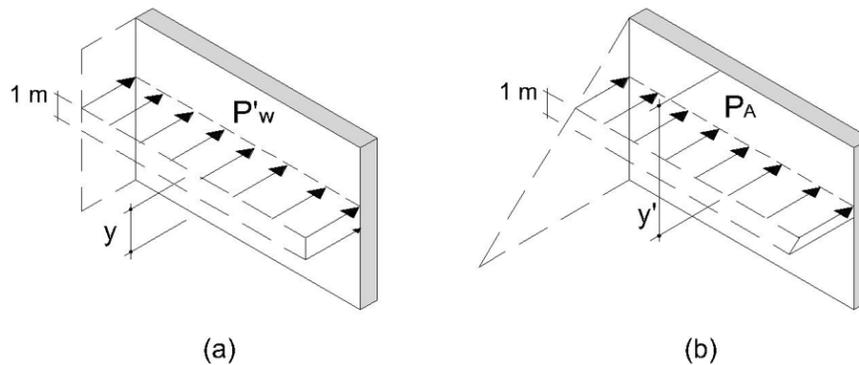
$P_A$ : presión por la fuerza hidrostática del líquido [ $\text{kN/m}^2$ ]

$\gamma_w$ : peso específico del agua [ $\text{kN/m}^3$ ]

$y'$ : profundidad del líquido medida desde la superficie [m]

### Figura 24.

*Presiones por la fuerza de inercia e hidrostática*



*Nota.* Presión actuando a diferente nivel o profundidad del líquido. Adaptado de PCA (2002). *Design of liquid-containing concrete structures for earthquake forces* [Diseño de estructuras de concreto contenedoras de líquido bajo fuerzas sísmicas]. (p. 24). PCA.

## 2.6. Construcción del espectro de respuesta

Históricamente, los sismos han ocasionado catástrofes considerables a la infraestructura, los cuales no se pueden evitar ni predecir. Con el esfuerzo en

conjunto de diversas áreas de investigación se han realizado valiosas contribuciones para su descripción y comprensión, fundamentales para el análisis y diseño de estructuras sismorresistentes.

Dado que una estructura es diseñada para soportar sismos que sucederán en el futuro, no es sencillo realizar un análisis preciso, porque no se tendrá información exacta del movimiento del suelo. Es razonable basar el análisis en el estudio de sismos pasados y, en particular, tomar los registros de los movimientos del suelo y con ellos formar una idea de sismos futuros (Housner, 1956).

El movimiento del suelo provocado por los sismos se representa mediante un espectro de respuesta que se deriva del registro sísmico del sitio, considerando características geológicas, tectónicas, sismológicas y del suelo. Esta representación usualmente da inicio al análisis sísmico estructural.

Para obtener información del movimiento del suelo existen varios instrumentos con diferente finalidad, por mencionar los sismógrafos, los acelerógrafos, entre otros. El sismógrafo se emplea para registrar la velocidad a que estuvo sometido el suelo durante el tiempo de ocurrencia de un sismo, mientras que el acelerógrafo se emplea para registrar la aceleración en el mismo evento. Como se pudo observar, en algunas de las expresiones para determinar las fuerzas hidrodinámicas es requerida la aceleración del suelo, es decir, utilizando los registros del acelerógrafo facilitaría el análisis hidrodinámico. Sin embargo, hay una cantidad mínima de acelerógrafos instalados en Guatemala, por tal motivo se elige el camino de la construcción del espectro de respuesta.

- Espectro de respuesta

El espectro de respuesta se utiliza para medir la reacción de la estructura ante el movimiento del suelo. En otras palabras, mide cómo responde la estructura a las acciones originadas por un agente externo, como el sismo, por eso se le atribuye el término respuesta.

La construcción del espectro depende de múltiples factores como la zona de ubicación del tanque, el suelo sobre el que se asienta, el nivel de importancia y el sistema estructural (ductilidad y amortiguamiento) (Díaz, 2013). Cabe mencionar que una de las peculiaridades del espectro es poder desarrollarlo para cualquier ubicación requerida, con base en datos específicos del lugar, y si no se tienen datos entonces es posible desarrollarlo por analogía de lugares con características sísmicas conocidas o semejantes.

El espectro de respuesta es una herramienta fundamental para determinar y analizar las fuerzas hidrodinámicas e inerciales originadas por el sismo, transmitidas a la estructura, que presenta vibración a causa de sus características de masa y rigidez.

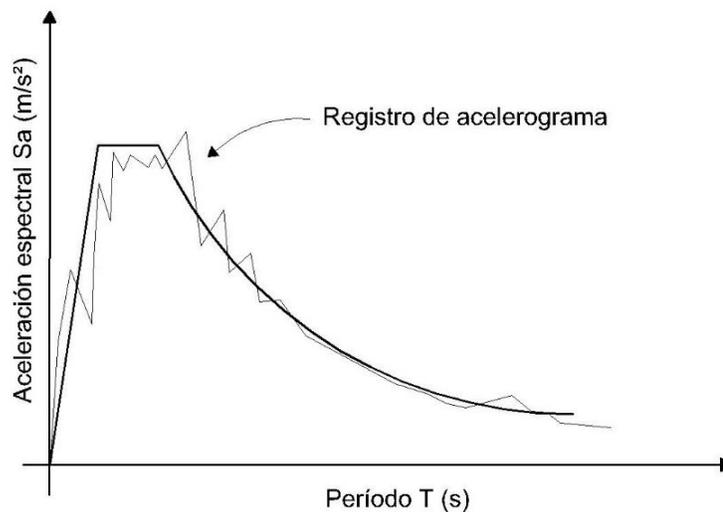
Gráficamente, el espectro de respuesta muestra la aceleración de vibración de la estructura respecto a diferentes periodos de oscilación, dependiendo de la aceleración de vibración del suelo que la soporta. Posee unidades de aceleración, los periodos van en el eje de las abscisas y las aceleraciones en el eje de las ordenadas, como se ilustra en la figura 25.

En síntesis y de forma más técnica, el espectro de respuesta indica la variación de la respuesta de un sistema de un solo grado de libertad con cierto amortiguamiento, en función del periodo de vibración del mismo sistema cuando

está sujeto a excitación sísmica en la base (Arzola, 2009). Para el presente tema de estudio, nótese que sistema de un solo grado de libertad se refiere a un oscilador únicamente con desplazamiento horizontal.

### Figura 25.

*Espectro de respuesta*



*Nota.* Aproximación del registro de un acelerograma por medio de un espectro. Adaptado de Paz (2012). *Procedimiento de cálculo para la elaboración de espectros sísmicos para el diseño sismorresistente de estructuras.* (p. 187). Repositorio de la Facultad de Ingeniería, USAC.

- Espectro de diseño

Suponiendo que se desea analizar o diseñar con base en el sismo más intenso y menos frecuente, resultaría una estructura robusta y costosa, no obstante, al analizar o diseñar con base en el sismo más débil resultaría una estructura económica pero insegura. Entonces ¿con qué sismo se analiza o diseña para obtener una estructura sismorresistente?

Como se había mencionado, por cada sismo ocurrido se tiene un espectro de respuesta representativo del mismo, siendo cada sismo diferente en magnitud y tiempo de ocurrencia. Ahora bien, por cada lugar específico hay un historial de sismos, por consiguiente, una lista de espectros de respuesta. De esta lista es válido tomar el espectro del sismo más intenso, del más débil o tomar varios espectros para formar uno que represente globalmente el lugar, un espectro de diseño. Con este criterio se responde implícitamente a la pregunta planteada.

Para el análisis y diseño de estructuras sismorresistentes es recomendable establecer un espectro de diseño, el cual representa una población de espectros de respuesta registrados en el sitio durante sismos pasados y, si no hay registros, entonces utilizar otros sitios bajo condiciones similares. Utilizar el espectro de diseño simplifica el análisis puesto que los espectros de respuesta de un lugar específico poseen cierta similitud entre ellos, variando en las magnitudes de aceleración que dependen de la intensidad del sismo. El desarrollo del concepto y uso de espectros de diseño se podría asegurar que se le atribuye al ingeniero civil George W. Housner a principios de la década de 1950.

Ahora que se conoce la definición de los espectros de respuesta y de diseño, se procede con la descripción de los componentes necesarios para su construcción, denominados factores sísmicos.

Para la elaboración del espectro de respuesta existen diferentes métodos. En este documento se empleará el utilizado por el ACI 350.3 (2006, 2001), PCA (2002) y UBC (1994), que difiere del utilizado por la NSE (2018) y UBC (1997), los cuales utilizan ajustes por intensidades sísmicas espectrales. En anexos se adjunta la información respecto a este otro método.

### **2.6.1. Clasificación de las zonas sísmicas en Guatemala**

Las estructuras construidas sin regulación o inspección técnica pueden volverse vulnerables, mayormente si no cuentan con un análisis sísmico estructural confiable. Los tanques contenedores de líquido construidos en el territorio nacional requieren de un análisis meticuloso a causa de la constante presencia de actividad sísmica.

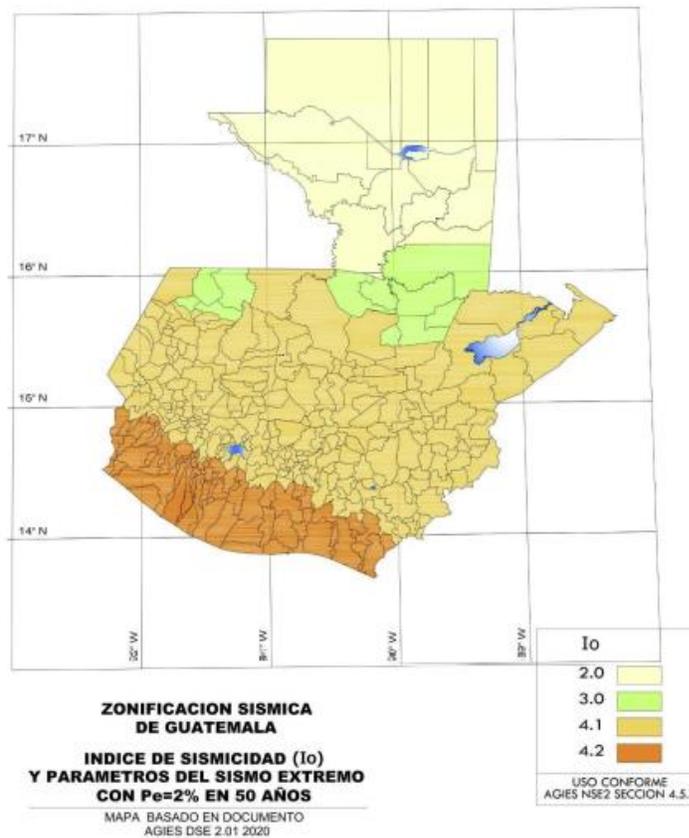
Al estar en un territorio con alta sismicidad, es posible diferenciar las zonas que presentan moderado peligro sísmico de las que presentan un alto peligro, esto conforme a la proximidad a fallas geológicas locales o placas tectónicas. Por ejemplo, las áreas en la costa del Pacífico tienen mayor vulnerabilidad por estar cerca de la interacción de la placa del Coco y Caribe, caso contrario sucede con áreas al norte del país.

Debido a esta discrepancia de actividad sísmica entre áreas, se necesitó establecer una zonificación útil para el análisis y diseño de estructuras sismorresistentes, porque, como se mencionó anteriormente, no es factible guiarse por los sismos más intensos, pero en algunas zonas estos son los que suceden regularmente.

Guatemala se divide en cuatro zonas de amenaza sísmica, caracterizadas por su índice de sismicidad, el cual es una medida relativa de la intensidad esperada del sismo sobre un área geográfica e indica qué tan probable es que ocurra un sismo. La figura 26 muestra la delimitación de zonas en el país, es decir el mapa de zonificación sísmica.

**Figura 26.**

*Mapa de zonificación sísmica de Guatemala*



*Nota.* División de zonas conforme a su sismicidad. Obtenido de AGIES NSE 2 (2018). *Demandas estructurales y condiciones de sitio.* (p. 4-6). AGIES.

Para establecer la zonificación sísmica de Guatemala, se utilizó de guía el proyecto RESIS II llevado a cabo en el 2009, además el sismo extremo como base, el cual consiste en una probabilidad nominal del 2 % de ser excedido en un periodo de 50 años (NSE 2, 2018).

### 2.6.2. Factor de zona sísmica

Este factor representa la aceleración máxima del movimiento del suelo sobre el que se edifica el tanque de almacenamiento, varía según la zona sísmica del globo terrestre conforme a la probabilidad de ocurrencia de un sismo.

Internamente, Guatemala se divide en cuatro zonas sísmicas, así también el globo terrestre se divide, pero en cinco zonas. La zona 1, donde no hay sismo, la zona 2A donde hay 25 % de probabilidad de ocurrencia de sismo, la zona 2B de 50 % de probabilidad, la zona 3 de 75 % de probabilidad y la zona 4 de 100 % de probabilidad. Guatemala se encuentra en esta última zona.

Los factores de zona sísmica se denotan con la letra Z y sus valores se proporcionan en la tabla 1. El ACI 350.3 (2001) utiliza como base el sismo básico para determinar estos factores, el cual tiene un 10 % de probabilidad de ser excedido en 50 años. Cabe resaltar que el ACI 350.3 (2006) no emplea este factor.

**Tabla 1.**

*Factor de zona sísmica Z*

Zona sísmica	Factor Z
1	0.075
2A	0.15
2B	0.20
3	0.30
4	0.40

*Nota.* Factor de zona necesario para el espectro de respuesta. Obtenido de ACI 350.3 (2001). *Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido. Tabla 4(a) Factor de zona sísmica "Z".* (p. 21). ACI.

### **2.6.3. Factor del suelo**

Este factor representa las características del suelo sobre el que se asienta el tanque, varía según el perfil que puede ser clasificado de acuerdo con la densidad y rigidez del suelo, por la velocidad de onda de corte o por otra forma conveniente. Es importante saber las características del suelo porque logran efectos notables en la respuesta sísmica de la estructura, comúnmente conocidos como efectos de sitio y de interacción suelo-estructura (Arzola, 2009).

Un informe detallado de las características del suelo lo proporciona el estudio geotécnico y de acuerdo con las normas correspondientes se clasifica el perfil del suelo. Las normas del AGIES proporcionan las siguientes categorías para su clasificación: AB: sitios de roca; C, D: suelo firme; E: suelo blando, F: suelo complicado (NSE 2, 2018). Asimismo, el ACI 350.3 (2001) también proporciona una clasificación de perfiles de suelo, incluyendo los factores necesarios para la construcción del espectro de respuesta.

El factor del suelo, también llamado coeficiente de perfil de sitio, se denota con la letra S y sus valores se proporcionan en la tabla 2. Conviene enfatizar que el ACI 350.3 (2006) no emplea este factor.

Según el ACI 350.3 en las ubicaciones donde no se tenga información exacta de las características y propiedades del suelo para determinar el perfil que corresponde, se procede a utilizar el tipo C. Por cuestiones de tiempo u otras razones no debe ser asumido como tipo D, a menos que el profesional encargado determine que un suelo con características de perfil D se encuentre presente o el estudio geotécnico lo establezca (ACI 350.3, 2001).

**Tabla 2.***Factor del suelo S*

Tipo	Descripción del perfil	Factor S
A	Perfil: a) medio-denso a denso, o semirrígido a rígido con profundidades menores a 60.96 m; o b) material rocoso caracterizado por una velocidad de onda de corte mayor a 762 m/s, o por otra forma conveniente de clasificación	1.00
B	Perfil con predominancia de condiciones de suelo medio-denso a denso, o semirrígido a rígido, donde la profundidad del estrato excede 60.96 m	1.20
C	Perfil con más de 60.96 m de arcilla blanda a medio-rígido, pero no más de 12.19 m de arcilla blanda	1.50
D	Perfil con 12.19 m de arcilla blanda caracterizado por una velocidad de onda de corte menor a 152.4 m/s	2.00

*Nota.* Factor del suelo de acuerdo con el tipo de suelo. Obtenido de ACI 350.3 (2001). *Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido. Tabla 4(b) Coeficiente de perfil de suelo "S".* (p. 21). ACI.

Si previo a un estudio geotécnico del suelo se desea tener noción del tipo de suelo a encontrar en el sitio propuesto, se recurre a las siguientes referencias: mapa de levantamientos geológicos de Guatemala, mapas de levantamientos geológicos de un lugar en específico, reportes de suelos del lugar, mapas agronómicos publicados por el departamento de agricultura, información hidrológica publicada por el Insivumeh, manuales sobre suelos de los departamentos de caminos, entre otros.

#### **2.6.4. Factor de importancia**

Este factor representa el nivel de importancia o valor que se le asigna a una estructura dependiendo de su uso o servicio. Califica la estructura según las consecuencias legales que traería consigo la falla, interrupción o suspensión de

funciones de la misma. El aumento del factor de importancia significa el aumento del factor de seguridad o mayor resistencia al daño estructural.

Los tanques de almacenamiento son estructuras que deben mantener un continuo funcionamiento durante el periodo de diseño incluso después de ocurrido un sismo. La importancia de su funcionalidad bajo estos escenarios no solo radica en el costo de reposición, sino también en los accidentes que puede provocar, tanto materiales como humanitarios, e incluso ambientales. Por su continua y esencial funcionalidad, los tanques son clasificados como obras esenciales, estructura tipo IV, según las normas del AGIES (NSE 1, 2018).

Esta clasificación es de modo general, ahora se requiere de una clasificación dentro del grupo de tanques. El ACI 350.3 (2001) proporciona valores de importancia dentro de este grupo, necesarios para la construcción del espectro de respuesta. Los valores de los factores de importancia se presentan en la tabla 3 y se denotan con la letra I:

**Tabla 3.**

*Factor de importancia I*

Uso del tanque	Factor I
Tanques que contienen material peligroso	1.50
Tanques cuyo contenido es útil para distintos propósitos después de un sismo, o tanques que son parte de sistemas de salvamento	1.25
Otros tanques	1.00
Para tanques que contengan material peligroso, el criterio ingenieril puede requerir $I > 1.50$	

*Nota.* Factor de importancia según el uso del tanque. Obtenido de ACI 350.3 (2006). *Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido. Tabla 4.1.1(a) Factor de importancia "I".* (p. 20). ACI.

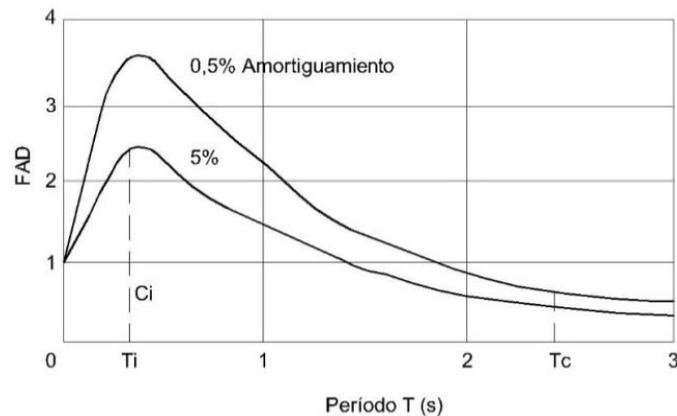
### 2.6.5. Factor de amplificación sísmica

Este coeficiente representa la relación del factor de amplificación dinámica respecto al periodo de vibración del sistema de un solo grado de libertad. Ahora bien, el factor de amplificación dinámica (FAD) representa la relación entre la aceleración espectral del sistema estructura-fluido y la aceleración máxima efectiva del movimiento del suelo.

Para una mejor comprensión se puede observar la figura 27, con referencia a un espectro de diseño obtenido para el caso de un oscilador con un 5 % de amortiguamiento que corresponde al componente impulsivo y un 0,5 % que corresponde al convectivo. Estos son valores recomendados en la literatura para tanques de concreto armado (ACI 350.3, 2001; UBC, 1997; Livaoglu, 2006).

**Figura 27.**

*Factores de amplificación sísmica*



*Nota.* Valores del FAD impulsivo y convectivo respecto a un periodo. Adaptado de Legatos (1996). *Seismic design of circular liquid-containing structures* [Diseño sísmico de estructuras contenedoras de líquido circulares]. *Wessex Institute of Technology Journal*. 20(1). p. 378. <https://www.witpress.com/Secure/elibrary/papers/ERES96/ERES96030FU.pdf>

A diferencia de los anteriores factores, este coeficiente varía en magnitud para cada componente debido a la desigualdad en los tiempos de duración de las oscilaciones. Por tal razón, se describe cada uno y las expresiones para su cálculo.

El factor de amplificación sísmica del componente impulsivo representa el factor de amplificación dinámica de la porción de masa rígida del sistema, que responde en un modo de vibración de periodos breves ante el movimiento del suelo. Se logra determinar empleando las siguientes expresiones, donde los periodos están en el rango de 0,31 s:

$$C_i = \frac{2,75}{S} \quad \text{para } T_i \leq 0,31 \text{ s}$$

Ec. 69

$$C_i = \frac{1,25}{T_i^{2/3}} \leq \frac{2,75}{S} \quad \text{para } T_i > 0,31 \text{ s}$$

Ec. 70

Donde:

$T_i$ : periodo de vibración de la masa impulsiva [s]

S: factor del suelo

Asimismo, el factor de amplificación sísmica del componente convectivo representa el factor de amplificación dinámica de la porción de masa oscilante que responde en un modo de vibración de periodos prolongados ante el movimiento del suelo. Se calcula de acuerdo con las siguientes ecuaciones, donde los periodos están en el rango de 2,40 s (ACI 350.3, 2001):

$$C_c = \frac{1,875}{T_c^{2/3}} \leq \frac{2,75}{S} \quad \text{para } T_c < 2,40 \text{ s}$$

Ec. 71

$$C_c = \frac{6}{T_c^2} \quad \text{para } T_c \geq 2,40 \text{ s}$$

Ec. 72

Donde:

$T_c$ : periodo de vibración de la masa convectiva [s]

S: factor del suelo

### **2.6.6. Factor de modificación de respuesta**

El movimiento del suelo transfiere energía a la estructura, cierta cantidad de energía se disipa a través del amortiguamiento, otra cantidad se almacena en la estructura en forma de energía cinética inercial (movimiento de la masa) y el resto se almacena en forma de energía de deformación de los elementos estructurales, ocasionando deformaciones permanentes o la falla de estos si la cantidad de energía es excesiva (Housner, 1956).

La estructura debe ser capaz de soportar la energía inducida por el sismo, siendo diseñada para permanecer en el rango elástico (rígida) y no presentar deformaciones permanentes. Sin embargo, permanecer en ese rango significa que debe absorber el total de la energía con mínima disipación, volviéndose un diseño no factible. En la actualidad, los códigos y normativas permiten que las estructuras se diseñen para responder en el rango inelástico (dúctil). Diseñar con base en este criterio permite a la estructura tener la capacidad de disipar suficiente energía por medio del comportamiento dúctil de sus elementos, ya que la ductilidad tiene la característica de tolerar grandes deformaciones, absorber energía y disiparla.

Hasta cierto límite, pues a las estructuras contenedoras de líquido se les atribuye ductilidad, en comparación a estructuras convencionales como los edificios, porque deben proporcionar impermeabilidad, evitar fugas y fisuración, mejor dicho, deben mantener considerable rigidez.

Por lo tanto, se requiere de un valor que represente la ductilidad y la capacidad de disipación de energía de la estructura, de modo que se introduce el factor de modificación de respuesta que representa lo descrito. Este factor reduce las ordenadas del espectro de respuesta debido a la combinación de la ductilidad con las propiedades para disipar energía y la redundancia. Se asignan valores mayores a los sistemas con excelente capacidad de disipación de energía y estabilidad.

El factor de modificación de respuesta se denota con las letras  $R_w$  y sus valores se proporcionan en la tabla 4. Nótese que los valores son menores en comparación a los utilizados para edificios, y que el componente convectivo se considera sin ductilidad ( $R_{wc} = 1$ ).

**Tabla 4.**

*Factor de modificación de respuesta  $R_w$*

Tipo de tanque	Rwi superficial o en pendiente	Rwi enterrado	Rwc
Tanque anclado con base flexible	3.25	3.25	1.00
Tanque empotrado o simplemente apoyado	2.00	3.00	1.00
Tanque no anclado lleno o vacío	1.50	2.00	1.00
Tanque elevado	2.00	-	1.00
El valor máximo permitido de Rwi para tanques de concreto es 3.25			
Tanques no anclados vacíos no deben construirse en zona sísmica 2B o mayor			

*Nota.* Factor de modificación de respuesta de acuerdo con el tipo de tanque. Obtenido de ACI 350.3 (2006). *Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido. Tabla 4.1.1(b) Factor de modificación de respuesta "R".* (p. 20). ACI.

### 2.6.7. Aceleración espectral

El suelo sobre el que se edifica el tanque se encuentra en estado de reposo momentos antes de suceder un sismo, al instante que ocurre el evento, este altera el estado de reposo impregnando una aceleración horizontal, presentando magnitudes notables a un principio y disminuyendo en el transcurso del tiempo. De igual manera esta aceleración es transmitida al sistema estructura-fluido, la cual puede ser reducida mediante el sistema estructural (ductilidad y amortiguamiento). Es posible obtener su magnitud directamente por medio del registro de un acelerógrafo o indirectamente por medio del cálculo de la aceleración espectral.

La aceleración espectral representa la aceleración que experimenta la estructura a causa del sismo, correspondiente a un determinado periodo de vibración, expresado en unidades de aceleración o como fracción de la aceleración de la gravedad (ACI 350.3, 2006).

Las aceleraciones espectrales para los componentes impulsivo y convectivo son calculadas por medio de las siguientes fórmulas. Se enfatiza que estas expresiones dan el valor de la aceleración para un periodo de vibración en específico que va integrado implícitamente en el factor de amplificación:

$$S_{ai} = \frac{Z * S * I * C_i * g}{R_{wi}}$$

Ec. 73

$$S_{ac} = \frac{Z * S * I * C_c * g}{R_{wc}}$$

Ec. 74

Donde:

$S_{ai}$ : aceleración espectral del componente impulsivo [ $m/s^2$ ]

$S_{ac}$ : aceleración espectral del componente convectivo [ $m/s^2$ ]

$g$ : aceleración de la gravedad [ $m/s^2$ ]

Las ecuaciones 73 y 74 utilizan los factores sísmicos, donde  $Z$  es el factor de zona sísmica,  $S$  es el factor del suelo,  $I$  es el factor de importancia,  $C_i$  y  $C_c$  son los factores de amplificación sísmica de los componentes impulsivo y convectivo, respectivamente,  $R_{wi}$  y  $R_{wc}$  son los factores de modificación de respuesta de los componentes impulsivo y convectivo, respectivamente. La combinación de estos factores es un valor adimensional, por ello se dice que la aceleración espectral es una fracción de  $g$ .

- Representación gráfica del espectro de respuesta

Si se desea una representación gráfica del espectro de respuesta, se procede a variar los valores de los periodos de vibración desde cero segundos hasta un valor prudente, tomando en cuenta que los periodos asociados al modo convectivo rondan en los 2,40 s. Otra manera es variar los periodos hasta observar que los valores de aceleración se aproximen a cero.

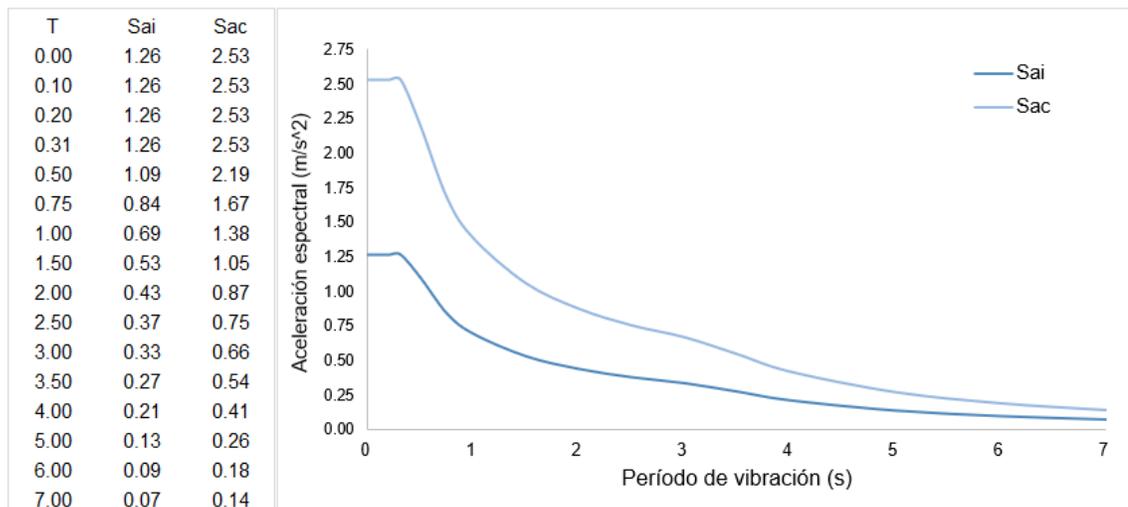
Al momento de emplear las ecuaciones del factor de amplificación sísmica se debe prestar atención porque sus expresiones cambian dependiendo del rango del periodo a utilizar. Cabe mencionar que los demás factores no dependen de este rango.

Después de haber establecido los factores sísmicos se procede con el cálculo de la aceleración espectral para cada periodo, obteniendo diferentes valores de aceleración con los que se construye el espectro de respuesta,

colocando los periodos en el eje de las abscisas y las aceleraciones en el eje de las ordenadas, como se ejemplifica en la figura 28.

**Figura 28.**

*Representación del espectro de respuesta*



*Nota.* Con base en los datos del lado izquierdo se construye el espectro. Adaptado de Guillén (2017). *Análisis del comportamiento dinámico del agua en tanques apoyados rectangulares y cilíndricos bajo acción sísmica.* (p. 91). Repositorio Académico, UPC.

En esta gráfica se toma lectura de las aceleraciones espectrales impulsiva y convectiva, correspondientes a un valor específico de periodo de vibración impulsivo, convectivo u otro.

Una peculiaridad de estos espectros es que, cuando da inicio el evento sísmico, la aceleración espectral del sistema es igual a la aceleración máxima efectiva del movimiento del suelo (Bazán, 1999). Esto se confirma en la figura 27, donde la relación entre las aceleraciones es 1 en  $T = 0$  s.

Ya sea con los registros del acelerógrafo, los resultados de las ecuaciones (73 y 74) o con la lectura desde el espectro de respuesta, se obtiene la aceleración espectral y por consiguiente se procede con el análisis hidrodinámico.

## **2.7. Tipos de carga**

Los tanques requieren de un correcto diseño estructural debido a lo importante que es el continuo funcionamiento de la estructura durante el periodo de diseño, tomando en cuenta los efectos de las cargas permanentes, variables y las accidentales, con el fin de determinar las dimensiones y materiales adecuados para la construcción.

### **2.7.1. Cargas permanentes**

También conocidas como cargas muertas, son acciones permanentes de magnitud constante que se mantienen en la misma posición ininterrumpidamente durante el tiempo de servicio de la estructura. Estas comprenden el peso propio de la estructura (muros, cimentaciones, pisos y cubiertas) y componentes fijos anclados a esta. Se calcula de acuerdo con los pesos volumétricos de los materiales y las dimensiones de los elementos establecidos en el diseño de la estructura del tanque.

### **2.7.2. Cargas variables**

También denominadas cargas vivas, son acciones variables de magnitud no constante que se pueden encontrar en diferente posición durante el tiempo de servicio de la estructura. Están constituidas principalmente por la ocupación y la cantidad considerada crítica de personas que participan en la construcción,

mantenimiento o reparación. En esta categoría también se incluyen las cargas que el líquido contenido produce.

### **2.7.3. Cargas accidentales**

Son cargas independientes al funcionamiento ejercido por la estructura, que logran notables magnitudes en periodos breves de ocurrencia, principalmente ocasionados por razones naturales.

- Cargas de sismo

Son acciones originadas por un evento sísmico, transmitidas a través del suelo, produciendo cargas laterales sobre la estructura, de breve duración. Las consecuencias generadas dependen de la aceleración horizontal del sismo y de la respuesta sísmica de la estructura. Para su cálculo se utiliza la información suministrada por los códigos y normativas locales respecto a los coeficientes sísmicos, espectros de respuesta, la zona en la que se ubique y el tipo de suelo, además de la masa y rigidez de la estructura.

- Cargas de viento

Fuerza ejercida por una masa de aire en movimiento que produce empujes y succiones exteriores sobre la estructura. En campos abiertos esta carga será de mayor magnitud en comparación de si la estructura se encuentra rodeada de edificios, por ejemplo. Su cálculo depende de la ubicación, el área de exposición, altura respecto al suelo y posición de la estructura. Los efectos que esta produce dependen de la densidad, ángulo de incidencia y velocidad del viento, además de la forma y rigidez de la estructura.

En el cálculo de las cargas accidentales, no es necesario integrar los efectos de las dos cargas (sismo y viento) al mismo tiempo, más bien se utiliza la que provoque una condición más crítica a la estructura dependiendo de su entorno.

### **3. EJEMPLIFICACIÓN DE ANÁLISIS DE TANQUE SUPERFICIAL**

El diseño y análisis del tanque contenedor de líquido depende de la información suministrada, como mínimo es necesario tener el volumen de almacenamiento, el tipo de fluido a contener, las condiciones de operación y la ubicación requerida. Con base en ello se elige el material de construcción (concreto o acero), la forma geométrica (circular o rectangular) y la localización (superficial, enterrado o elevado) más apropiados a lo solicitado. Asimismo, se debe realizar el estudio del suelo sobre el que se asienta el tanque e investigar acerca del registro sísmico del sitio para llevar a cabo un análisis detallado.

Con la finalidad de instruir y ampliar las habilidades en el análisis de estructuras contenedoras de líquido, además de poner en práctica lo descrito en el capítulo anterior, se procede con la ejemplificación de un tanque de almacenamiento de agua potable, ubicado en el municipio de San Miguel Petapa, del departamento de Guatemala, con una capacidad de 100 metros cúbicos.

Como primer paso se procede con el predimensionamiento de los elementos estructurales, seguidamente se realiza el análisis del comportamiento del líquido mediante el método de modelo simplificado masa-resorte propuesto por Housner (1963) y, para darle un enfoque sísmico, se determina la aceleración espectral o se elabora el espectro de respuesta del lugar donde se requiere el tanque. Por último, se realiza la evaluación del sistema estructura-fluido para extraer conclusiones.

Es necesario mencionar que en este documento el análisis se efectúa con el tanque parcial o totalmente lleno, debido a que en estos escenarios se producen las fuerzas hidrodinámicas (tema de interés). Sin embargo, es imprescindible el análisis con el tanque vacío para evitar deslizamiento o volteo.

### **3.1. Descripción del proyecto**

Se requiere diseñar un tanque de almacenamiento de agua potable con una capacidad de 100 metros cúbicos, ubicado en el municipio de San Miguel Petapa, del departamento de Guatemala, que trabaje a presión atmosférica y permanezca completamente operativo tras un evento natural.

Se propone el diseño de un tanque superficial de sección circular y eje vertical, construido a base de concreto armado, donde la unión de la pared con la losa base es fija (rígida o empotrada) y la parte superior del tanque está expuesta, es decir, sin cubierta. En esa ubicación, la actividad sísmica es dominante, por lo que el tanque debe ser diseñado como estructura sismorresistente.

A continuación se detallan los datos básicos para el diseño del tanque: peso específico del agua  $\gamma_w = 9,807 \text{ kN/m}^3$ ; peso específico del concreto  $\gamma_c = 23,56 \text{ kN/m}^3$ ; resistencia a la compresión del concreto para la pared  $f'_c = 21 \text{ MPa}$ ; resistencia a la compresión del concreto para la losa base  $f'_c = 24 \text{ MPa}$ ; resistencia a la fluencia del acero  $f_y = 420 \text{ MPa}$  (grado 60); módulo de elasticidad del acero  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ , y aceleración de la gravedad  $g = 9,807 \text{ m/s}^2$ . Para fines prácticos de este documento el perfil del suelo en esa ubicación ha sido asumido como tipo B, de acuerdo con la clasificación de la tabla 2 y la capacidad de carga del suelo como  $q = 196,14 \text{ kN/m}^2$ , sin embargo, en un caso real es obligatorio realizar un estudio geotécnico.

### 3.2. Predimensionamiento

Es la parte del diseño que estima las dimensiones iniciales de los elementos estructurales con el objetivo de encontrar magnitudes orientativas que puedan servir en el desarrollo del diseño. A partir de las dimensiones definidas inicialmente se procede con el análisis, el cual indica si cumplen con lo solicitado o es necesario modificarlas para un refinamiento del diseño.

Para dar inicio con el predimensionamiento se procede con el cálculo del radio interno del tanque. Sabiendo que el contenedor debe tener la capacidad de 100 m<sup>3</sup>, se propone una altura para el líquido en estado de reposo de 2,60 m. Utilizando las siguientes expresiones se obtiene el radio:

$$\begin{aligned}A_{\text{base}} * h &= V \\A_{\text{base}} (2,60 \text{ m}) &= 100 \text{ m}^3 \\A_{\text{base}} &= 38,46 \text{ m}^2 \\A_{\text{base}} &= \pi R^2 \\R &= \sqrt{(38,46 \text{ m}^2)/\pi} = 3,498 \text{ m} \approx 3,50 \text{ m}\end{aligned}$$

Conforme al dato obtenido, la relación h/R es igual a 0,74; en otras palabras, hay un tanque ancho (h/R < 1). Para continuar con el desarrollo del diseño, se procede con el predimensionamiento de los elementos estructurales.

#### 3.2.1. Espesor de pared

En las especificaciones del ACI 350 se establece que las paredes de concreto armado que estén en contacto con algún líquido y tengan una altura igual o mayor a 3,00 m deberán tener un espesor mínimo de 0,30 m. Además, establece que el espesor de las paredes sea mayor a h/25 y mayor a 0,20 m si

son diseñadas por el método empírico (ACI 350, 2006). Utilizando estas especificaciones el espesor de la pared puede ser:

$$t_w = 0,30 \text{ m}$$

$$t_w = 1/25 * h = 1/25 * 2,60 \text{ m} = 0,10 \text{ m}$$

$$t_w = 0,20 \text{ m}$$

Asimismo, en el manual PCA-C se encuentra una expresión para el cálculo del espesor de la pared con base en la tensión anular, la cual es producida en sentido horizontal del muro circular. La expresión se define así:

$$t_w = \frac{(\epsilon_{sh} * E_s + f_s - n * f_{ct}) * T_a}{a_t * f_s * f_{ct}}$$

Ec. 75

$$f_{ct} = 1/10 * f'_c$$

Ec. 76

$$f_s = 1/3 * f_y$$

Ec. 77

$$n = E_s/E_c$$

Ec. 78

$$T_a = A_s * f_s$$

Ec. 79

Donde:

$\epsilon_{sh}$ : deformación unitaria del concreto (0,003)

$f_s$ : tensión de tracción en el acero [MPa]

$f_{ct}$ : resistencia a la tracción del concreto [MPa]

n: relación modular de elasticidad

$T_a$ : tensión anular [MN]

$a_t$ : altura de bloque para el análisis de la tensión anular [m]

$A_s$ : área de acero del refuerzo horizontal en un bloque de altura  $a_t$  [m<sup>2</sup>]

Empleando la ecuación 75 y los datos básicos, el espesor de la pared se determina de la siguiente manera. La altura del bloque para el análisis de la tensión anular equivale a 0,30 m de acuerdo con el PCA-C, donde indica 12 pulg (PCA, 1993). Se decide utilizar dos varillas No. 4 como refuerzo horizontal en esa altura de bloque, cada una tiene un área transversal de 1,27 cm<sup>2</sup>. Se enfatiza que es un criterio preliminar, posteriormente se revisará si esta cantidad de varillas, espaciamiento y diámetro son los adecuados.

$$f_{ct} = 1/10 * 21 \text{ MPa} = 2,10 \text{ MPa}$$

$$f_s = 1/3 * 420 \text{ MPa} = 140 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{21 \text{ MPa}} = 21\,538,11 \text{ MPa}$$

$$n = 200\,000 \text{ MPa} / 21\,538,11 \text{ MPa} = 9,286$$

$$T_a = \frac{2 * 1,27 \text{ cm}^2}{(100 \text{ cm/m})^2} * 140 \text{ MPa} = 0,03556 \text{ MN}$$

$$t_w = \left[ \frac{(0,003 * 200\,000) + 140 - (9,286 * 2,10)}{0,30 * 140 * 2,10} \right] * 0,03556 = 0,29 \text{ m}$$

De lo obtenido con las especificaciones del ACI y la ecuación 75, se elige el espesor de 0,30 m.

### 3.2.2. Altura de pared

La altura de la pared va a depender de la altura del líquido en estado de reposo y del resguardo, de forma matemática se determina con la siguiente ecuación. Para el predimensionamiento de la altura de resguardo se recomienda

tomar el 12 % del volumen contenido y calcular la altura que le corresponde a este volumen (Guillén, 2017).

$$H_w = h + r$$

Ec. 80

Al mismo tiempo, el suelo sobre el que se asienta el tanque limita la altura de la pared, puesto que debe soportar el peso del fluido y la presión hidrostática que se genera. Esta presión no debe ser mayor a la capacidad de carga del suelo ( $P_A < q$ ) y se sabe que, con mayor altura del líquido, mayor presión, de allí se deduce que la altura de la pared está limitada por la resistencia del suelo. En la ecuación 68 es válido igualar la profundidad del líquido con la altura del mismo en estado de reposo ( $y' = h$ ), y utilizando la desigualdad  $P_A < q$  se obtiene la siguiente expresión:

$$h < q/Y_w$$

Ec. 81

Empleando la ecuación 80, la altura de la pared se determina de la siguiente manera:

$$12\% * V = \pi * R^2 * r$$
$$r = \frac{12\% * 100 \text{ m}^3}{\pi (3,50 \text{ m})^2} = 0,31 \text{ m}$$

$$H_w = 2,60 \text{ m} + 0,31 \text{ m} = 2,91 \text{ m}$$

Del resultado conseguido se elige una altura de 2,90 m. Sin embargo, con el análisis a realizar se obtendrá la amplitud del oleaje, donde se debe cumplir que  $r > d$ , por lo tanto, la altura de la pared posiblemente cambiará.

### **3.2.3. Espesor de losa base**

El diseño de la cimentación estará en función de las dimensiones del tanque, el empuje del agua con el contenedor completamente lleno y las características mecánicas del suelo donde se desplante. La cimentación puede ser una zapata corrida bajo el muro perimetral o una losa estructural.

Para este proyecto se propone la losa estructural que abarque el área total del tanque y, al mismo tiempo, que ejerza una función estructural, constituya el fondo del contenedor. Por ser una cimentación superficial significa menor costo y simplicidad en la ejecución.

En las especificaciones del ACI 350 se establecen los espesores mínimos para las losas apoyadas directamente sobre el suelo. Para losas con una capa de refuerzo no pretensado, el espesor debe ser 0,10 m; para losas con refuerzo pretensado, debe ser 0,125 m, y para losas con dos capas de refuerzo no pretensado (superior e inferior), el espesor debe ser 0,15 m (ACI 350, 2006). Para este proyecto en particular se elige el espesor de la losa base como 0,15 m.

### **3.2.4. Cubierta**

El diseño de la cubierta depende de las cargas o equipos que se instalen sobre esta, incluyendo la cantidad de trabajadores que se requieren para su construcción y posterior mantenimiento. El espesor mínimo para una losa plana es de 0,10 m según el ACI 318 (2019). Ahora bien, para domos o cúpulas el ACI

372 (2003) proporciona las especificaciones. Cabe recordar que en el diseño y análisis de este tanque se está considerando la parte superior del tanque expuesta, es decir, sin cubierta.

### 3.2.5. Resumen de propuesta

En resumen, las dimensiones para la propuesta del tanque superficial de concreto armado, con sección circular, eje vertical, se describen a continuación:

**Tabla 5.**

*Dimensiones de tanque*

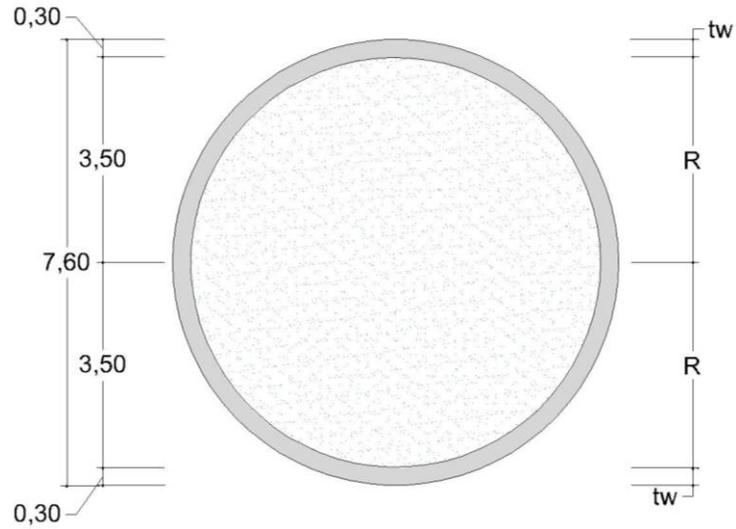
Descripción	Variable	Magnitud	Unidad
Volumen	V	100.00	m <sup>3</sup>
Radio interno	R	3.50	m
Altura de líquido	h	2.60	m
Altura de pared	H <sub>w</sub>	2.90	m
Altura de resguardo	r	0.31	m
Espesor de pared	t <sub>w</sub>	0.30	m
Espesor de losa base	t <sub>b</sub>	0.15	m
Espesor de cubierta	t <sub>r</sub>	0.00	m

*Nota.* Dimensiones iniciales para el tanque y elementos estructurales. Elaboración propia.

La geometría del tanque superficial se ilustra en las siguientes figuras:

**Figura 29.**

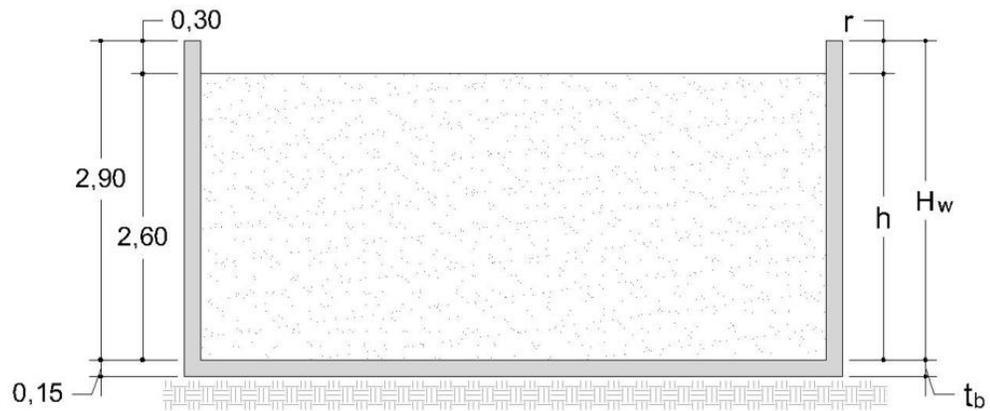
*Planta de tanque circular*



*Nota.* Vista en planta del tanque. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

**Figura 30.**

*Elevación de tanque circular*



*Nota.* Sección transversal del tanque. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

### 3.3. Análisis de tanque de almacenamiento

Realizado el predimensionamiento de los elementos estructurales que conforman el tanque de almacenamiento, se procede con el análisis de la estructura conteniendo el volumen total del líquido, utilizando el método de modelo simplificado masa-resorte para representar la interacción estructura-fluido, juntamente con las especificaciones del ACI 350.3 en la selección de los factores sísmicos. La dirección del movimiento del suelo se tomará de este a oeste, aunque el análisis es el mismo en cualquier dirección debido a la geometría circular de la estructura. El concepto por utilizar será el EBP, el de no incluir las presiones sobre la base, sin embargo, en la tabla 6 se presentan resultados utilizando el concepto IBP.

Se debe tomar en cuenta que la unión de la pared con la losa base es empotrada tipo 2.1, según el ACI 350.3 (2006), la parte superior del tanque sin cubierta y la losa base es maciza de concreto armado.

#### 3.3.1. Método de modelo simplificado

Para iniciar se calcula la masa total de agua en el tanque empleando la ecuación 3. Luego, el cálculo de la masa impulsiva y masa convectiva se efectúa utilizando las ecuaciones 1 y 2, respectivamente:

$$m = (1 \text{ kNs}^2/\text{m}^4)(\pi)(3,5 \text{ m})^2(2,6 \text{ m}) = 100 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

$$m_0 = (100) \frac{\tanh(1,7 * 3,5/2,6)}{1,7 (3,5/2,6)} = 42,81 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

$$m_1 = 0,6 (100) \frac{\tanh (1,8 * 2,6/3,5)}{1,8 (2,6/3,5)} = 39,08 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

El cálculo de las alturas donde se ubican los centroides o se conectan la masa impulsiva y convectiva se realiza empleando las ecuaciones 4 y 5, respectivamente. Por utilizar el concepto EBP, los coeficientes son  $\alpha = 0$ ,  $\beta = 1$ .

$$h_0 = \frac{3}{8}(2,6) \left\{ 1 + (0) \left[ \left( \frac{100}{39,08} \right) \left( \frac{3,5}{2,6} \right)^2 - 1 \right] \right\} = 0,98 \text{ m}$$

$$h_1 = (2,6) \left[ 1 - 0,185 \left( \frac{100}{39,08} \right) \left( \frac{3,5}{2,6} \right)^2 + 0,56(1) \left( \frac{3,5}{2,6} \right) \sqrt{ \left( \frac{100 * 3,5}{3 * 39,08 * 2,6} \right)^2 - 1 } \right]$$

$$h_1 = 1,48 \text{ m}$$

El cálculo de la rigidez del resorte que conecta la masa convectiva a la pared se lleva a cabo utilizando la ecuación 6:

$$k_1 = \frac{5,4 (39,08)^2 (9,807) (2,6)}{(100) (3,5)^2} = 171,66 \text{ kN/m}$$

### 3.3.2. Periodo de vibración y frecuencia circular

Para determinar el periodo del sistema estructura-fluido, primero se debe calcular la frecuencia circular del sistema empleando la ecuación 8 o 9:

$$\omega = \sqrt{ \frac{171,66 \text{ kN/m}}{39,08 \text{ kNs}^2/\text{m}} } = 2,10 \text{ rad/s}$$

$$\omega = \sqrt{ \frac{171,66 (39,08 + 42,81)}{39,08 * 42,81} } = 2,90 \text{ rad/s}$$

Se ha elegido utilizar el resultado de la ecuación 8, formulada por Housner (1963). Obtenida la magnitud de la frecuencia circular, se calcula el periodo del sistema estructura-fluido usando la ecuación 7:

$$T = \frac{2\pi}{2,10 \text{ rad/s}} = 3,00 \text{ s}$$

Se ha definido el periodo de vibración y la frecuencia del sistema estructura-fluido, ahora se procede a definir los periodos de los dos componentes por separado.

Antes de calcular el periodo del componente impulsivo se debe calcular la frecuencia circular que le corresponde, empleando la ecuación 11. Y, a su vez, se debe calcular el coeficiente para determinar la frecuencia fundamental del sistema, el coeficiente de frecuencia impulsiva y el módulo de elasticidad del concreto, utilizando las ecuaciones 13, 12 y 14, respectivamente:

$$C_w = 0,09375 + 0,2039 \left( \frac{2,6}{2 * 3,5} \right) - 0,1034 \left( \frac{2,6}{2 * 3,5} \right)^2 - 0,1253 \left( \frac{2,6}{2 * 3,5} \right)^3 + 0,1267 \left( \frac{2,6}{2 * 3,5} \right)^4 - 0,03186 \left( \frac{2,6}{2 * 3,5} \right)^5 = 0,151$$

$$C_i = 0,151 \sqrt{\frac{0,30 \text{ m}}{10 * 3,5 \text{ m}}} = 0,014$$

$$E_c = 4700 \sqrt{21 \text{ MPa}} = 21 \ 538,11 \text{ MN/m}^2$$

$$\omega_i = \left( \frac{0,014}{2,60} \right) \sqrt{\frac{1000 * 21 \ 538,11 * 9,807}{23,56}} = 16,12 \text{ rad/s}$$

El cálculo del periodo de vibración del componente impulsivo se lleva a efecto empleando la ecuación 10:

$$T_i = \frac{2\pi}{16,12 \text{ rad/s}} = 0,39 \text{ s}$$

Previo a calcular el periodo del componente convectivo se debe calcular su frecuencia circular utilizando la ecuación 17, juntamente con el coeficiente de valor característico utilizando la ecuación 18:

$$\lambda = \sqrt{3,68 * 9,807 * \tanh\left(1,84 * \frac{2,6}{3,5}\right)} = 5,63 \sqrt{\text{m/s}^2}$$

$$\omega_c = \frac{5,63 \sqrt{\text{m/s}^2}}{\sqrt{2 * 3,50 \text{ m}}} = 2,13 \text{ rad/s}$$

El cálculo del periodo de vibración del componente convectivo se realiza valiéndose de la ecuación 15 o 16:

$$T_c = 2\pi \sqrt{\frac{39,08 \text{ kNs}^2/\text{m}}{171,66 \text{ kN/m}}} = 3,00 \text{ s}$$

$$T_c = \frac{2\pi}{2,13 \text{ rad/s}} = 2,95 \text{ s}$$

Se elige utilizar el resultado de la ecuación 15 para el posterior análisis.

### 3.3.3. Desplazamiento horizontal y vertical

El líquido contenido va a presentar simultáneamente dos desplazamientos en el lapso de ocurrencia de un sismo: el desplazamiento horizontal, que corresponde a la amplitud de la masa convectiva ( $A_1$ ), y el desplazamiento vertical, que corresponde a la amplitud del oleaje ( $d$ ). Dicho esto, se procede con el cálculo de las dos variables.

Para determinar el desplazamiento horizontal del componente convectivo respecto a la posición de equilibrio se emplea la ecuación 22 o 23. Se opta por utilizar la ecuación 23, puesto que en la ecuación 22 se necesita el espectro de velocidad no amortiguada ( $S_v$ ), en este documento se calculará la aceleración espectral ( $S_a$ ), pero no la anteriormente mencionada.

El ángulo entre la orientación del muro y el movimiento del suelo ( $\theta$ ) se ha elegido como 0 rad ( $0^\circ$ ) porque es donde se obtiene el máximo valor de amplitud de la masa convectiva y, por lo tanto, el escenario más crítico, incluso es válido elegir  $\pi$  rad ( $180^\circ$ ) como se observa en la figura 16.b.

$$A_1 = \frac{2,60 * \cos (0)}{\sqrt{\frac{27}{8}} \left( \frac{2,6}{3,5} \right) * \tan \left( \sqrt{\frac{27}{8}} * \frac{2,6}{3,5} \right)} = 0,40 \text{ m}$$

Para obtener la amplitud del oleaje respecto al nivel de reposo del líquido se utiliza la ecuación 19 o 20. Por el momento se emplea la ecuación 19 porque se tienen todas las variables necesarias, en cambio, la ecuación 20 requiere de los factores sísmicos, los cuales se establecerán en detalle más adelante.

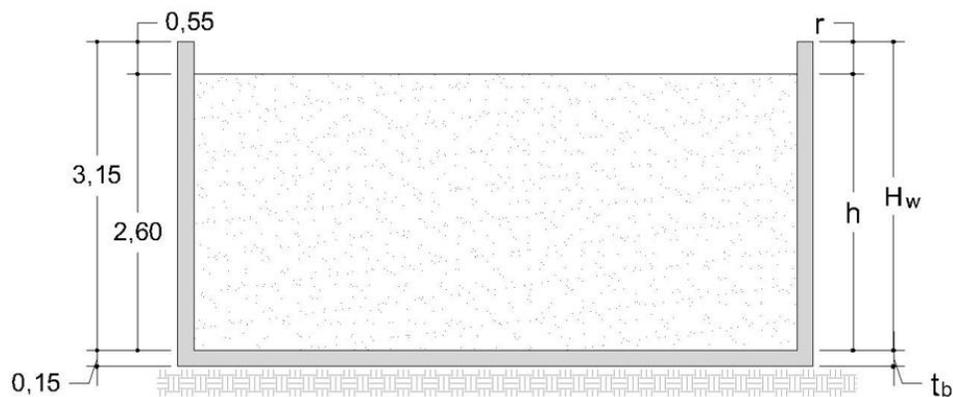
$$d = \frac{0,63(0,40) \left( \frac{171,66 * 3,5}{39,08 * 9,807} \right)}{1 - 0,85 \left( \frac{0,40}{3,5} \right) \left( \frac{171,66 * 3,5}{39,08 * 9,807} \right)^2} = 0,52 \text{ m}$$

Notar que la altura del oleaje es mayor a la altura de resguardo propuesta previamente ( $r = 0,31 \text{ m}$ ), pero se debe cumplir que  $r > d$ ; por tal razón se va a modificar la altura de resguardo proponiendo  $r = 0,55 \text{ m}$ , igualmente se corrige la altura de la pared utilizando la ecuación 80. En la figura 31 se muestran estas modificaciones:

$$H_w = 2,60 \text{ m} + 0,55 \text{ m} = 3,15 \text{ m}$$

**Figura 31.**

*Elevación corregida de tanque circular*



*Nota.* La altura de pared se modificó debido al cambio en altura de resguardo. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

### **3.3.4. Espectro de respuesta**

El tanque es requerido para el municipio de San Miguel Petapa, del departamento de Guatemala, en esa ubicación la actividad sísmica es dominante. En función de los datos geográficos, de la configuración estructural y del estudio de suelos, se establecen los factores sísmicos con el fin de obtener la aceleración espectral o el espectro de respuesta.

El primer factor por establecer es el de zona sísmica (Z). Guatemala se encuentra en la zona 4 conforme a la división de zonas sísmicas a nivel mundial, donde hay un 100 % de probabilidad de ocurrencia de sismo, por lo que, según la tabla 1, el valor del factor de zona sísmica es de 0,075.

El segundo factor por establecer es el del suelo (S). Para fines prácticos de este documento, el perfil del suelo en esa ubicación ha sido asumido como tipo B, y conforme la tabla 2 el valor del factor del suelo es de 1,20. Sin embargo, en un caso real es obligatorio realizar un estudio geotécnico.

El tercer factor por establecer es el de importancia (I). La estructura por diseñar cae dentro de la categoría de tanques destinados a permanecer en uso después de un evento sísmico, cuyo contenido por ser agua es vital en casos de emergencia. De acuerdo con la tabla 3, el valor del factor de importancia es de 1,25.

El cuarto factor por establecer es el de amplificación sísmica (C). A diferencia de los factores anteriores, este varía para cada componente debido a la desigualdad en los periodos de vibración. Por tal motivo se debe calcular el factor para el componente impulsivo y para el componente convectivo por separado.

El factor de amplificación sísmica del componente impulsivo se calcula utilizando la ecuación 69 o 70, dependiendo del valor del periodo de vibración impulsivo. Según el cálculo realizado se obtuvo  $T_i = 0,39 \text{ s} > 0,31 \text{ s}$ , por lo tanto, se emplea la ecuación 70, de igual manera hay que calcular la ecuación 69 por la condición presente.

$$C_i = \frac{1,25}{(0,39)^{2/3}} = 2,34 \leq \frac{2,75}{S}$$

$$C_i = \frac{2,75}{1,20} = 2,29$$

Por el resultado obtenido se debe utilizar  $C_i = 2,29$ . Asimismo, el factor de amplificación sísmica del componente convectivo se calcula valiéndose de la ecuación 71 o 72, dependiendo del valor del periodo de vibración convectivo. Conforme el cálculo realizado se obtuvo  $T_c = 3,00 \text{ s} > 2,40 \text{ s}$ , de modo que se utiliza la ecuación 72:

$$C_c = \frac{6}{(3,00)^2} = 0,67$$

El quinto y último factor por establecer es el de modificación de respuesta ( $R_w$ ), el cual posee la misma característica del factor C porque varía para cada componente. Para este caso se tiene un tanque superficial con unión pared-losa base empotrada, de acuerdo con la tabla 4, el valor del factor de modificación de respuesta para el componente impulsivo es de 2,00 y para el componente convectivo es 1,00.

Teniendo el valor de los factores se procede con el cálculo de la aceleración espectral correspondiente a un determinado periodo de vibración que

va integrado implícitamente en el factor de amplificación sísmica. El cálculo de la aceleración espectral para el componente impulsivo y convectivo se realiza utilizando la ecuación 73 y 74. Cabe mencionar que la combinación de los factores sísmicos es un valor adimensional, por ello se dice que la aceleración espectral es una fracción de g.

$$S_{ai} = \frac{0,075 * 1,20 * 1,25 * 2,29 * 9,807}{2,00} = 1,26 \text{ m/s}^2 = 0,13 * g$$

$$S_{ac} = \frac{0,075 * 1,20 * 1,25 * 0,67 * 9,807}{1,00} = 0,74 \text{ m/s}^2 = 0,08 * g$$

Estas magnitudes de aceleración espectral serán utilizadas en las ecuaciones para determinar las fuerzas hidrodinámicas e inerciales. Con el motivo de instruir y ampliar las habilidades se procede con la representación gráfica del espectro de respuesta, variando los valores de los periodos de vibración desde cero segundos hasta un valor prudente, e ir aplicando las expresiones del factor de amplificación sísmica de acuerdo con las condiciones en los rangos. Los datos se muestran en la tabla 6, y la representación gráfica en la figura 32.

Los puntos marcados en la figura 32 corresponden a  $T_i = 0,39 \text{ s}$ ,  $T_c = 3,00 \text{ s}$ , con sus aceleraciones  $S_{ai} = 1,26 \text{ m/s}^2$ ,  $S_{ac} = 0,74 \text{ m/s}^2$ , respectivamente.

**Tabla 6.**

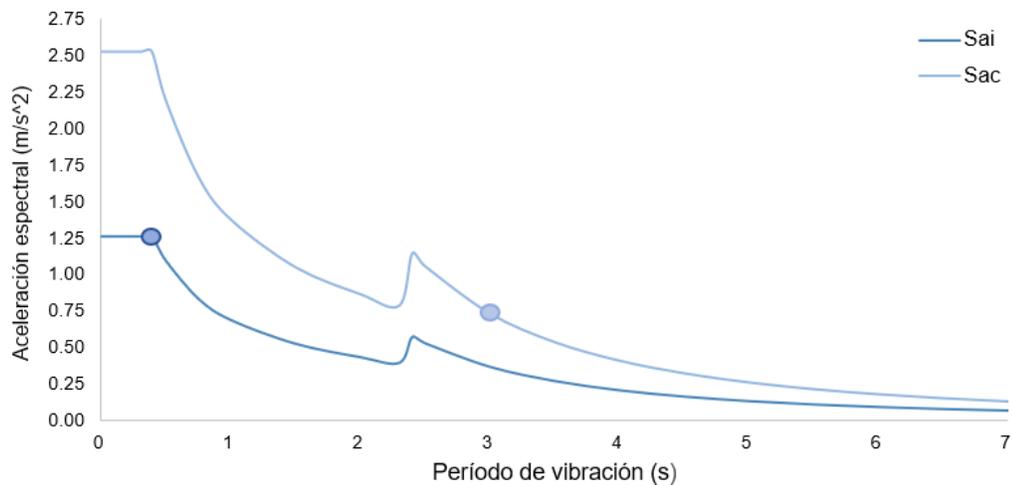
*Valores de aceleración espectral*

T	C	Sai	Sac
0.00	2.29	1.26	2.53
0.10	2.29	1.26	2.53
0.20	2.29	1.26	2.53
0.31	2.29	1.26	2.53
<b>0.39</b>	2.29	<b>1.26</b>	2.53
0.50	1.98	1.09	2.19
1.00	1.25	0.69	1.38
2.40	1.04	0.57	1.15
2.50	0.96	0.53	1.06
<b>3.00</b>	0.67	0.37	<b>0.74</b>
4.00	0.38	0.21	0.41
5.00	0.24	0.13	0.26
6.00	0.17	0.09	0.18
7.00	0.12	0.07	0.14

*Nota.* Detalle de aceleraciones espectrales obtenidas con los periodos. Elaboración propia.

**Figura 32.**

*Espectro de respuesta de cada componente*



*Nota.* Elaborado con los parámetros seleccionados e indicación de la aceleración espectral respecto al periodo impulsivo y convectivo. Elaboración propia, realizado con Microsoft Excel.

### 3.3.5. Fuerzas hidrodinámicas

El cálculo de las fuerzas que generan la masa impulsiva y convectiva en las paredes de los tanques se lleva a cabo utilizando las ecuaciones 26 y 27, respectivamente, considerando que son fuerzas laterales puntuales aplicadas en las alturas  $h_0$  y  $h_1$ . Otra manera de determinar las fuerzas hidrodinámicas es por medio de las ecuaciones 28 y 29 donde se emplea la aceleración espectral:

$$P_0 = \frac{0,075 * 1,20 * 1,25 * 2,29 * 42,81 * 9,807}{2,00} = 54,08 \text{ kN}$$

$$P_1 = \frac{0,075 * 1,20 * 1,25 * 0,67 * 39,08 * 9,807}{1,00} = 28,89 \text{ kN}$$

También es posible calcular una aproximación de la fuerza de cada componente distribuida por unidad de alto de pared actuando a cierta altura “y”, empleando las ecuaciones 30 y 31. Por razones de ejemplificación solo se procede a calcular para el nivel  $y = 1,20$  m; en todo caso, en la figura 36 se expone el diagrama completo:

$$P_{0y} = \frac{54,08 [ 4 * 2,6 - 6 * 0,98 - (6 * 2,6 - 12 * 0,98)(1,2/2,6) ]}{2 * 2,6^2} = 10,99 \text{ kN/m}$$

$$P_{1y} = \frac{28,89 [ 4 * 2,6 - 6 * 1,48 - (6 * 2,6 - 12 * 1,48)(1,2/2,6) ]}{2 * 2,6^2} = 5,38 \text{ kN/m}$$

### 3.3.6. Fuerzas dinámicas inerciales

El cálculo de la fuerza que genera la inercia de la pared del tanque se realiza usando la ecuación 32, actuando de forma puntual en el centroide de la

pared en la altura  $h_w$ . Antes de calcular esta fuerza se debe determinar el coeficiente de masa efectiva ( $\varepsilon$ ) y el peso del elemento estructural valiéndose de las ecuaciones 34 y 35, respectivamente:

$$\varepsilon = 0,0151 \left( \frac{2 * 3,5}{2,6} \right)^2 - 0,1908 \left( \frac{2 * 3,5}{2,6} \right) + 1,021 = 0,617 \leq 1$$

$$W_w = 2\pi * 3,50 * 3,15 * 0,30 * 23,56 = 489,61 \text{ kN}$$

$$P_w = \frac{0,075 * 1,20 * 1,25 * 2,29 * 0,617 * 489,61}{2,00} = 38,91 \text{ kN}$$

Al igual que para las fuerzas hidrodinámicas, la fuerza inercial de la pared puede ser calculada de forma distribuida para una cierta altura, utilizando la ecuación 37. Sin embargo, el nivel del líquido en el que el muro está siendo investigado “y” no afecta en el resultado, de modo que la fuerza distribuida es la misma por unidad de alto de pared, gráficamente es uniformemente distribuida, como se ilustra en la figura 37:

$$P_{wy} = \frac{38,91 \text{ kN}}{2 (3,15 \text{ m})} = 6,18 \text{ kN/m}$$

El cálculo de la fuerza de diseño máxima o la fuerza total se lleva a efecto empleando la ecuación 38, donde se hace una integración de las fuerzas actuantes del sistema estructura-fluido que se producen en el evento sísmico:

$$P_T = \sqrt{(54,08 + 38,91 + 0,00)^2 + (28,89)^2} = 97,37 \text{ kN} = 9,93 \text{ T}$$

### 3.3.7. Cortante basal

Luego de haber obtenido las magnitudes de las fuerzas hidrodinámicas ejercidas por el líquido contenido, además de la fuerza ejercida por el elemento estructural, se calcula el cortante basal aplicado en la parte inferior de la pared del tanque utilizando la ecuación 40:

$$V = \sqrt{(54,08 + 38,91 + 0,00)^2 + (28,89)^2} = 97,37 \text{ kN}$$

El cortante obtenido debe ser menor al cortante que resiste el concreto del muro ( $V < V_c$ ), esto se evaluará posteriormente en la sección 3.4. de este documento.

### 3.3.8. Momento en la base

Previamente a calcular el momento sobre la base, se debe calcular el momento que originan la masa impulsiva, la masa convectiva y la masa de la pared, utilizando las ecuaciones 45, 46 y 47, respectivamente. Además, como el momento sobre la base emplea el concepto EBP, en las alturas  $h_0$  y  $h_1$  se requieren los coeficientes  $\alpha = 0$  y  $\beta = 1$ , de manera que se usan las ecuaciones 49 y 50 (para este caso y nuestra conveniencia son los mismos resultados de las ecuaciones 4 y 5). La altura donde se encuentra el centro de gravedad de la pared ( $h_w$ ) se toma como la mitad de la altura de la misma, por ser homogénea.

$$M_0 = 54,08 \text{ kN} * 0,98 \text{ m} = 53,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_1 = 28,89 \text{ kN} * 1,48 \text{ m} = 42,76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_w = 38,91 \text{ kN} * 0,5 * 3,15 \text{ m} = 61,28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Calculados los momentos originados por cada una de las masas, se procede a determinar el momento sobre la base valiéndose de la ecuación 44:

$$M_b = \sqrt{(53,00 + 61,28 + 0,00)^2 + (42,76)^2} = 122,02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Con las magnitudes del cortante y momentos que actúan en el tanque, se deben realizar las pruebas pertinentes para garantizar la estabilidad de la estructura, las cuales se desarrollan en la sección 3.4. de este documento.

### 3.3.9. Presiones hidrodinámicas

Se ha determinado la fuerza de modo puntual y distribuida linealmente ahora es el turno de la fuerza distribuida sobre una superficie, mejor dicho, presión. El cálculo de la presión impulsiva y convectiva cuando el nivel del líquido se encuentra a una cierta altura “y” se realiza empleando las ecuaciones 65 y 66.

Notar que estas ecuaciones utilizan la fuerza distribuida linealmente a lo alto de la pared y la dividen entre la longitud de arco del muro circular para formar una superficie. Es necesario señalar que el nivel del líquido “y” se encuentra implícitamente en el cálculo de la fuerza distribuida y el ángulo de orientación  $\theta$  se ha elegido como 0 rad ( $0^\circ$ ). Por razones de ejemplificación solo se calculó para el nivel  $y = 1,20$  m, pero en la figura 38 se muestra el diagrama completo de las presiones a lo alto de la pared. Asimismo, variando el ángulo  $\theta$  se obtiene el diagrama de presiones en sentido horizontal para un nivel “y”, como se presenta en la figura 39.

$$P'_{0y} = \frac{2 * 10,99 * \text{Cos}(0)}{\pi * 3,50} = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

$$P'_{1y} = \frac{16 * 5,38 * \text{Cos}(0)}{9 * \pi * 3,50} = 0,87 \text{ kN/m}^2$$

El cálculo de la presión debida a la fuerza dinámica inercial de la pared del tanque se lleva a efecto utilizando la ecuación 67. Su valor es el mismo a lo alto de la pared:

$$P'_w = \frac{6,18 \text{ kN/m}}{\pi * 3,50 \text{ m}} = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

El cálculo de la presión debida a la fuerza hidrostática ejercida por el líquido en reposo se realiza valiéndose de la ecuación 68. Por razones de ejemplificación solo se procede a calcular para la profundidad  $y' = 1,40 \text{ m}$ :

$$P_A = 9,807 \text{ kN/m}^3 * 1,40 \text{ m} = 13,73 \text{ kN/m}^2$$

### 3.4. Evaluación de la estructura

En esta sección se procede a evaluar la estructura respecto a los valores calculados, analizando cada uno de estos para ver si cumplen con los parámetros establecidos por las normas, efectuando las revisiones correspondientes.

Para comenzar se evalúa si el cortante que resiste el concreto de la pared es mayor al cortante basal. Esto se verifica desarrollando las ecuaciones 41, 42 y el resultado de la ecuación 40. Para el refuerzo vertical se ha decidido utilizar varillas No. 6, las cuales tienen un diámetro de 1,91 cm. Se enfatiza que es un criterio preliminar, posteriormente se calculará la cantidad de varillas necesaria en una franja unitaria ( $b_w$ ), su espaciamiento y si este diámetro es el adecuado.

$$d = 0,30 - 0,05 - 0,5 * 0,0191 = 0,24 \text{ m}$$

$$V_c = 0,75 * 0,53 \sqrt{21 \text{ MPa}} * 1 \text{ m} * 0,24 \text{ m} = 0,437 \text{ MN} = 437,18 \text{ kN}$$

Se ha determinado que el cortante que resiste el concreto es de 437,18 kN y la magnitud del cortante basal dio 97,37 kN, por lo tanto se cumple con la condición de que  $V < V_c$ . De igual forma la unión de la pared con la losa base va a ser capaz de soportar esta magnitud por haber sido propuesta como empotrada (tipo 2.1 de acuerdo con la clasificación del ACI 350.3-06), donde el área transversal de concreto es la misma que fue utilizada en la ecuación 41.

Suponiendo que no se hubiera cumplido la condición  $V < V_c$ , entonces se hubiera necesitado de anclajes en la unión de pared a losa base (tipo 2.3.1 según el ACI 350.3-06) o aumentado el espesor de la pared.

En cuanto al cortante que se transfiere de manera radial o tangencial, el ACI 350.3 (2006) establece porcentajes para tanques con relación  $h/R = 0,5$ . En el tanque de este estudio se obtuvo una relación 0,74, por lo que se pueden emplear estos porcentajes para obtener una aproximación. Es decir, el 20 % del cortante basal sería radial y el 80 % restante sería tangencial, equivalentes a 19,47 kN y 77,90 kN, respectivamente, valores que serán soportados cómodamente por el concreto de la pared.

Como siguiente evaluación, se efectúan las revisiones de deslizamiento y volteo, esto con el cortante y momentos producidos por las fuerzas hidrodinámicas. La primera por efectuar es la revisión por deslizamiento, empleando la ecuación 58. El peso total de la estructura se calcula mediante la ecuación 59 y el peso de la losa base con la ecuación 60:

$$W_b = \pi * (3,5 + 0,3)^2 * 0,15 * 23,56 = 160,32 \text{ kN}$$

$$W_T = 489,61 + 0,00 + 160,32 + (42,81 * 9,807) + (39,08 * 9,807) = 1453,03 \text{ kN}$$

$$F_d = \frac{0,50 * 1453,03 \text{ kN}}{97,37 \text{ kN}} = 7,46 \geq 1,50$$

La segunda revisión por efectuar es para evitar el volteo, utilizando la ecuación 61. El momento resistente se calcula por medio de la ecuación 62:

$$M_R = 1453,03 * 3,50 = 5085,61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$F_v = \frac{5085,61 \text{ kN} \cdot \text{m}}{122,02 \text{ kN} \cdot \text{m}} = 41,68 \geq 1,50$$

Con estos valores se comprueba que el tanque conteniendo el volumen requerido de líquido no va a presentar deslizamiento, ni volteo. De igual manera, se lleva a cabo las revisiones con el tanque vacío:

$$W_T = 489,61 + 0,00 + 160,32 + 0,00 + 0,00 = 649,93 \text{ kN}$$

$$F_d = \frac{0,50 * 649,93 \text{ kN}}{97,37 \text{ kN}} = 3,34 \geq 1,50$$

$$M_R = 649,93 * 3,50 = 2274,76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$F_v = \frac{2274,76 \text{ kN} \cdot \text{m}}{122,02 \text{ kN} \cdot \text{m}} = 18,64 \geq 1,50$$

Donde se comprueba que tampoco va a presentar deslizamiento o volteo. Se han realizado las evaluaciones estructurales, ahora procede la evaluación del suelo que va a soportar la estructura, calculando las ecuaciones 63 y 64. De acuerdo con la elección de la base, el ancho B será el diámetro del tanque por ser losa estructural:

$$e = \frac{2 * 3,50}{2} - \frac{5085,61 - 122,02}{1453,03} = 0,084 \text{ m}$$

$$q_{\max} = \frac{1453,03}{(2 * 3,50 - 2 * 0,084) * 1} = 212,68 \text{ kN/m}^2$$

Se ha obtenido que la máxima presión transmitida desde la estructura al suelo es de 212,68 kN/m<sup>2</sup> y la capacidad de carga del suelo se había definido como q = 196,14 kN/m<sup>2</sup>, por lo tanto, no se cumple con la condición de que q > q<sub>max</sub>. Soluciones para este problema son el empleo de cimiento corrido bajo el muro para reducir el espesor de la losa base y, por consiguiente, el peso de la estructura en general, agregar pilotes o tratar el suelo con geomallas.

- Diseño de los elementos estructurales

Previamente solo se planteó utilizar varilla No. 6 para el refuerzo vertical de la pared, pero no se estableció la cantidad de varillas y su distribución que se necesitan para soportar el momento actuante, de modo que se lleva a cabo a continuación.

La pared, por estar empotrada en la parte inferior y libre en la parte superior, estará trabajando como viga en voladizo, es decir, se encuentra presente un momento positivo y un negativo, producidos por el momento en la base (M<sub>b</sub> o M<sub>o</sub>). La PCA-C proporciona coeficientes para el cálculo de estos

momentos (positivos y negativos), dependiendo de la relación entre la altura del líquido con el diámetro del tanque y espesor de la pared, los cuales se especifican en la tabla 7. Se debe tomar en cuenta que 0,0 h se refiere a la superficie del líquido y 1,0 h al fondo del contenedor.

**Tabla 7.**

*Coefficientes para momentos positivos y negativos*

Relación $h^2/D*t_w$	Coeficientes según altura de líquido							
	0.1 h	0.2 h	0.3 h	0.5 h	0.7 h	0.8 h	0.9 h	1.0 h
0.4	-0.013	-0.051	-0.109	-0.296	-0.547	-0.692	-0.843	-1.000
0.8	-0.009	-0.040	-0.090	-0.253	-0.503	-0.659	-0.824	-1.000
1.2	-0.006	-0.027	-0.063	-0.206	-0.454	-0.616	-0.802	-1.000
1.6	-0.003	-0.011	-0.035	-0.152	-0.393	-0.570	-0.775	-1.000
2.0	+0.002	+0.002	-0.012	-0.096	-0.340	-0.519	-0.748	-1.000
3.0	+0.007	+0.022	+0.030	-0.010	-0.227	-0.426	-0.692	-1.000
4.0	+0.008	+0.026	+0.044	+0.034	-0.150	-0.354	-0.645	-1.000
5.0	+0.007	+0.024	+0.045	+0.057	-0.095	-0.296	-0.606	-1.000
6.0	+0.005	+0.018	+0.040	+0.065	-0.057	-0.252	-0.572	-1.000
8.0	+0.001	+0.009	+0.022	+0.068	-0.002	-0.178	-0.515	-1.000

*Nota.* Coeficientes que se multiplican al momento aplicado en la base, siendo positivo o negativo dependiendo del signo. Obtenido de PCA (1993). *Circular concrete tanks without prestressing* [Tanques circulares de concreto no preesforzado]. *Tabla A-11 Momentos en pared cilíndrica.* (p. A-8). PCA.

Para la elección de los coeficientes a utilizar en el cálculo de los momentos se procede a determinar la relación del tanque propuesto:

$$\frac{h^2}{D * t_w} = \frac{(2,60 \text{ m})^2}{(2 * 3,50 \text{ m})(0,30 \text{ m})} = 3,2 \approx 3,0$$

Se obtuvo una relación igual a 3,0. De acuerdo con la tabla 7 para el momento positivo el coeficiente de mayor valor es +0,030, ubicado a 0,3 h medido desde la superficie del líquido. Y, para el momento negativo, el coeficiente de

mayor valor es -1,00, ubicado en el fondo, es decir, el 100 % del momento en la base. Conocidos los momentos, se procede a determinar el refuerzo vertical, usando las siguientes expresiones se obtiene el área de acero requerida y por consiguiente el número de varillas en la franja  $b_w$ :

$$A_s = \frac{M_b}{\phi * f_y (d - a/2)}$$

Ec. 82

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b_w}$$

Ec. 83

$$N_{\text{varilla}} = \frac{A_s}{A_{s \text{ varilla}}}$$

Ec. 84

Donde

$A_s$ : área de acero del refuerzo vertical en una franja  $b_w$  [ $m^2$ ]

$M_b$ : momento sobre la base [ $kN \cdot m$ ]

$\phi$ : factor de reducción de resistencia

$d$ : distancia efectiva [ $m$ ]

$a$ : altura de rectángulo equivalente a compresión del concreto [ $m$ ]

$N_{\text{varilla}}$ : cantidad de varillas en una franja  $b_w$  [varilla]

$A_{s \text{ varilla}}$ : área transversal de una varilla [ $m^2$ ]

Dependiendo del análisis (EBP o IBP), se utiliza  $M_b$  o  $M_o$ . El valor del factor de reducción, por ser flexión, es de 0,90 según el ACI 318 (2019), y la expresión de la distancia efectiva es la misma de la ecuación 42.

Para determinar el área de acero se va a emplear el método iterativo, donde se propone una altura inicial de rectángulo “a”, al momento de converger,

se toma esa área de acero y se divide entre el área transversal que tiene una varilla. En este caso se decide proponer  $a = 0,10$  m y emplear el momento negativo por ser el más crítico, con lo que se obtiene:

$$A_s = \frac{122,02 \text{ kN} \cdot \text{m} / 1000}{0,90 * 420 \text{ MPa} (0,24 \text{ m} - 0,10 \text{ m}/2)} = 0,0017 \text{ m}^2 = 17,0 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0,0017 \text{ m}^2 * 420 \text{ MPa}}{0,85 * 21 \text{ MPa} * 1 \text{ m}} = 0,04 \text{ m}$$

Con el transcurso de varias iteraciones se converge a  $A_s = 14,48 \text{ cm}^2$ . Esto se debe dividir en el área transversal que tiene la varilla No. 6, que es de  $2,85 \text{ cm}^2$  para obtener la cantidad de varillas:

$$N_{\text{varilla}} = \frac{14,48 \text{ cm}^2}{2,85 \text{ cm}^2} = 5,08 \approx 5 \text{ varillas}$$

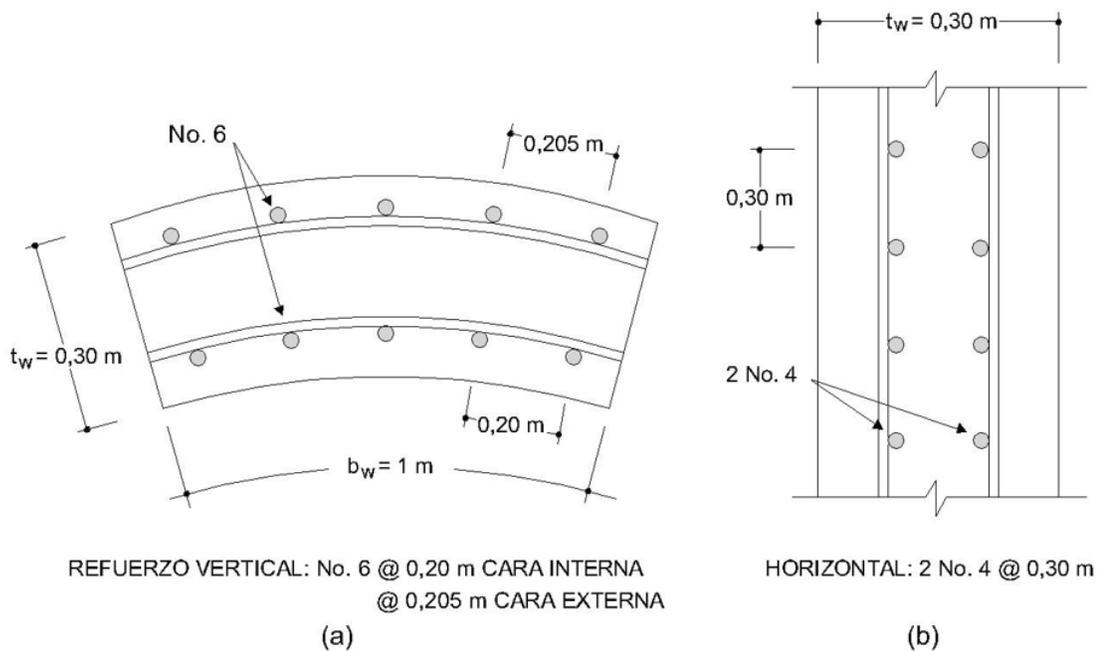
Por lo tanto, se necesitan 5 varillas por cada metro de muro circular, con una separación de 0,20 m en la cara interna para soportar el momento negativo. Esta cantidad, espaciamiento y diámetro de varilla son aceptables y cumplen con lo requerido. Para mantener uniformidad en el refuerzo vertical, se ha decidido utilizar la misma distribución en la cara externa para soportar el momento positivo. En la figura 33.a. se detalla el armado del refuerzo vertical.

Respecto al refuerzo horizontal se tendría que determinar la tensión anular en los muros circulares y con base en esta se calcularía si el refuerzo horizontal propuesto de 2 varillas No. 4 a cada 0,30 m cumple con tolerar esa tensión. En la ecuación 75 se utilizó como altura de bloque 0,30 m, por ello implícitamente se menciona el espaciamiento 0,30 m. En la literatura se encuentran ecuaciones correspondientes para el cálculo de la tensión anular cuando aún no se ha

definido el área de acero, que son diferentes a la ecuación 79, aunque con el refuerzo horizontal propuesto se obtuvo un espesor de muro coherente en el predimensionamiento, por lo que es válido utilizar 2 varillas No. 4 a cada 0,30 m. En la figura 33.b. se detalla el armado del refuerzo horizontal.

**Figura 33.**

*Detalle del refuerzo de la pared circular*



*Nota.* Detalle de armado, sección transversal de pared vista en planta y sección transversal vista de perfil. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

Para el diseño del refuerzo de la losa base se debe verificar si el peso del agua y del elemento estructural sobrepasan la capacidad soporte del suelo, de ser así, se necesita calcular la diferencia entre la carga aplicada y la carga soporte para determinar el momento actuante. Ahora bien, si no sobrepasa, entonces solo con el refuerzo para temperatura se cumple con lo requerido.

$$W_{\text{agua/m}^2} = h * \gamma_w \quad \text{Ec. 85}$$

$$W_{\text{losa/m}^2} = t_b * \gamma_c \quad \text{Ec. 86}$$

$$A_{s \text{ temp}} = 0,0018 * t_b * b_w \quad \text{Ec. 87}$$

Para realizar la comprobación se utilizan las ecuaciones anteriores, donde la capacidad de carga del suelo se había definido como  $q = 196,14 \text{ kN/m}^2$ :

$$W_{\text{agua/m}^2} = 2,60 \text{ m} * 9,807 \text{ kN/m}^3 = 25,50 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{\text{losa/m}^2} = 0,15 \text{ m} * 23,56 \text{ kN/m}^3 = 3,53 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{\text{agua y losa}} = 25,50 + 3,53 = 29,03 \text{ kN/m}^2$$

Por medio de esta integración de carga se confirma que no hay sobrecarga sobre el suelo por parte del agua y de la losa. Por lo tanto, solo se necesita del refuerzo para temperatura en el armado de la losa base, el cual se determina con la ecuación 87 y luego se usa para aplicar la ecuación 84 para la cantidad de varillas. Se propone utilizar varilla No. 3, la cual tiene un área transversal de  $0,71 \text{ cm}^2$  y la resistencia a la compresión del concreto para la losa base es de  $f'_c = 24 \text{ MPa}$ :

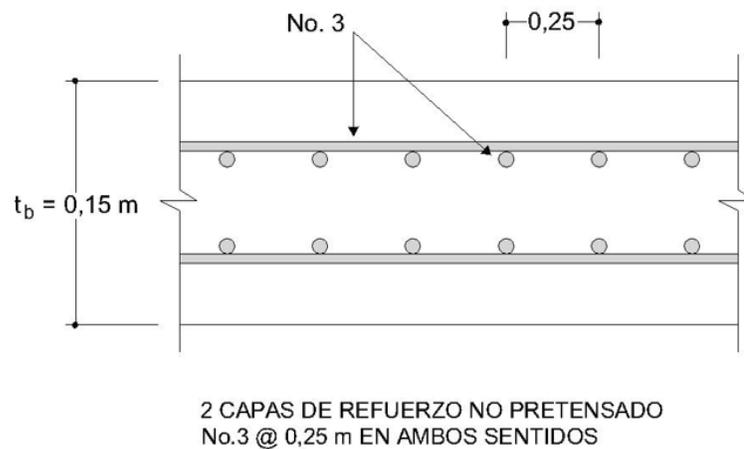
$$A_{s \text{ temp}} = 0,0018 * 0,15 \text{ m} * 1 \text{ m} = 0,00027 \text{ m}^2 = 2,70 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{varilla}} = \frac{2,70 \text{ cm}^2}{0,71 \text{ cm}^2} = 3,80 \approx 4 \text{ varillas}$$

Por lo tanto, se necesitan 4 varillas por cada metro de losa, con una separación de 0,25 m para soportar las contracciones por temperatura. Esta distribución será en ambos sentidos. En la figura 34 se detalla el armado:

**Figura 34.**

*Detalle del refuerzo de la losa base*



*Nota.* Sección transversal de losa base, detallando armado. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

En la distribución del refuerzo de la pared y de la losa base se ha cumplido con lo establecido por la norma ACI 350 (2006), la cual indica que la separación libre entre barras no debe exceder el doble del espesor del elemento, ni 0,30 m. La separación mínima entre barras no debe ser menor al diámetro de barra empleado o menor a 0,025 m. En los traslapes se ha decidido utilizar conectores mecánicos tipo A.



## 4. RESULTADOS

En esta sección se presentan los resultados del análisis hidrodinámico del tanque considerado, mediante el modelo simplificado juntamente con el enfoque sísmico. Es de interés conocer los valores en términos de fuerzas hidrodinámicas, alturas de aplicación, cortante, presiones, entre otros, para entender lo que sucede en la estructura.

El valor del periodo del componente convectivo dio como resultado 3,00 s, que es el mismo valor que el del periodo del sistema estructura-fluido ( $T = 3,00$  s), por lo que se confirma que describe el comportamiento del sistema en sí. Además, se aproxima al valor 2,40 s establecido por las normas.

La altura del oleaje dio 0,52 m, que es considerado un resultado congruente para las dimensiones del tanque. Por ejemplo, se hubiera obtenido un valor de 1,50 m, se tendría que verificar los cálculos. Debido a este valor de 0,52 m se tuvo que modificar la altura de resguardo de 0,31 a 0,55 m para cumplir con la condición de que  $r > d$ . Y, por consiguiente, la altura de la pared se modificó a 3,15 m.

Es posible reducir la amplitud del oleaje mediante la instalación de disipadores de energía como los rigidizadores anulares en la parte interior del tanque, pero para el caso del presente estudio no es económicamente recomendable, además el valor obtenido es bajo.

El valor de la amplitud de la masa convectiva dio como resultado 0,40 m, que corresponde al valor más crítico por utilizar el ángulo 0 rad, con el que no se produce deslizamiento, lo cual fue comprobado en la sección anterior.

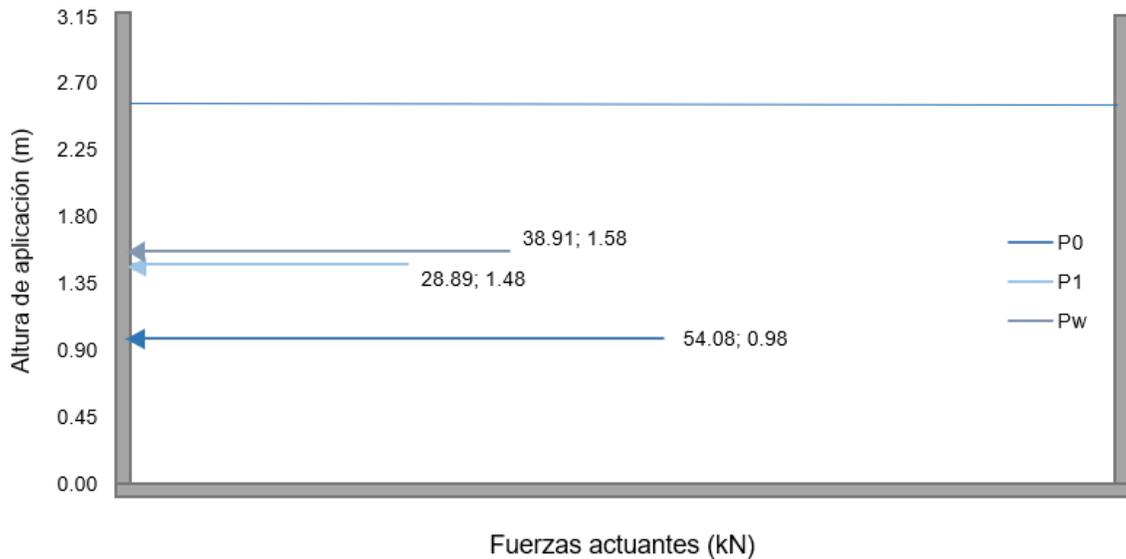
Las magnitudes de la aceleración espectral impulsiva y convectiva fueron de  $1,26 \text{ m/s}^2$  y  $0,74 \text{ m/s}^2$ , respectivamente, expresadas como fracción de la aceleración de la gravedad equivalen a 0,13 g y 0,08 g. Para un sismo con intensidad VI, escala de Mercalli, los valores rondan en 0,09 a 0,18 g, que correspondería aproximadamente a una magnitud 5,5 a 6,0 en la escala Richter (Conred, 2022). Estas magnitudes fueron determinadas por medio del uso de los factores sísmicos, con los que se abarca el sitio, tipo de suelo, sistema estructural y tiempo de oscilación.

Las fuerzas hidrodinámicas dieron valores de 54,08 kN para la componente impulsiva y 28,89 kN para la componente convectiva, actuando en sus alturas a 0,98 m y 1,48 m, respectivamente, como se observa en la figura 35, siendo principalmente la pared la que debe tolerar estas fuerzas juntamente con las inerciales, las cuales crean cortante y momento de volteo. El valor de la fuerza impulsiva es mayor a la convectiva porque su masa está unida rígidamente a la pared, en cambio la convectiva está unida por medio del resorte hipotético. Las alturas de aplicación son válidas debido a que son menores a la altura del líquido  $h = 2,60 \text{ m}$ .

Anteriormente, solo se calcularon las fuerzas distribuidas de cada componente para el nivel  $y = 1,20 \text{ m}$ , obteniendo valores de 10,99 kN/m y 5,38 kN/m, sin embargo, en la figura 36 se detallan los valores para diferentes alturas de líquido. Por ser una aproximación, el diagrama es uniformemente variable, pero el diagrama real debería ser distribuido variablemente como en la figura 18.

**Figura 35.**

*Fuerzas hidrodinámicas e inerciales puntuales  $P_0$ ,  $P_1$ ,  $P_w$*



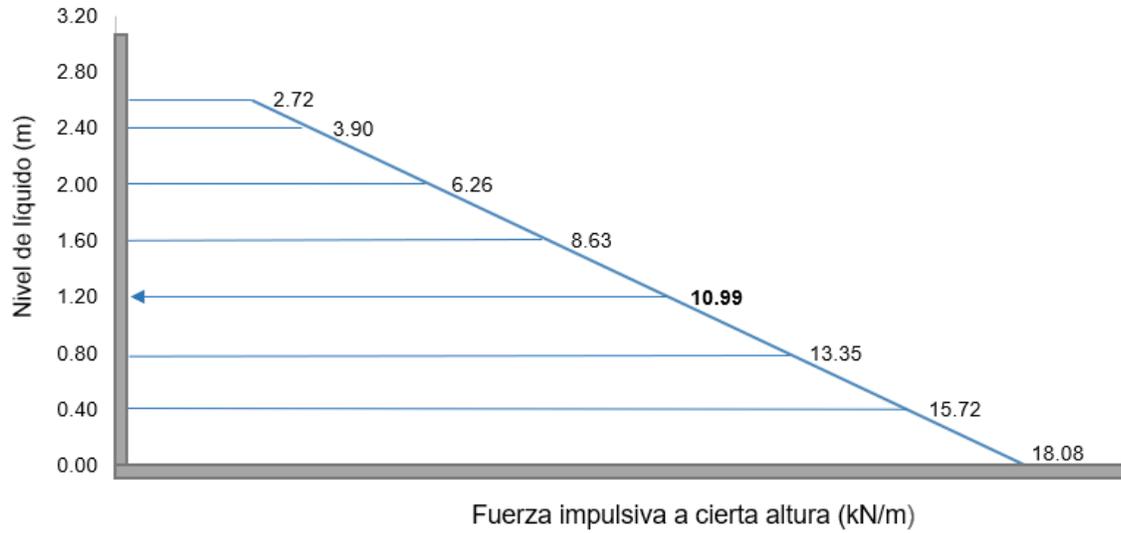
*Nota.* Valores de fuerzas hidrodinámicas e inerciales y alturas de ubicación. Elaboración propia, realizado con Microsoft Excel.

La fuerza que genera la inercia de la pared dio una magnitud de 38,91 kN, actuando en la altura  $h_w = 1,58$  m, como se ilustra en la figura 35, y su fuerza distribuida dio 6,18 kN/m, que es la misma a lo alto de la pared por presentar uniformidad en su estructura, como se nota en la figura 37.

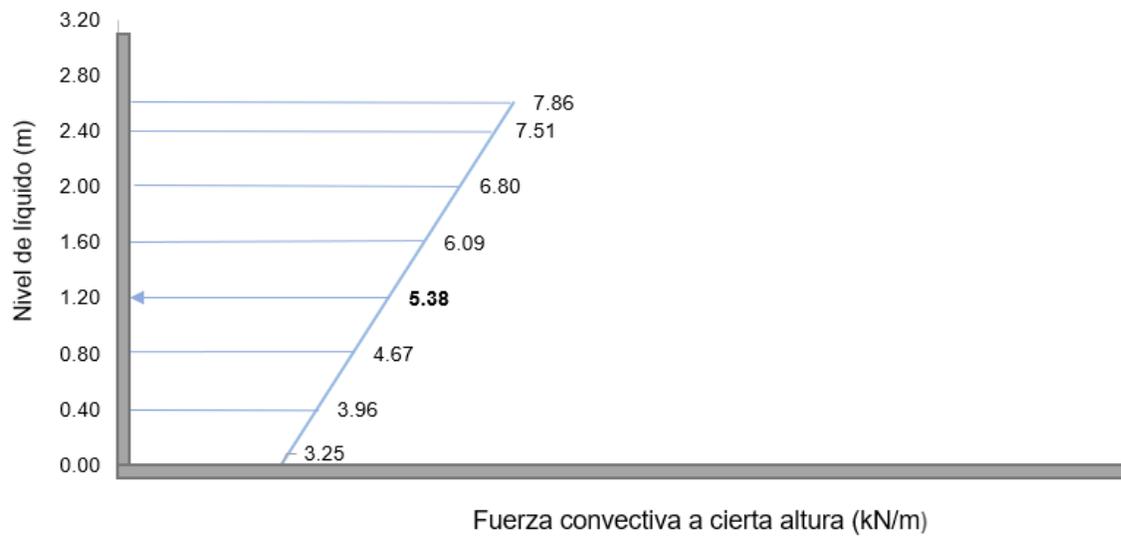
Las presiones hidrodinámicas que actúan en el nivel  $y = 1,20$  m, dieron como resultado  $2,00$  kN/m<sup>2</sup> y  $0,87$  kN/m<sup>2</sup> para el componente impulsivo y convectivo, respectivamente. En la figura 38 se muestra el diagrama completo de las presiones variando “y” desde el fondo del contenedor hasta la altura máxima del líquido ( $0 < y < h$ ) y manteniendo el ángulo en 0 rad. Por otra parte, en la figura 39 se presenta el diagrama de presiones variando el ángulo  $\theta$  y manteniendo el nivel en 1,20 m.

**Figura 36.**

*Aproximación lineal de fuerzas hidrodinámicas distribuidas*



(a)

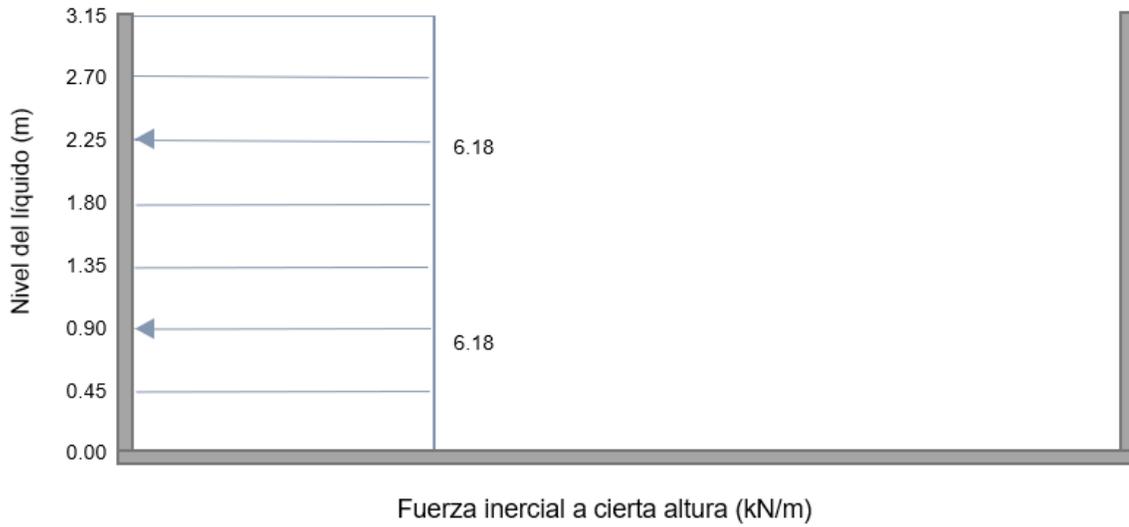


(b)

*Nota.* Valores de fuerzas impulsiva y convectiva distribuidas a lo alto de pared. Elaboración propia, realizado con Microsoft Excel.

**Figura 37.**

*Fuerza inercial distribuida uniformemente*

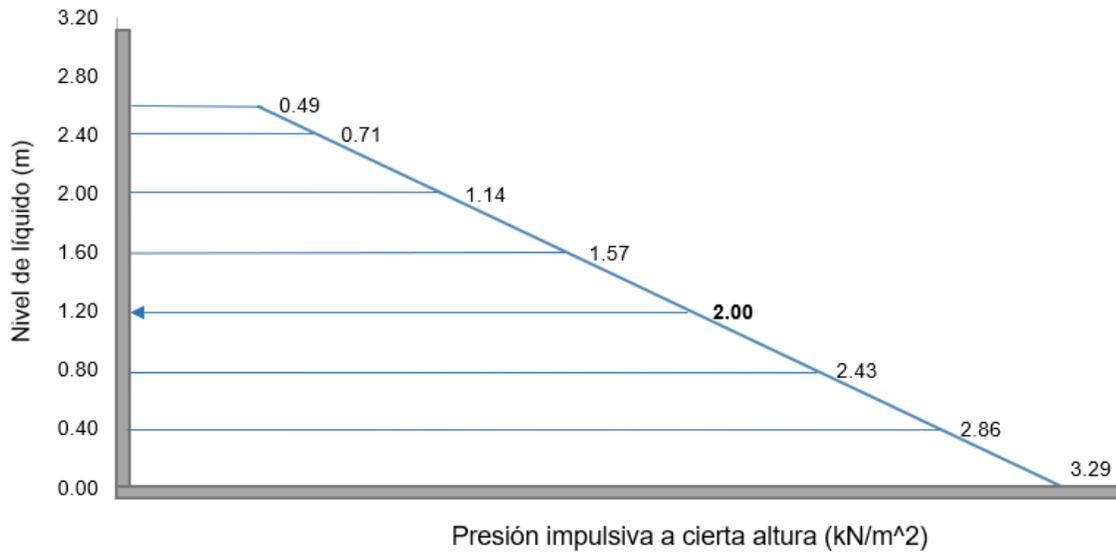


*Nota.* Valor de fuerza inercial distribuida es el mismo en lo alto de pared. Elaboración propia, realizado con Microsoft Excel.

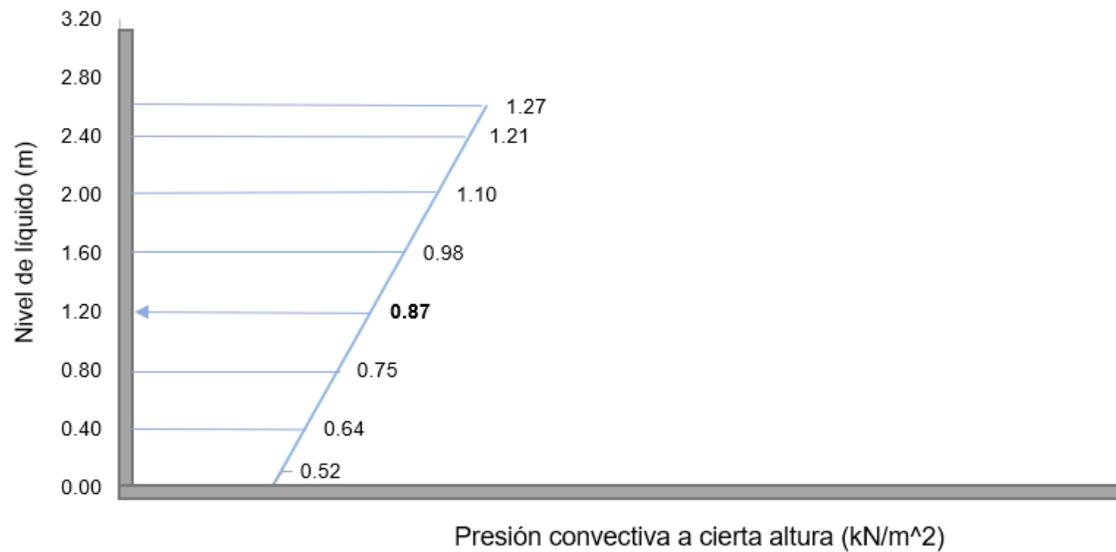
En la tabla 8 se muestran los resultados de las variables más relevantes utilizadas para el análisis hidrodinámico, incluyendo el concepto IBP.

**Figura 38.**

*Presiones hidrodinámicas variando el nivel del líquido*



(a)

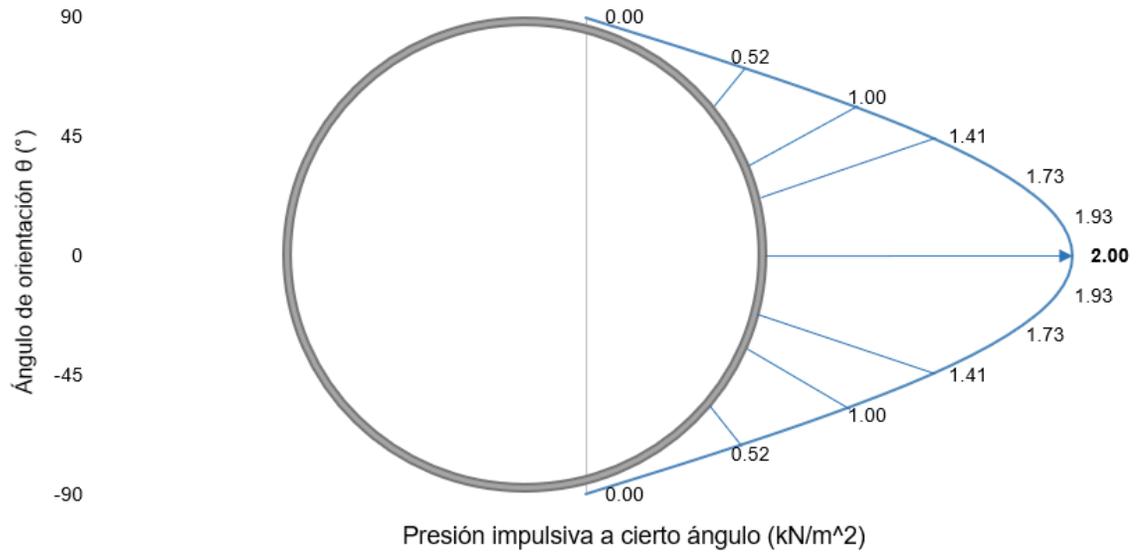


(b)

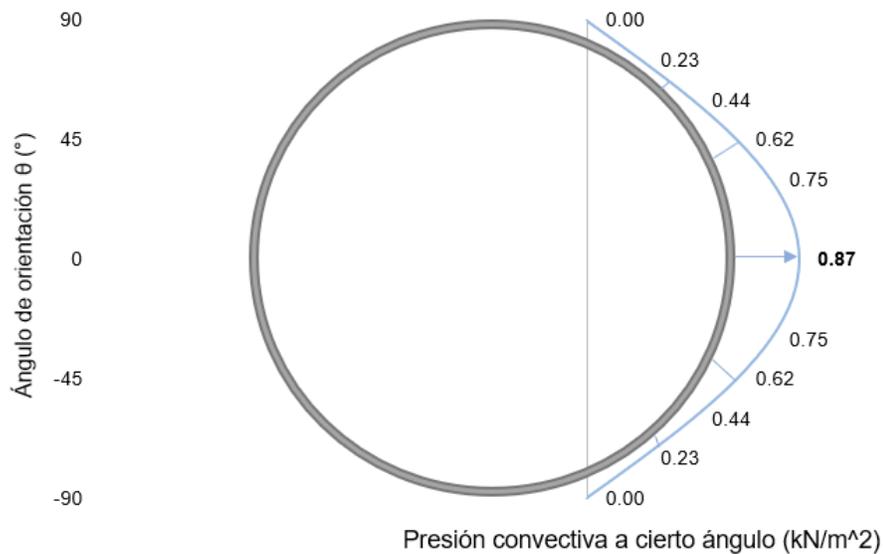
*Nota.* Valores de presión impulsiva y convectiva respecto a nivel "y". Elaboración propia, realizado con Microsoft Excel.

**Figura 39.**

*Presiones hidrodinámicas variando el ángulo de orientación*



(a)



(b)

*Nota.* Valores de presión impulsiva y convectiva en un mismo nivel “y”, pero con diferente ángulo  $\theta$ . Elaboración propia, realizado con Microsoft Excel.

**Tabla 8.***Resumen de resultados*

Concepto	Variable	Magnitud	Unidad	Ecuación
	V	100.00	m <sup>3</sup>	
	h	2.60	m	
	R	3.50	m	
	t <sub>w</sub>	0.30	m	
	H <sub>w</sub>	3.15	m	80
	t <sub>b</sub>	0.15	m	
	m <sub>0</sub>	42.81	kNs <sup>2</sup> /m	1
	m <sub>1</sub>	39.08	kNs <sup>2</sup> /m	2
	h <sub>0</sub>	0.98	m	4
	h <sub>1</sub>	1.48	m	5
	k <sub>1</sub>	171.66	kN/m	6
	T	3.00	s	7
	ω <sub>i</sub>	16.12	rad/s	11
	T <sub>i</sub>	0.39	s	10
	ω <sub>c</sub>	2.13	rad/s	17
	T <sub>c</sub>	3.00	s	15
	A <sub>1</sub>	0.40	m	23
	d	0.52	m	19
	S <sub>ai</sub>	1.26	m/s <sup>2</sup>	73
	S <sub>ac</sub>	0.74	m/s <sup>2</sup>	74
	P <sub>0</sub>	54.08	kN	26
	P <sub>1</sub>	28.89	kN	27
	P <sub>w</sub>	38.91	kN	32
	P <sub>T</sub>	97.37	kN	38
	V	97.37	kN	40
EBP	h <sub>0</sub>	0.98	m	49
EBP	h <sub>1</sub>	1.48	m	50
EBP	h <sub>w</sub>	1.58	m	
EBP	M <sub>0</sub>	53.00	kN·m	45
EBP	M <sub>1</sub>	42.76	kN·m	46
EBP	M <sub>w</sub>	61.28	kN·m	47
EBP	M <sub>b</sub>	122.02	kN·m	44
IBP	h' <sub>w</sub>	1.73	m	
IBP	M' <sub>0</sub>	307.72	kN·m	52
IBP	M' <sub>1</sub>	74.54	kN·m	53
IBP	M' <sub>w</sub>	67.12	kN·m	54
IBP	M <sub>o</sub>	382.18	kN·m	51
	P' <sub>0y</sub>	2.00	kN/m <sup>2</sup>	65
	P' <sub>1y</sub>	0.87	kN/m <sup>2</sup>	66
	P' <sub>w</sub>	0.56	kN/m <sup>2</sup>	67

*Nota.* Resumen de los resultados obtenidos al aplicar las expresiones del modelo simplificado.

Elaboración propia.

## CONCLUSIONES

1. El análisis de los tanques contenedores de líquido requiere de criterios diferentes a los utilizados en las estructuras convencionales como los edificios, debido a que se debe tomar en consideración el efecto hidrodinámico además de los inerciales, convirtiéndose en un sistema estructura-fluido.
2. Las fuerzas hidrodinámicas son la principal causa de falla en estructuras contenedoras de líquido, su cálculo es crucial para el correcto funcionamiento y para evitar consecuencias como la falla por flexión en las paredes, cortante en la unión pared-base, flexión de la losa base del contenedor, desconexiones de accesorios, levantamiento de la estructura, derramamiento del líquido, asentamiento del suelo en la periferia, entre otros.
3. El tanque analizado en este documento cumplió con las condiciones para que no se presente la falla de cortante, de volteo, ni deslizamiento. Sin embargo, la capacidad de carga del suelo no cumplió con la condición de ser mayor que la presión transmitida desde la estructura. Por tal motivo, se tendría que modificar la configuración estructural, un posible cambio sería emplear cimiento corrido bajo el muro perimetral en vez de losa estructural.
4. En el desarrollo del diseño de un tanque de almacenamiento se necesita acatar lo establecido por las normas respecto a la sismicidad del lugar, aunque esto resulte en una estructura de grandes dimensiones y costosa.

No obstante, el considerar las correctas características sísmicas tendrá una implicación en costo a corto plazo, pero a largo plazo se verá amortiguado, ya que no se requerirá de readecuaciones a futuro.

5. Para el diseño estructural de tanques, es importante aplicar las especificaciones de las normas y códigos correspondientes, establecidos principalmente por el American Concrete Institute (ACI), Portland Cement Association (PCA), Eurocode 8, International Building Code (IBC), Uniform Building Code (UBC), entre otras instituciones. Cabe mencionar que algunos emplean variantes del modelo simplificado en su metodología.
6. El documento fue desarrollado con el objetivo de enfatizar el análisis hidrodinámico en el diseño de estructuras sismorresistentes contenedoras de líquido necesarias en el país. Asimismo, para promover el uso del modelo simplificado masa-resorte para dicho análisis, exponiendo la facilidad con la que se ejecuta sin recurrir a protocolos numéricos difíciles de resolver.

## RECOMENDACIONES

1. Tomar en cuenta que para el diseño y construcción de tanques de concreto armado se recomienda emplear las normas del ACI 350, PCA-C y Eurocode 8, mientras que para el diseño de tanques de acero se recomiendan API 650, AWWA D-100 y ASCE. La norma ACI 350.3 del Comité 350 no es la única de su tipo, se sugiere indagar en las normas de los comités ACI 324, ACI 334, ACI 371, ACI 372, entre otros, teniendo en cuenta que son actualizadas constantemente.
2. Diseñar los tanques bajo el criterio del diseño estructural, sísmico e hidrodinámico, empleando todas las expresiones proporcionadas por las normas y códigos para obtener resultados verídicos, con el fin de presentar una estructura sismorresistente.
3. Recordar que si no se tiene certeza de con qué sismo diseñar, se recomienda verificar a qué clase corresponde la estructura de acuerdo con su importancia y con base en ello tomar los registros de espectros de respuesta que estén en el rango requerido y en la ubicación solicitada, para elaborar un espectro de diseño.
4. Considerar que para evitar el deslizamiento o levantamiento del tanque se aconseja incrementar el peso de la estructura, tomar en cuenta la porción de líquido contenido, emplear diseños de tanques anchos ( $h/R < 1$ ) y/o utilizar anclajes a la cimentación.

5. Tener en cuenta que, si se presenta el mismo escenario, como el ejemplo de este documento, donde se propone losa estructural como base y no se logra cumplir con la condición  $q_{\max} < q$ , entonces se recomienda usar cimientto corrido bajo el muro para reducir el peso de la estructura en general y así obtener una menor presión  $q_{\max}$ . De igual manera, si no se logra cumplir la condición  $V < V_c$  con el espesor de pared propuesto, entonces se recomienda utilizar anclajes en la unión de pared a losa base (tipo 2.3.1 según el ACI 350.3-06) o aumentar el espesor de la misma.
  
6. Utilizar el método de modelo simplificado por ser de fácil aplicación sin recurrir a protocolos numéricos difíciles de resolver. Sin embargo, si se cuenta con la facilidad de emplear modelación con programas software, se puede realizar una comprobación rápida de los valores obtenidos, por medio de una comparación.

## REFERENCIAS

- American Concrete Institute. (2006). *Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquidos y comentarios (ACI 350.3-06)*. ACI Comité 350.
- American Concrete Institute. (2003). *Design and construction of circular wire-and-strand-wrapped prestressed concrete structures (ACI 372R-03)* [Diseño y construcción de estructuras circulares de concreto preesforzado envueltas en hilos y alambres]. ACI Comité 372.
- American Concrete Institute. (2001). *Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquidos (ACI 350.3-01) y comentarios (ACI 350.3R-01)*. ACI Comité 350.
- American Concrete Institute. (2016). *Guide for the analysis, design, and construction of elevated concrete and composite steel-concrete water storage tanks (ACI 371R-16)* [Guía para el análisis, diseño y construcción de tanques elevados de almacenamiento de agua de concreto y acero-concreto]. ACI Comité 371.
- American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318-19) y comentarios (ACI 318R-19)*. ACI Comité 318.
- American Concrete Institute. (2006). *Requisitos de reglamento para estructuras de concreto de ingeniería ambiental y comentarios (ACI 350M-06)*. ACI Comité 350.

Arzola, I. (2009). *Funciones de vulnerabilidad de tanques de almacenamiento ante acciones sísmicas*. [Tesis de pregrado, Instituto Politécnico Nacional de México]. Archivo digital. <https://tesis.ipn.mx/handle/123456789/4982>

Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. (2018). *Normas de seguridad estructural: demandas estructurales y condiciones de sitio (NSE 2)*. AGIES. <https://www.agies.org/bibliotecas/>

Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. (2018). *Normas de seguridad estructural: generalidades, administración de las normas y supervisión técnica (NSE 1)*. AGIES. <https://www.agies.org/bibliotecas/>

Bazán, E. y Meli, R. (1999). *Diseño sísmico de edificios*. Limusa, Noriega Editores.

Canchari, J. y Sánchez, N. (2016). Diseño estructural de tanques rectangulares y sus aplicaciones. *Revista Ingenium*, 1(2): 11-23. <http://dx.doi.org/10.18259/ing.2016009>

Corzo, L. (2014). *Guía metodológica para diseñar obras de abastecimiento de agua potable resistentes a sismos en la República de Guatemala*. [Trabajo de pregrado, Universidad de San Carlos de Guatemala]. Archivo digital. [http://www.repositorio.usac.edu.gt/799/1/08\\_3677\\_C.pdf](http://www.repositorio.usac.edu.gt/799/1/08_3677_C.pdf)

Eurocode 8. (2006). *Design of structures for earthquake resistance. Part 4: Silos, tanks, and pipelines*. European Committee for Standardization: CEN, EN 1998-4 2006.

- Flores, V. (2009). *Comportamiento mecánico de tanques atmosféricos de almacenamiento*. [Tesis de maestría, Instituto Politécnico Nacional de México]. Archivo digital. <http://tesis.ipn.mx/handle/123456789/5900>
- Guillén, M. y Rojas, A. (2017). *Análisis del comportamiento dinámico del agua en tanques apoyados rectangulares y cilíndricos bajo acción sísmica*. [Trabajo de pregrado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. Archivo digital. <https://repositorioacademico.upc.edu.pe/handle/10757/622103>
- Haroun, M. (1980). *Dynamic analysis of liquid storage tanks*. California Institute of Technology. Earthquake Engineering Research Laboratory. <https://doi.org/10.7907/1J74-RH65>
- Housner, G. (1956). *Limit design of structures to resist earthquakes*. California Institute of Technology. Earthquake Engineering Research Laboratory. [https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/1\\_5-1.pdf](https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/1_5-1.pdf)
- Housner, G. (1963). The dynamic behavior of water tanks. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53(2): 381-387. <https://doi.org/10.1785/BSSA0530020381>
- Legatos, N. (1996). Seismic design of circular liquid-containing structures. *Wessex Institute of Technology Journal*, 20(1): ISSN 1743-3509. <https://www.witpress.com/Secure/elibrary/papers/ERES96/ERES96030FU.pdf>

- Livaoglu, R. y Dogangun, A. (2006). Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid-structure-soil interaction. *Journal of Fluids and Structures*, 22(2006): 421-439. <https://doi.org/10.1016/j.jfluidstructs.2005.12.004>
- Malhotra, P. (1997). Seismic response of soil-supported unanchored liquid-storage tanks. *Journal of Structural Engineering*, 123(4). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123:4\(440\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:4(440))
- Portland Cement Association. (1993). *Circular concrete tanks without prestressing (PCA-C)* [Tanques circulares de concreto no preesforzado]. PCA.
- Portland Cement Association. (2002). *Design of liquid-containing concrete structures for earthquake forces* [Diseño de estructuras de concreto contenedoras de líquido bajo fuerzas sísmicas]. PCA.
- Santizo, L. (2016). *Metodología para el diseño estructural de tanques superficiales en secciones rectangulares de concreto reforzado basado en el método (PCA-C) y (PCA-R) de la Portland Cement Association*. [Trabajo de pregrado, Universidad de San Carlos de Guatemala]. Archivo digital. <http://www.repositorio.usac.edu.gt/5594/1/Julio%20Ricardo%20Santizo.pdf>
- Sivy, M. y Musil, M. (15-17 de junio de 2017). *Seismic design of aboveground storage tanks containing liquid*. Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering. <https://doi.org/10.7712/120117.5661.17061>

## APÉNDICES

### Apéndice 1.

#### *Equivalencia entre escala de magnitud de momento y de Mercalli*

Escala de magnitud de momento		Escala de Mercalli	
Magnitud	Descripción	Intensidad	Descripción
0.0 a 3.5	Generalmente no se siente, pero es registrado.	I a II	Sacudida sentida por pocas personas. Se mueven los objetos colgados.
3.5 a 5.4	A menudo se siente, pero solo causa daños menores.	III a IV	Los vehículos estacionados pueden moverse y vibran las vajillas, ventanas, puertas y los muros crujen.
5.5 a 6.0	Ocasiona daños ligeros a edificios.	V a VI	Sentido casi por todos. Rompimiento de vidrios y caída de objetos. Todos lo sienten.
6.1 a 6.9	Puede ocasionar daños severos en áreas muy pobladas.	VII a VIII	Daños leves en edificios, pero daños fuertes en construcciones débiles. Los muros salen de sus armaduras. Los muebles pesados se vuelcan.
7.0 a 7.9	Terremoto mayor. Causa daños graves.	IX a X	Daños en los edificios sólidos, con derrumbe parcial. El terreno se agrieta. Las estructuras y armaduras se destruyen.
8.0 o mayor	Terremoto mayor. Causa graves daños.	XI a XII	No queda estructura en pie. Hundimientos y derrumbes. Destrucción total. Perturbaciones de las costas de nivel.

*Nota.* La escala de magnitud de momento y escala de Richter tiene valores iguales desde magnitudes 0.0 hasta 6.9; mayores a 6.9 se utiliza la de magnitud de momento. Adaptado de Conred (2013). *Escala de Richter y de Mercalli.* (<https://twitter.com/conredguatemala/status/377631105429426176?lang=fi>). Consultado el 10 de enero de 2023. De dominio público.

## Apéndice 2.

### *Aproximación entre escala Mercalli y aceleración sísmica*

Escala de Mercalli. Intensidad	Fracción de la aceleración de la gravedad. g
I	0.0017 o menos
II a III	0.0017 a 0.014
IV	0.014 a 0.039
V	0.039 a 0.09
VI	0.09 a 0.18
VII	0.18 a 0.34
VIII	0.34 a 0.65
IX	0.65 a 1.24
X o mayor	1.24 o más

*Nota.* Aceleración percibida en un sismo de respectiva intensidad. Adaptado de Wikipedia (2023).

*Aceleración sísmica.* ([https://es.wikipedia.org/wiki/Aceleraci%C3%B3n\\_s%C3%ADsmica](https://es.wikipedia.org/wiki/Aceleraci%C3%B3n_s%C3%ADsmica)).

Consultado el 10 de enero de 2023. De dominio público.

## ANEXOS

- Ajustes por intensidades sísmicas

La Norma de Seguridad Estructural (NSE) del AGIES, es el ente que se encarga de proporcionar los lineamientos y valores de los factores necesarios para construir el espectro de respuesta adaptado al territorio guatemalteco. Para su elaboración emplea los ajustes por intensidades sísmicas.

En la norma NSE 1 (2018), capítulo 3, se clasifican las obras civiles de acuerdo con su importancia para el bienestar de los ocupantes y de los alrededores. En la NSE 2 (2018), anexo A, se detalla la clasificación del tipo de suelo, nivel de protección sísmica, entre otros aspectos.

### Anexo 1.

#### *Nivel de protección sísmica*

Índice de Sismicidad <sup>[b]</sup>	Clase de obra <sup>[a]</sup>			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_0 = 4$	E	D	D	C
$I_0 = 3$	D	C	C	B
$I_0 = 2$	C	B	B	A
Probabilidad de exceder el sismo de diseño <sup>[c]</sup>	5% en 50 años <sup>[d]</sup>	5% en 50 años <sup>[d]</sup>	10% en 50 años	Sismo mínimo <sup>[e]</sup>

**[a]** Ver clasificación de obra en NSE 1 Capítulo 3.

**[b]** Ver índice de sismicidad en Sección 4.2.1.

**[c]** Ver Sección 4.4 para selección de espectro sísmico de diseño según probabilidad de excederlo.

**[d]** A las obras "Esenciales" e "Importantes" les corresponde un sismo con la misma probabilidad de excedencia – se diferencian en detalles del Nivel de Protección y en las deformaciones laterales permitidas.

**[e]** Ver Sección 4.4.2 (d).

*Nota.* Índice de sismicidad respecto a la clase de obra. Obtenido de AGIES NSE 2 (2018). *Demandas estructurales y condiciones de sitio.* (p. 4-2). AGIES.

## Anexo 2.

### Clasificación de perfil de suelo

Clase de suelo	Nombre Perfil de Suelo	PROPIEDADES PROMEDIO EN LOS PRIMEROS 30 METROS		
		Velocidad de onda de corte, $\bar{v}_s$ (m/s)	Resistencia a la penetración estándar, $\bar{N}$	Resistencia al corte del suelo NO drenado, $\bar{s}_v$ , (kpa)
A	Roca dura	$\bar{v}_s > 1524$	N/A	N/A
B	Roca	$762 < \bar{v}_s \leq 1524$	N/A	N/A
C	Suelo denso y roca suave	$366 < \bar{v}_s \leq 762$	$\bar{N} > 50$	$\bar{s}_v \geq 13790$
D	Perfil de suelo rígido	$183 \leq \bar{v}_s \leq 366$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$6895 \leq \bar{s}_v \leq 13790$
E	Perfil de suelo suave	$\bar{v}_s < 183$	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_v < 6895$
E	-	Cualquier perfil con más de 3 metros de suelo con las siguientes características: 1. Índice de plasticidad $PI > 20$ , 2. Contenido de humedad $w \geq 40\%$ , 3. Resistencia al corte de suelo no drenado $< 24$ kPa		
F	-	Cualquier perfil con contenido de suelo que tenga una o más de las siguientes características: 1. Suelos vulnerables a fallas o colapsos bajo cargas sísmicas así como suelos licuables, arcillas altamente sensibles, suelos débilmente cementados. 2. Turbas y/o arcillas altamente orgánicas (H > 3 metros de turba o arcilla altamente orgánica) 3. Arcillas altamente plásticas (H > 8 metros con coeficiente de plasticidad $P > 75$ ) 4. Arcillas en estratos de gran espesor, suave/medio rígidas (H > 36 metros)		

*Nota.* Diferentes criterios para clasificar el perfil de suelo. Obtenido de AGIES NSE 1 (2018). *Estudios geotécnicos.* (p. A-1). AGIES.

En la NSE 2 (2018) se encuentran las siguientes expresiones para el cálculo de los parámetros espectrales de corto periodo y de un segundo de periodo, respectivamente.

$$S_{CS} = S_{CR} * F_a * N_a$$

$$S_{1S} = S_{1R} * F_v * N_v$$

### Anexo 3.

#### Coeficientes de sitio $F_a$

Clase de sitio	Índice de sismicidad			
	2	3	4.1	4.2
AB	1.0	1.0	1.0	1.0
C [1]	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.0	1.0	1.0	1.0
E	1.0	1.0	1.0	1.0
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4			

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor  $F_a$  se tomará del suelo C.

*Nota.* Coeficiente de sitio para período corto. Obtenido de AGIES NSE 2 (2018). *Demandas estructurales y condiciones de sitio.* (p. 4-7). AGIES.

### Anexo 4.

#### Coeficientes de sitio $F_v$

Clase de sitio	Índice de sismicidad			
	2	3	4.1	4.2
AB	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0
D [1]	1.0	1.0	1.0	1.0
E	1.0	1.0	1.0	1.0
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4			

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor  $F_v$  se tomará del suelo D.

*Nota.* Coeficiente de sitio para periodo largo. Obtenido de AGIES NSE 2 (2018). *Demandas estructurales y condiciones de sitio.* (p. 4-7). AGIES.

## Anexo 5.

### Factor $N_a$ para periodos cortos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica <sup>[1]</sup>		
	<sup>[2]</sup> ≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.0	1.0	1.0
B	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

[1] Tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km.

[2] Utilizar el mayor factor  $N_a$  obtenido al cotejar todas las fuentes relevantes.

*Nota.* Factor de falla para periodo corto. Obtenido de AGIES NSE 2 (2018). *Demandas estructurales y condiciones de sitio.* (p. 4-12). AGIES.

## Anexo 6.

### Factor $N_v$ para periodos largos de vibración

Clase de sitio	Índice de sismicidad			
	2	3	4.1	4.2
AB	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0
D <sup>[1]</sup>	1.0	1.0	1.0	1.0
E	1.0	1.0	1.0	1.0
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4			

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor  $F_v$  se tomará del suelo D.

*Nota.* Factor de falla para periodo largo. Obtenido de AGIES NSE 2 (2018). *Demandas estructurales y condiciones de sitio.* (p. 4-12). AGIES.

Para calibrar los espectros a la probabilidad estipulada, se utilizan las siguientes expresiones, de igual manera encontradas en la NSE 2 (2018):

$$S_{cd} = k_d * S_{cs}$$

$$S_{1d} = k_d * S_{1s}$$

## Anexo 7.

### Factores $k_d$

Nivel de sismo	Factor $K_d$
Sismo ordinario — 10% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo — 5% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.80
Sismo extremo — 2% probabilidad de ser excedido en 50 años	1.00
Sismo mínimo — condición de excepción	0.55

*Nota.* Factor de ocurrencia de sismo. Obtenido de AGIES NSE 2 (2018). *Demandas estructurales y condiciones de sitio.* (p. 4-7). AGIES.

Expresiones para el cálculo de los espectros genéricos probables o la aceleración espectral respecto a un periodo.

$$S_{a(T)} = S_{cd} \left( 0,4 + 0,6 * \frac{T}{T_o} \right) \text{ cuando } T < T_o$$

$$S_{a(T)} = S_{cd} \quad \text{cuando } T_o < T < T_s$$

$$S_{a(T)} = \frac{S_{1d}}{T} < S_{cd} \quad \text{cuando } T_s < T < T_L$$

$$S_{a(T)} = \frac{S_{1d}}{T^2} * T_L \quad \text{cuando } T > T_L$$

$$C_s = S_{a(T)}/R$$

Este último es el coeficiente sísmico que se multiplica al cortante basal. Este coeficiente representa la aceleración inducida por el suelo en fracción de la aceleración de la gravedad, como lo expuesto en este documento con las ecuaciones 73 y 74.