UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Posgrados

Análisis comparativo entre el comportamiento estructural de tanques reservorios cilíndricos de hormigón armado mediante el uso de modelos pseudo-estáticos y modelos dinámicos, y diseño sismorresistente con la aplicación de las normativas NEC-15, ACI 350.3 y la utilización del programa SAP2000.

Proyecto de Investigación y Desarrollo

Autor: David Nicolás Montero Narváez

Félix Policarpo Vaca Moncayo, Msc.
Director de Trabajo de Titulación

Trabajo de titulación de posgrado presentado como requisito
para la obtención del título de Magister en Ingeniería Civil, Mención Diseño y Construcción
de Estructuras Sismorresistentes

Quito, 17 de mayo de 2021

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

COLEGIO DE POSGRADOS

HOJA DE APROBACIÓN DE TRABAJO DE TITULACIÓN

Análisis comparativo entre el comportamiento estructural y el diseño sismorresistente de tanques reservorios cilíndricos de hormigón armado mediante el uso de modelos pseudo-estáticos y modelos dinámicos, con la aplicación de las normativas NEC-15, ACI 350.3 y la utilización del programa SAP2000.

David Nicolás Montero Narváez

Nombre del Director del Programa:	Fernando Romo
Título académico:	Master in Science
Director del programa de:	Maestría en Ingeniería Civil

Nombre del Decano del colegio Académico:	Eduardo Alba
Título académico:	Doctor of Philosophy
Decano del Colegio:	Colegio de Ciencias e Ingenierías

Nombre del Decano del Colegio de Posgrados:	Hugo Burgos
Título académico:	Doctor of Philosophy

Quito, mayo 2021

© DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombre del estudiante:	David Nicolás Montero Narváez
Código de estudiante:	00214269
C.I.:	1722945282
Lugar y fecha:	Quito, 17 de Mayo de 2021.

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

Nota: El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en http://bit.ly/COPETheses.

UNPUBLISHED DOCUMENT

Note: The following graduation project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on http://bit.ly/COPETheses.

DEDICATORIA

Pongo en papel nuevamente esta dedicatoria: Dedico este documento a mi madre Marcia, a mi padre Tito, a mi hermano Camilo, a mis tías y familiares cercanos, a Diana, a mis amigos, a quienes fueron mis *queridos colegas* y a la Lola.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios y a la Madre Dolorosa, por su protección y amparo.

A mis mentores, por su guía y consejo.

A Félix Vaca, por brindarme su tiempo, dedicación y conocimiento.

A Fernando Romo, Fabricio Yépez y todos quienes conforman el Colegio de Posgrados de la Universidad San Francisco de Quito, por fundar este programa de maestría.

A todos los docentes involucrados en los distintos módulos del programa, por todas las enseñanzas impartidas y los saberes compartidos.

A mis amigos, por su apoyo.

A Diana, por su paciencia y palabras de aliento.

A mis padres y familiares cercanos, por siempre ser.

RESUMEN

El presente documento abarca una recapitulación general de contenidos teóricos relacionados a la vulnerabilidad y amenaza sísmica en tanques y reservorios cilíndricos de hormigón armado, así como la teoría del modelo propuesto por Housner para la predicción de la influencia de las masas convectivas e impulsivas sobre los elementos estructurales durante la acción de un evento sísmico.

A partir de la teoría se desarrollan de manera procedimental dos modelos de análisis estructural bajo distintos enfoques: un modelo de análisis pseudo-estático construido a partir de la normativa ACI350.3 y un modelo de análisis dinámico provisto desde la teoría clásica mediante un modelo masa/resorte equivalente. Posteriormente, se lleva a cabo un análisis comparativo de los resultados de ambos modelos con el propósito de identificar las limitaciones y particularidades de cada uno de ellos.

Adicionalmente, se presentan los requerimientos normativos y recomendaciones técnicas para el diseño y detallamiento de estructuras hidráulicas, con base en el código ACI 350 y otras fuentes bibliográficas relacionadas.

ABSTRACT

This document embraces a general compilation of theoretical contents related to the reinforced concrete cylindrical tanks' vulnerability and seismic hazard, as well as the principles of Housner's model about the prediction of the structural behavior caused by the impulsive and convective masses.

Afterwards, two structural analysis models are procedurally developed under different approaches: a pseudo-static analysis model built from the ACI350.3 standard and a dynamic analysis model provided by a mass spring model. Then, a comparative analysis of the results of both models takes place to identify the limitations and particularities of each of them.

Additionally, the regulatory requirements and technical recommendations for the design and detailing of hydraulic structures are presented, based on the ACI 350 code and other related bibliographic sources.

TABLA DE CONTENIDO

DEDICATORIA 5
AGRADECIMIENTOS 6
RESUMEN 7
ABSTRACT 8
CAPÍTULO I 15
1. INTRODUCCIÓN 15
1.1. OBJETIVOS GENERALES 17
1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 18
1.3. ALCANCE 18
CAPÍTULO II 19
2. MARCO TEÓRICO 19
2.1. ANTECEDENTES 19
2.2. VULNERABILIDAD SÍSMICA DE TANQUES CILÍNDRICOS 26
2.3. DINÁMICA DE FLUIDOS EN TANQUES CILÍNDRICOS 29
CAPÍTULO III 34
3. METODOLOGÍA DE DISEÑO 34
3.1. DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO 34
3.2. DEMANDA SÍSMICA SEGÚN LA NEC-15 36
3.3. REQUERIMIENTOS DE ANÁLISIS CONVENCIONAL (ACI 350.3) 41
3.4. REQUERIMIENTOS DE ANÁLISIS MEDIANTE MODELO DINÁMICO MSM. 50
CAPÍTULO IV 55
4. MODELACIÓN ESTRUCTURAL 55
4.1. CONDICIONES GENERALES DE MODELACIÓN 55
4.1.1. MATERIALES Y SECCIONES 59
4.1.2. SUELO DE FUNDACIÓN 60
4.1.4. DISCRETIZACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 61
4.1.5. ASIGNACIÓN DE CARGAS ESTÁTICAS 62
4.2. MODELACIÓN MEDIANTE MÉTODO CONVENCIONAL (ACI 350.3) 67
4.3. MODELACIÓN MEDIANTE MÉTODO MSM 79
CAPÍTULO V 90
5. COMPARACIÓN ENTRE MÉTODOS ANALÍTICOS 90
5.1. RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO 90

5.2. ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO – MÉTODO CONVENCIONAL 93
5.2.1. DETERMINACIÓN DE ACCIONES EN BASE 93
5.2.2. DETERMINACIÓN DE DEFORMACIONES MÁXIMAS 94
5.2.3. DETERMINACIÓN DE ACCIONES EN MUROS PERIMETRALES 96
5.2.4. DETERMINACIÓN DE LA RESPUESTA MODAL 99
5.3. ANÁLISIS DINÁMICO – MÉTODO MSM 100
5.3.1. DETERMINACIÓN DE ACCIONES EN BASE 100
5.3.2. DETERMINACIÓN DE DEFORMACIONES MÁXIMAS 101
5.3.3. DETERMINACIÓN DE ACCIONES EN MUROS PERIMETRALES 103
5.3.4. DETERMINACIÓN DE LA RESPUESTA MODAL 106
5.4. EVALUACIÓN DE RESULTADOS 107
5.4.1. ACCIONES EN BASE 107
5.4.2. DEFORMACIONES MÁXIMAS 108
5.4.3. ACCIONES EN MUROS PERIMETRALES 109
5.4.4. RESPUESTA MODAL ESPECTRAL. 112
CAPÍTULO VI 113
6. DISEÑO Y DETALLAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS DE HORMIGÓN ARMADO 113
6.1. GEOMETRÍA DE TANQUES CILÍNDRICOS 113
6.2. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN ARMADO PARA TANQUES CILÍNDRICOS 115
6.3. REFORZAMIENTO DE TANQUES CILÍNDRICOS 117
6.3.1. CUANTÍA MÍNIMA 119
6.3.2. CONTROL DE FISURACIÓN 120
6.4. DETALLAMIENTO ESTRUCTURAL DE TANQUES CILÍNDRICOS 121
CAPÍTULO VII 126
7. CONCLUSIONES 126
7.1. CONSIDERACIONES GENERALES 126
7.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL 127
7.3. DISEÑO Y DETALLAMIENTO 129
7.4. APLICACIÓN TEÓRICA Y FUTURAS INVESTIGACIONES 131
7.5. APLICACIÓN PROFESIONALIZANTE EN EL MEDIO NACIONAL 131
REFERENCIAS 132
ÍNDICE DE ANEXOS 133

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Coeficiente de sitio para periodos cortos, Fa 39
Tabla 2 Coeficiente de sitio para periodos largos, Fv 39
Tabla 3 Factor de Importancia – Uso del tanque..... 42
Tabla 4 Factores de modificación de respuesta Ri – Rc 43
Tabla 5 Reacciones en Base – Resultados Método ACI 350.3 93
Tabla 6 Respuesta modal de la estructura – Resultados Método ACI 350.3 99
Tabla 7 Reacciones en Base – Resultados Método MSM. 100
Tabla 8 Respuesta modal de la estructura – Resultados Método MSM. 106
Tabla 9 Comparación de Respuestas Modales – ACI 350.3 vs. MSM 112
Tabla 10 Requerimientos para hormigón expuesto a sulfatos – ACI 350-06. 115
Tabla 11 Propiedades de acero deformado para hormigón no pretensado – ACI 318-19..... 116
Tabla 12 Cuantía mínima de acero por retracción y fraguado – ACI 350-06. 119

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Sección transversal de la Tierra con los tipos principales interacciones entre bordes de placa 19
Figura 2 Placas tectónicas y distribución mundial de sismos. 20
Figura 3 Estructura Geodinámica de Ecuador y países vecinos..... 21
Figura 4 Mapa de Peligro Sísmico de Ecuador 23
Figura 5 Mapa de Peligro Sísmico de Ecuador 24
Figura 6 Vulnerabilidad – Mecanismos de falla y Métodos de mitigación..... 29
Figura 7 Modelo dinámico modificado 31
Figura 8 Caso de Estudio – Tanque cilíndrico 25 m de radio – Vista 3D..... 34
Figura 9 Caso de Estudio – Tanque cilíndrico 25 m de radio – Elevación Eje 2..... 35
Figura 10 Caso de Estudio – Tanque cilíndrico 25 m de radio – Implantación..... 35
Figura 11 Curva de peligro sísmico para Quito – Aceleraciones S_S y S_1..... 38
Figura 12 Espectro de Respuesta de Diseño – ASCE/SEI 7 40
Figura 13 Demanda Sísmica – Espectro de Diseño..... 41
Figura 14 Clasificación de tanques cilíndricos soportados sobre el terreno 42
Figura 15 Modelo dinámico de tanques contenedores de líquidos soportados rígidamente sobre el terreno. 43
Figura 16 Distribución vertical de presiones laterales. 48
Figura 17 Distribución de presiones impulsiva y convectiva en paredes de tanques cilíndricos. 49
Figura 18 Parámetros de MSM para masas impulsivas, convectivas y rigidez del resorte..... 52
Figura 19 Modelo MSM Modificado 53
Figura 20 Plantilla de Modelación Shells – SAP2000. 55
Figura 21 Definición de Geometría del Cilindro – SAP2000. 56
Figura 22 Definición de Ejes Principales – SAP2000..... 57
Figura 23 Asignación de restricciones en base – SAP 2000. 58
Figura 24 Asignación de condiciones de apoyo – SAP2000..... 59
Figura 25 Asignación de Módulo de Balasto – SAP2000..... 60
Figura 26 Discretización de elementos estructurales – SAP2000..... 61
Figura 27 Distribución de presión hidrostática en muros..... 62
Figura 28 Distribución de presión activa de suelo en muros. 63
Figura 29 Asignación de patrones de nudo para presión hidrostática – SAP2000..... 64
Figura 30 Asignación de patrones de nudo para presión activa de suelo – SAP2000. 64
Figura 31 Presión hidrostática en muros del tanque cilíndrico – SAP2000..... 65
Figura 32 Presión activa de suelo en muros del tanque cilíndrico – SAP2000..... 65
Figura 33 Casos de carga – Método ACI 350.3 – SAP2000..... 67
Figura 34 Combinación SISMO – Método ACI 350.3 – SAP2000. 68
Figura 35 Combinaciones de carga – ACI 350-06..... 69
Figura 36 Combinaciones de Carga – Método ACI 350.3 – SAP2000..... 69
Figura 37 Distribución de Fuerza Inercial – Método ACI 350.3 73
Figura 38 Distribución de presiones Impulsivas – Método ACI 350.3..... 74
Figura 39 Distribución de presiones Convectivas – Método ACI 350.3 75
Figura 40 Distribución de presiones impulsivas y convectivas sobre muros perimetrales..... 76
Figura 41 Distribución de presión impulsiva – Método ACI 350.3..... 77
Figura 42 Mapa de presión impulsiva – Método ACI 350.3..... 77
Figura 43 Distribución de presión convectiva – Método ACI 350.3 78

Figura 44 Mapa de presión convectiva – Método ACI 350.3 78
Figura 45 Función Espectro 80
Figura 46 Definición de función de Espectro de Respuesta – Método MSM – SAP2000. 81
Figura 47 Caso de carga dinámico (Espectro de Respuesta) – Método MSM – SAP2000. 81
Figura 48 Combinaciones de Carga – Método MSM – SAP2000. 82
Figura 49 Localización de masa impulsiva – Método MSM – SAP2000. 83
Figura 50 Asignación de diafragma de la masa impulsiva – Método MSM – SAP2000. 84
Figura 51 Definición y Asignación de la masa impulsiva – Método MSM – SAP2000. 84
Figura 52 Localización de masa convectiva – Método MSM – SAP2000. 85
Figura 53 Definición de resortes Kci– Método MSM – SAP2000 86
Figura 54 Asignación de resortes de masa convectiva – Método MSM – SAP2000. 86
Figura 55 Definición y Asignación de la masa convectiva – Método MSM – SAP2000. 87
Figura 56 Modificador de masa participante de la estructura – Método MSM – SAP2000. 88
Figura 57 Fuente de masas – Método MSM – SAP2000. 88
Figura 58 Configuración de caso de carga modal – Método MSM – SAP2000. 89
Figura 59 Momento resultante en dirección longitudinal (M11) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático 90
Figura 60 Momento resultante en dirección vertical (M22) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático 91
Figura 61 Corte diagonal resultante en dirección longitudinal (V13) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático 91
Figura 62 Corte diagonal resultante en dirección vertical (V23) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático 92
Figura 63 Tensión resultante en dirección longitudinal (F11) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático 92
Figura 64 Presión de Suelo de fundación en condiciones de Servicio – Resultados Método ACI 350.3 94
Figura 65 Deformación Máxima SERVICIO – Resultados Método ACI 350.3 95
Figura 66 Deformación Máxima TANQUE VACÍO – Resultados Método ACI 350.3 95
Figura 67 Deformación en condiciones últimas – Resultados Método ACI 350.3 96
Figura 68 Momento resultante en dirección longitudinal (M11) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3 97
Figura 69 Momento resultante en dirección Vertical (M22) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3 97
Figura 70 Corte diagonal resultante en dirección longitudinal (V13)[Ton] – Resultados Método ACI 350.3 98
Figura 71 Corte diagonal resultante en dirección vertical (V23) [Ton] – Resultados Método ACI 350.3 98
Figura 72 Tensión resultante en dirección longitudinal (F11) [Ton] – Resultados Método ACI 350.3 99
Figura 73 Presión de Suelo de fundación en condiciones de Servicio – Resultados Método MSM. 101
Figura 74 Deformación Máxima SERVICIO – Resultados Método MSM. 102
Figura 75 Deformación Máxima TANQUE VACÍO – Resultados Método MSM. 102
Figura 76 Deformación Última – Resultados Método MSM. 103
Figura 77 Momento resultante en dirección longitudinal (M11) [Ton-m] – Resultados Método MSM. 104

Figura 78 Momento resultante en dirección Vertical (M22) [Ton-m] – Resultados Método MSM. 104
Figura 79 Corte diagonal resultante en dirección longitudinal (V13)[Ton] – Resultados Método MSM. 105
Figura 80 Corte diagonal resultante en dirección vertical (V23) [Ton] – Resultados Método MSM. 105
Figura 81 Tensión resultante en dirección longitudinal (F11) [Ton] – Resultados Método MSM. 106
Figura 82 Comparación de Acciones en Base – ACI 350.3 vs. MSM 108
Figura 83 Comparación de deformaciones máximas – ACI 350.3 vs. MSM 109
Figura 84 Comparación de momentos máximos – Estático vs. ACI 350.3 vs. MSM 110
Figura 85 Comparación de cortantes máximos – Estático vs. ACI 350.3 vs. MSM 111
Figura 86 Comparación de Tensiones perimetrales – Estático vs. ACI 350.3 vs. MSM 111
Figura 87 Refuerzo por Flexión – Tanque Cilíndrico 117
Figura 88 Refuerzo por tensión perimetral – Tanque Cilíndrico 118
Figura 89 Área de tensión efectiva del concreto – Control de Fisuración ACI 350-06 120
Figura 90 Vigas Anulares – Detallamiento Estructural de Tanques Cilíndricos 121
Figura 91 Distribución máxima de traslapes en vertical – Detallamiento Estructural de Tanques Cilíndricos 122
Figura 92 Distribución máxima de traslapes en horizontal – Detallamiento Estructural de Tanques Cilíndricos 123
Figura 93 Reforzamiento en juntas entre muros y losas de cimentación – Detallamiento Estructural de Tanques Cilíndricos 124
Figura 94 Localización de juntas constructivas y waterstop – Detallamiento Estructural de Tanques Cilíndricos 125
Figura 95 Anexo A: Combinación SISMO SRSS – Método ACI 350.3 – SAP2000. 134
Figura 96 Anexo A: Combinación SISMO SRSS – Método ACI 350.3 – SAP2000. 135
Figura 97 Anexo A: Deformación por SISMO (SRSS). 136
Figura 98 Anexo A: Deformación por SISMO (SRSS). 136
Figura 99 Anexo A: Mapa de momentos M22 por SISMO (SRSS) Máx/Mín. 137
Figura 100 Anexo A: Mapa de momentos M22 por SISMO (LINEAL). 138

CAPÍTULO I

1. INTRODUCCIÓN

Las estructuras hidráulicas en el medio de la construcción constituyen uno de los puntos más importantes en el desarrollo de la infraestructura de un país. Obras tales como presas, diques, estructuras de control de cauces, embalses, así como contenedores y tanques de reserva para distintos propósitos, conforman una parte fundamental de los sistemas globales de abastecimiento de servicios para cubrir las necesidades de la población.

En un país como Ecuador, donde la geografía determina un nivel de amenaza sísmica alta en la mayor parte del territorio, es necesario implementar regulaciones y notaciones específicas para todo tipo de obras hidráulicas, de manera que sean capaces de resistir los eventos sísmicos.

Ante la inminente ocurrencia de eventos sísmicos, la posibilidad de que obras hidráulicas llegaran a la falla o al colapso genera un riesgo muy alto para la sociedad debido a la magnitud de los daños que podrían generar y a la importancia de su papel ante un estado generalizado de emergencia.

A partir de este hecho se presenta la necesidad de definir una metodología de análisis y diseño estructural que pueda predecir de manera aproximada las demandas a las que se verán sujetas dichas estructuras y la capacidad necesaria para resistirlas de manera adecuada.

En la actualidad se han desarrollado varios modelos para predecir el comportamiento y la influencia de un sismo en el agua contenida por las estructuras hidráulicas, dentro de los cuales se ha establecido como convencional el modelo de análisis pseudo-estático propuesto por Housner y normalizado por el Instituto Americano del Concreto (ACI por sus siglas en inglés).

Este modelo ha obtenido resultados aceptables en Estados Unidos y varios países que han adoptado esta metodología; sin embargo, en los últimos años se han desarrollado modelos de análisis más robustos que buscan perfeccionar la metodología convencional y determinar de manera más exacta el comportamiento de la estructura y de las masas de fluidos, así como su interacción.

En este documento se plantea el desarrollo de un análisis comparativo que determine de manera práctica las virtudes y limitaciones de cada metodología. Para ellos se realizará una revisión completa de la bibliografía disponible con el propósito de definir parámetros normativos, bases teóricas y recomendaciones técnicas basadas en el análisis.

Por otro lado, el nivel y caracterización del detallamiento de los elementos de hormigón armado que constituyen las estructuras hidráulicas tiene una relevancia similar a la del análisis para determinar un comportamiento adecuado.

Las recomendaciones de la normativa al respecto son amplias, partiendo por la geometría mínima, el contenido y disposición del refuerzo, los requerimientos de control de fisuración, la resistencia y capacidad de los elementos. Es necesario abarcar todos los aspectos necesarios para definir elementos que sean capaces de cubrir todos los estados límites de falla, propios de este tipo de estructuras.

De esta manera, la motivación de este documento académico es realizar un análisis comparativo entre el análisis sísmico de tanques cilíndricos de hormigón armado por el método convencional en contraste con el análisis mediante la aplicación de modelos dinámicos, mediante el uso de los conocimientos y herramientas adquiridas en el programa de maestría se desea. Se aplicarán los requerimientos de la NEC-15 en su capítulo de peligro sísmico y las recomendaciones de diseño de normativa internacional.

Cabe señalar que una parte fundamental de la motivación para este proyecto de titulación es llevar a cabo un análisis sísmico y un diseño sismorresistente de estructuras hidráulicas, para las cuales no existe una normativa nacional aplicable. Es una aplicación de la ingeniería estructural de gran importancia, y se ve la necesidad de profundizar en este campo a nivel académico y profesional.

Se justifica este planteamiento debido a que la normativa vigente para el análisis y diseño de tanques cilíndricos de hormigón armado establece un procedimiento de análisis pseudo-estático simplificado mediante la aplicación del modelo de Housner. Se busca realizar un análisis de los resultados obtenidos por el método convencional de análisis sísmico en comparación con métodos alternativos de análisis mediante la aplicación de modelos dinámicos para determinar el contraste en el comportamiento de la estructura.

1.1. OBJETIVOS GENERALES

Realizar una evaluación de los resultados analíticos obtenidos de la modelación de un reservorio cilíndrico de hormigón armado, mediante la comparación entre el modelo convencional definido por los requerimientos el código ACI 350.3 y métodos alternativos de análisis.

Elaborar una recapitulación de todos los requerimientos especiales de diseño y detallamiento definidos por el código ACI 350 para tanques y reservorios cilíndricos de hormigón armado.

1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Desarrollar de manera metodológica un modelo analítico con base en los requerimientos establecidos por el código ACI 350.3, para un tanque cilíndrico parcialmente enterrado de hormigón armado.

Desarrollar de manera metodológica un modelo analítico que incorpore los criterios establecidos para un modelo masa/resorte dinámico, para un tanque cilíndrico parcialmente enterrado de hormigón armado.

Identificar ventajas y limitaciones tanto para el análisis convencional (ACI 350.3) de estructuras con exposición ambiental como para el análisis dinámico masa/resorte.

Determinar las diferencias prácticas entre los resultados del análisis convencional y los resultados del análisis mediante el modelo masa/resorte.

Definir parámetros normativos aplicables para tanques cilíndricos de hormigón armado que generen limitaciones en cuanto al análisis y el diseño de los elementos estructurales.

Presentar una guía de buenas prácticas en cuanto al detallamiento estructural de los elementos que conforman los tanques cilíndricos.

1.3. ALCANCE

El alcance abarca un contraste entre los principios generales, la aplicación de las solicitaciones sísmicas, modelación estructural y resultados del análisis estructural para el modelo pseudoestático simplificado, denominado modelo convencional, y el modelo dinámico masa/resorte. Adicionalmente, se abordarán criterios de diseño y detallamiento sismorresistente de elementos estructurales de hormigón hidráulico.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES

Con base en la teoría de tectónica de placas explicada por Elnashai & Di Sarno (2008), es importante evidenciar la constante amenaza sísmica que asecha las costas de Ecuador y de toda Sudamérica. Los sismos que suceden frecuentemente en esta zona son causados por la liberación repentina de energía debido a la interacción de las placas en la corteza terrestre. El origen de estos fenómenos naturales se da a partir de tres tipos de interacciones de borde entre placas: zonas divergentes, zonas convergentes o de subducción y zonas transcurrentes. En la siguiente figura se ilustran los tres mecanismos mencionados:

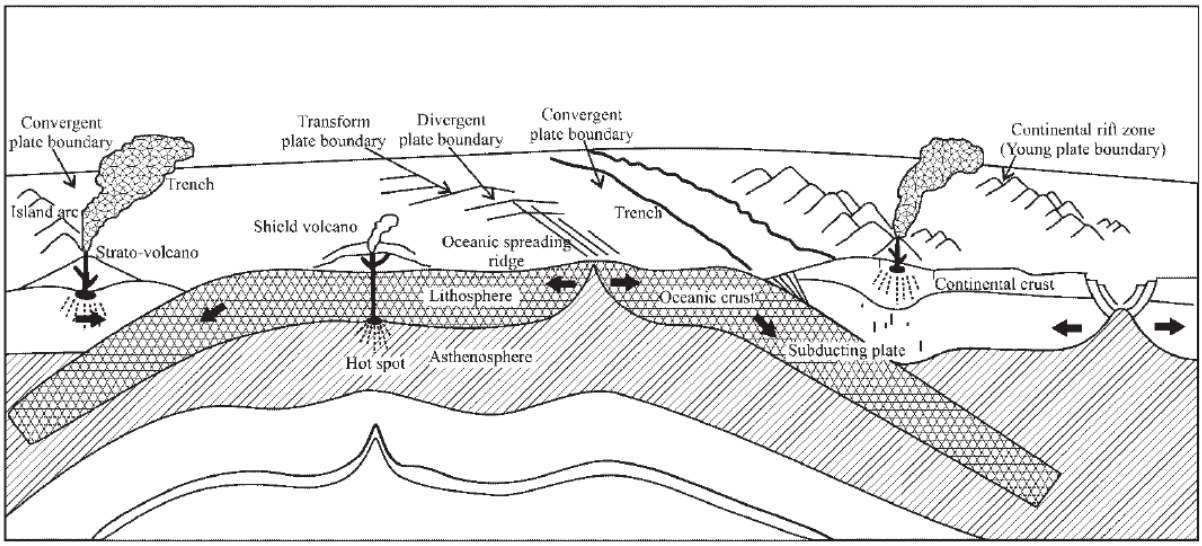


Figura 1 Sección transversal de la Tierra con los tipos principales interacciones entre bordes de placa

Fuente: Elnashai & Di Sarno (2008).

En la figura se puede evidenciar el tipo de colisión que pueden sufrir dos placas en su borde. Una zona divergente se establece mediante un movimiento de separación, donde las dos placas colindantes se alejan en direcciones opuestas. Por otro lado, una zona convergente se da

en lugares donde existe colisión entre dos placas y puede presentarse tanto dentro del continente como en el océano, siendo esta última la conocida como zona de subducción oceánica. Finalmente, una zona transcurrente se caracteriza por un movimiento tangencial con respecto al borde en el que ambas placas se encuentran (Elnashai & Di Sarno, 2008).

En la zona sur del continente americano se enfrentan dos placas tectónicas: Placa Nazca y Placa Sudamericana. El límite entre ambas placas se presenta como una zona de subducción, donde la Placa Nazca se mueve en dirección de la Placa Sudamericana y viceversa (Elnashai & Di Sarno, 2008).

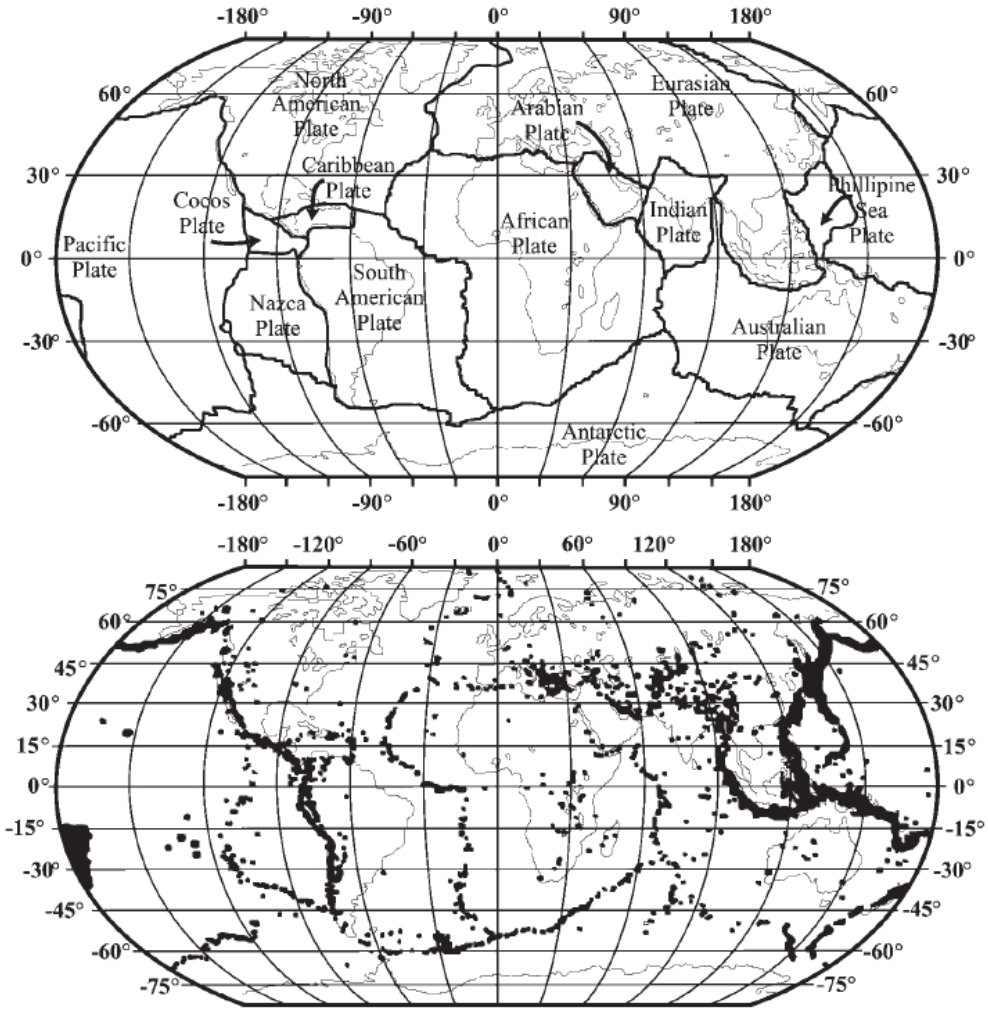


Figura 2 Placas tectónicas y distribución mundial de sismos.

Fuente: Elnashai & Di Sarno (2008).

En la figura anterior se puede observar que la zona de subducción entre la Placa Sudamericana y la Placa Nazca tiene una gran actividad sísmica. En el caso particular de Ecuador, existe evidencia reciente de la alta sismicidad que potencialmente puede afectar a la costa del Océano Pacífico. Adicionalmente, debido a la presencia de dos accidentes geográficos submarinos de considerable tamaño en la zona de subducción de la Placa Nazca, se ha producido una falla intraplaca que atraviesa el país de manera transversal (Yepes, y otros, 2016).

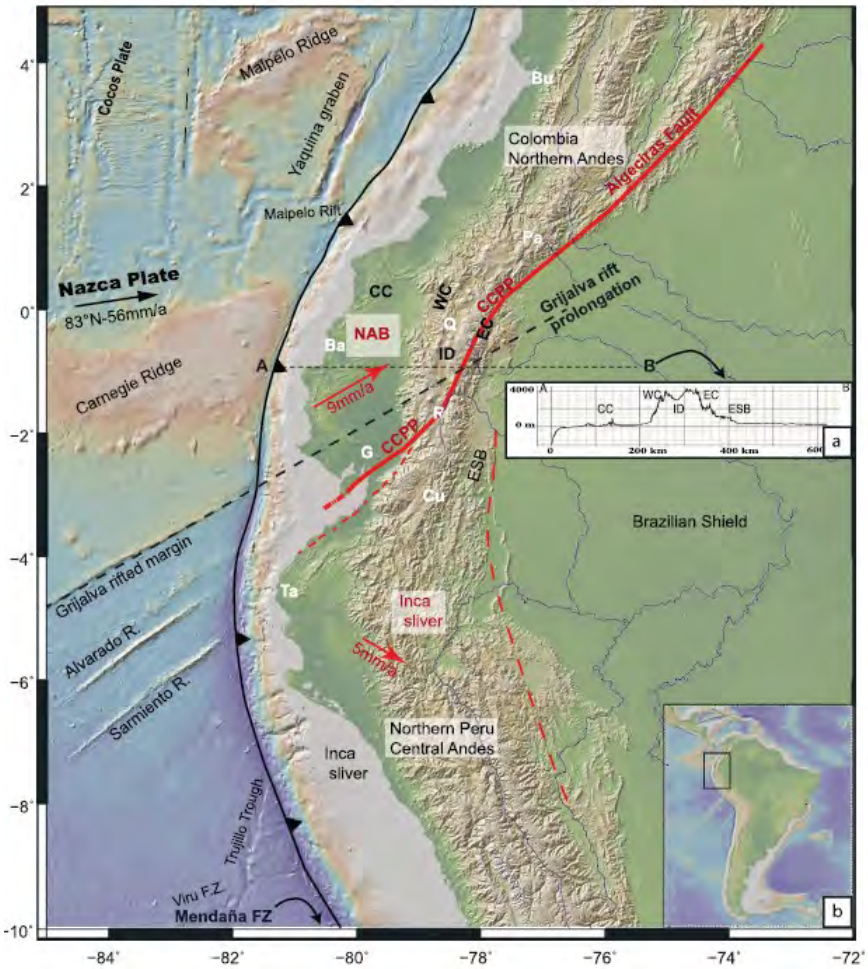


Figura 3 Estructura Geodinámica de Ecuador y países vecinos.

Fuente: Yepes, H.; Audin, L.; Alvarado, A.; Beauval, C.; Aguilar, J.; Font, Y.; Cotton, F. (2016).

Como se puede observar en la figura anterior, dentro de la zona noroccidental de la Cordillera de los Andes se da lugar a una falla intraplaca de tipo inversa y normal, teniendo una porción hacia el Norte moviéndose a 9mm/año hacia el noreste y otra porción hacia el Sur moviéndose a 5 mm/año en dirección sureste. Esta falla parte del Golfo de Guayaquil, atraviesa la cordillera desde la provincia de Chimborazo hasta la provincia de Pichincha y continua hasta unificarse con la falla de Algeciras en Colombia (Yepes, y otros, 2016).

Esta falla constituye una amenaza particularmente alta, ya que se presenta como falla de fuente cercana para los centros poblados más grandes del país, tales como Quito que se encuentra a una distancia aproximada de 180 Km de la zona de subducción de la costa del Océano Pacífico (Yepes, y otros, 2016).

A partir de la determinación de las fuentes sísmicas mencionadas anteriormente se torna comprensible la demanda sísmica establecida por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), representada a través del Mapa de Peligro Sísmico. Dicho mapa, ilustrado a continuación, establece zonas de peligrosidad sísmica y presenta sus respectivas aceleraciones esperadas en roca (PGA por sus siglas en inglés) para el sismo de diseño (un evento con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años) (MIDUVI, 2014).

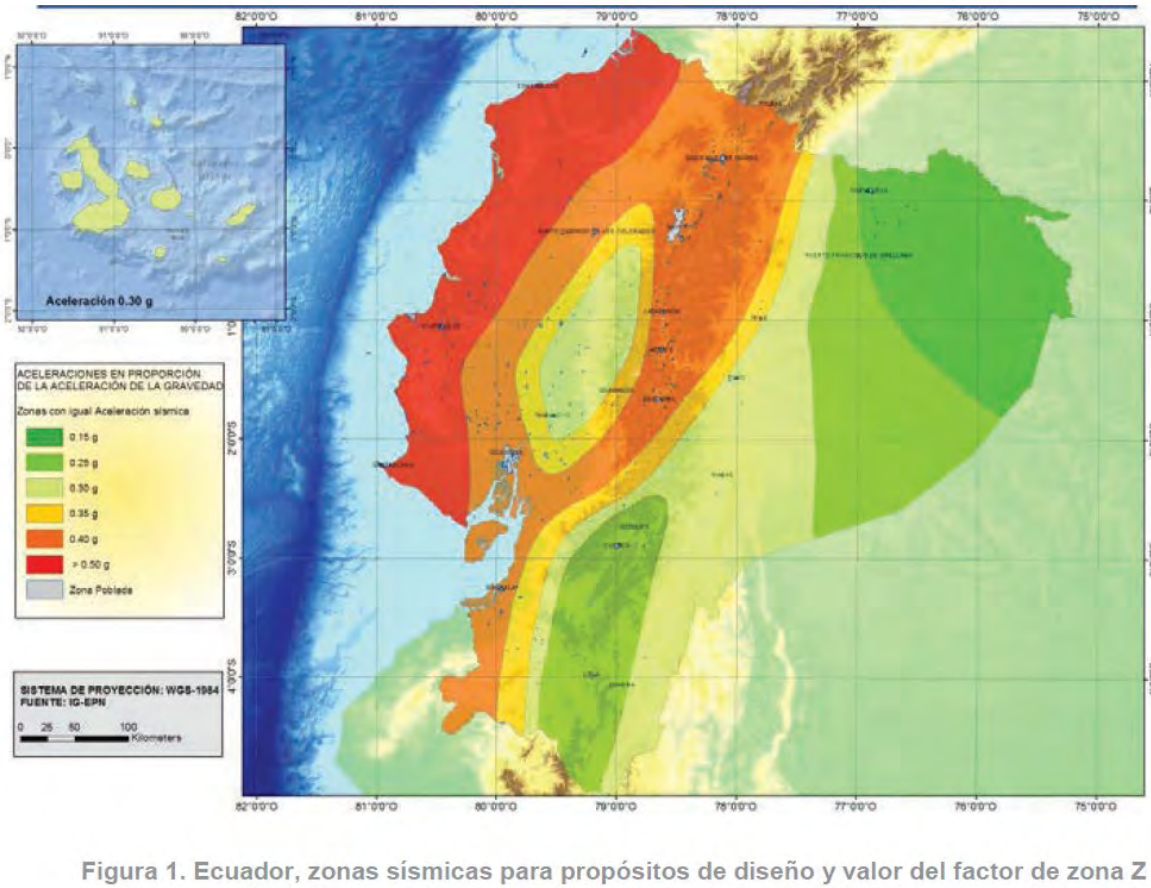


Figura 4 Mapa de Peligro Sísmico de Ecuador

Fuente: MIDIVI (2014)

A partir del mapa de la figura 4 se puede determinar que un gran porcentaje del territorio nacional se encuentra bajo alta peligrosidad sísmica. Esto indica que la PGA supera el 25% de la aceleración de la gravedad. Esta es la principal razón por la cual las estructuras construidas en Ecuador deberán considerar los criterios del análisis y diseño sismorresistentes (MIDUVI, 2014).

La filosofía de diseño sismorresistente de la normativa establece como requerimiento lo siguiente: toda estructura civil deberá estar provista por “la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma; presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles; pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de

diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico" (MIDUVI, 2014).

En adición, esta filosofía establece los requerimientos mínimos para alcanzar los objetivos en cuanto al comportamiento estructural, dependiendo del nivel de importancia que tenga una estructura. El nivel de importancia es una clasificación que evalúa el carácter jerárquico de cada edificación u obra civil en función de su uso, destino e importancia. Se define a partir de la siguiente figura (MIDUVI, 2014):

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Figura 5 Mapa de Peligro Sísmico de Ecuador

Fuente: MIDUVI (2014).

La categoría de una estructura en función de su importancia se determina relacionando los objetivos de desempeño generales de cada estructura con su papel en la sociedad frente a un evento sísmico. Los requisitos de cada categoría son (MIDUVI, 2014):

- Para estructuras ordinarias se deberá realizar el diseño estructural para el sismo de diseño esperado, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido

en 50años, equivalente a un período de retorno de 475. Este nivel tiene por objetivos de desempeño la seguridad de vida y la prevención de colapso.

- Para estructuras especiales se deberá realizar el diseño estructural para el sismo de diseño esperado, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50años, equivalente a un período de retorno de 475 años y la verificación de no colapso para el sismo máximo esperado, evento sísmico que tiene una probabilidad del 2% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 2500 años. Este nivel tiene por objetivos de desempeño la seguridad de vida y la limitación de daño para ocupación inmediata.
- Finalmente, para estructuras esenciales se deberá realizar el diseño estructural para el sismo máximo esperado, evento sísmico que tiene una probabilidad del 2% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 2500 años. Este nivel tiene por objetivos de desempeño la seguridad de vida y la operación continua de la estructura.

2.2. VULNERABILIDAD SÍSMICA DE TANQUES CILÍNDRICOS

Los tanques cilíndricos de hormigón armado constituyen obras civiles relacionadas principalmente con el almacenamiento de agua, mientras que los tanques de acero se relacionan con mayor frecuencia a la industria de hidrocarburos y gases combustibles. Por lo general son estructuras de grandes proporciones, fundamentales para el desarrollo de la economía y el funcionamiento de la sociedad. Por esta razón, se consideran dentro de la normativa como Estructuras Esenciales.

Es fundamental conocer el grado de vulnerabilidad de las estructuras, de manera que se puedan establecer parámetros y criterios técnicos que permitan alcanzar los objetivos de comportamiento estructural definidos por la normativa. En este contexto, se deberán plantear las causas principales de falla en este tipo de estructuras.

La Organización Panamericana de la Salud (OPS), con el propósito de reducir el daño sísmico relacionado a infraestructura de tratamiento de agua cruda y saneamiento, planteó en 2003 la vulnerabilidad sísmica para este tipo de estructuras (OPS, 2003).

Como primer punto respecto de la vulnerabilidad se establecerán los posibles mecanismos de falla:

- Las conexiones entre los tanques y las tuberías o elementos rígidos externos pueden sufrir daños causados por un sismo, ya que puede presentarse un movimiento diferencial entre ellos (OPS, 2003).
- En tanques enterrados o superficiales, la cimentación de los tanques es vulnerable a una falla geotécnica causada por un sismo, especialmente cuando los tanques se encuentran apoyados sobre suelos flexibles. La falla geotécnica puede abarcar asentamientos irregulares, deslizamientos de la cimentación o licuefacción del suelo de soporte (OPS, 2003).

- De igual manera, la cimentación superficial de tanques y reservorios puede causar vulnerabilidad a la estructura debido a los efectos de variación de volumen que se deriva de la expansividad de suelos cohesivos. La falla de la cimentación puede abarcar esfuerzos de tracción en el hormigón y deformaciones excesivas (Nelson & Miller, 1992).
- En el caso de tanques elevados, la vulnerabilidad sísmica puede mostrarse como resultado de una cimentación inadecuada, falta de capacidad en el sistema portante (ya sean columnas o muros) y una carencia en el arriostramiento transversal (OPS, 2003).
- El acero de refuerzo del hormigón armado que conforma los tanques es vulnerable a la corrosión en caso de presentarse agrietamiento vertical, disgregación del concreto o decoloración por filtraciones. Uno de los estados de carga relacionados al agrietamiento y disgregación del concreto es la tensión perimetral de los muros del tanque cilíndrico, la cual puede llegar a ser crítica durante un sismo (OPS, 2003).

Una vez establecidos los mecanismos de falla se deberá establecer de manera general las medidas de mitigación del daño:

- Las conexiones entre tanques y tuberías deberán ser flexibles, ya sea mediante accesorios de conexión o mediante el uso de tuberías de material flexible, de manera que resistan los esfuerzos inducidos por el movimiento. Adicionalmente, se puede generar un anclaje del tanque (OPS, 2003).
- En cuanto a tanques enterrados y superficiales, es recomendable evitar cimentaciones sobre rellenos o estratos de propiedades geomecánicas heterogéneas. Adicionalmente, se recomienda cimentar los tanques en suelos competentes (OPS, 2003).
- Así mismo, los tanques enterrados y superficiales cimentados sobre suelos expansivos deberán considerar medidas de protección durante la etapa constructiva de las

estructuras, tales como: remover y reemplazar los estratos superficiales con un material de mejoramiento, remoldar y compactar el suelo inmediatamente bajo la cimentación, o emplear una cimentación profunda con capacidad para resistir tracciones (caissons, micropilotes y pilotes profundos) (Nelson & Miller, 1992).

- Con respecto a tanques elevados, se debe proveer la capacidad suficiente a la estructura de soporte para resistir el movimiento oscilatorio que presentará el tanque durante un evento sísmico. El diseño de los cimientos debe contemplar las cargas sísmicas para evitar el volcamiento. El diseño de las columnas o muros debe contemplar la capacidad necesaria para resistir la demanda tanto sísmica como gravitacional. El diseño del arriostramiento horizontal debe tener tanta redundancia como sea posible, y deberá tener un espaciamiento limitado de manera que se impida el pandeo lateral en columnas (OPS, 2003).
- Para la sección y refuerzo en los elementos del tanque se deberán considerar los efectos dinámicos de la sustancia contenida. La corrosión del acero de refuerzo puede ser evitada al mantener un recubrimiento adecuado de concreto, colocar un espaciamiento limitado entre varillas, y proveer el espesor necesario para resistir las solicitaciones a corte de la sección. Adicionalmente, para evitar agrietamiento debido a la tensión perimetral en muros se deberá incluir en el detallamiento de la estructura “una viga collar armada alrededor de la periferia para limitar el desplazamiento” (OPS, 2003, pág. 56).

Figura 6 Vulnerabilidad – Mecanismos de falla y Métodos de mitigación

Fuente: OPS (2003).

2.3. DINÁMICA DE FLUIDOS EN TANQUES CILÍNDRICOS

En 1954, el Instituto de Tecnología de California (CALTECH) publicó un estudio recopilatorio desarrollado por George Housner a cerca del comportamiento dinámico de fluidos y su influencia sobre las estructuras que los contienen. Este estudio ha sido la base para el desarrollo de códigos y guías de diseño de estructuras hidráulicas bajo las debidas consideraciones de sismo resistencia, mismo que se encuentra vigente en la actualidad.

Housner (1954) realiza una recopilación completa de publicaciones previas con respecto al desarrollo de la matemática y los conceptos básicos de la dinámica que envuelven la interacción fluido-estructura.

El modelo clásico mencionado parte de la consideración en la cual se divide la masa de agua contenida en varias porciones que se comportarán de diferentes maneras. Por un lado, se tiene la masa impulsiva que representa la porción de la masa de agua que se mueve junto con la estructura; por otro lado, se tiene la masa convectiva que representa la porción de la masa de agua superficial que forma oleaje (Housner, 1954).

Cabe señalar que este modelo presentó varias hipótesis iniciales: cada una de las masas mencionadas se representarán como masas puntuales localizadas a determinada altura con respecto al fondo de la estructura contenedora; el fluido se considera incompresible, sin viscosidad y en condición inicial de reposo; la estructura contenedora se considera rígida; no se considera cavitación causada por el movimiento (Housner, 1954).

Posteriormente, Housner y Haroun publican un modelo modificado en 1981, en el cual se incluyen consideraciones referentes a la flexibilidad de la estructura contenedora. Como consecuencia se divide la masa impulsiva en dos partes: una masa rígida en el fondo del contenedor y una masa que represente el movimiento relativo causado por la flexibilidad en los muros del contenedor (Haroun & Housner, Seismic Design of Liquid Storage Tanks, 1981).

Una vez establecido el antecedente del desarrollo de los estudios correspondientes se procede a detallar la dinámica del modelo.

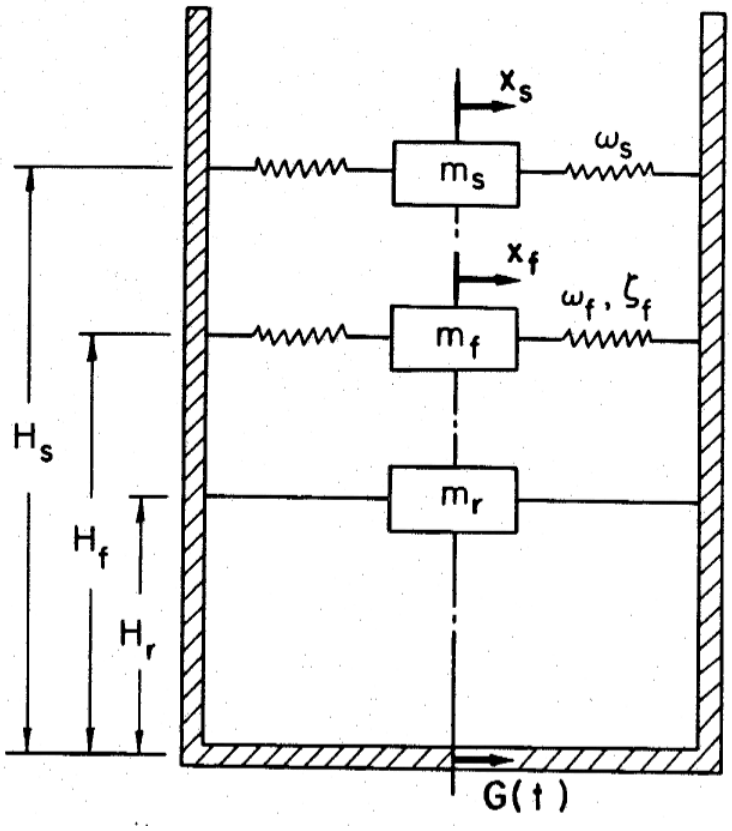


Figura 7 Modelo dinámico modificado

Fuente: Haroun (1980).

En la figura anterior se presenta un esquema gráfico del modelo, donde ms representa la masa convectiva, mf representa la masa impulsiva y mr representa la masa rígida, cada una de las cuales se encuentran a su altura correspondiente respecto del fondo del contenedor (Hs, Hf y Hr respectivamente. Adicionalmente, los desplazamientos Xs y Xf representan desplazamientos relativos en función del tiempo. Se considera que la masa rígida no tendrá un desplazamiento relativo al sistema (Haroun & Housner, 1981).

Posteriormente, se establece un modelo en el cual las masas impulsiva y convectiva se conectan al tanque a través de resortes con frecuencias angulares de vibración definidas por ωs y ωf. Finalmente, se considerará un amortiguamiento asociado a la masa impulsiva determinado por ξf (Haroun & Housner, 1981).

Las masas se determinan a partir de las porciones correspondientes de la masa del fluido, *m*, según la siguiente expresión (Haroun & Housner, 1981):

$$m = \pi * R^2 * H_{fluido} * \rho_{fluido}$$

Donde,

- R: Radio del contenedor cilíndrico
- H_{fluido}: Altura del fluido
- ρ_{fluido}: Peso Unitario del fluido

En cuanto a las frecuencias angulares de vibración, se determinarán a partir de las siguientes expresiones (Haroun & Housner, 1981):

$$\omega_s = \sqrt{1.84 * \frac{g}{R} * \tanh\left(1.84 * \frac{H_{fluido}}{R}\right)}$$

$$\omega_f = \frac{P}{H_{fluido}} \sqrt{\frac{E}{\rho_{contenedor}}}$$

Donde,

- P: Coeficiente geométrico
- g: Aceleración de la gravedad
- E: Módulo de Elasticidad del material del contenedor
- ρ_s: Peso Unitario del material del contenedor

En cuanto al amortiguamiento, se establece en términos generales que la masa convectiva tendrá un amortiguamiento del 0.5% del crítico, mientras que la masa impulsiva tendrá un amortiguamiento del 2% con respecto al amortiguamiento crítico. A partir de esto se puede plantear la ecuación de movimiento según la siguiente expresión (Haroun & Housner, 1981):

$$[m]\{\ddot{x}\} + [c]\{\dot{x}\} + [k]\{x\} = -[m]\{r\}\{\ddot{\mu}_g\}$$

Donde,

- r: Coeficiente de forma
- x: Matriz de desplazamiento relativo
- $\dot{x}$: Matriz de velocidad relativa
- $\ddot{x}$: Matriz de Aceleración

$$[m] = \begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_f \end{bmatrix} \ (Matriz\ de\ masas)$$

$$[c] = \begin{bmatrix} c_s & 0 \\ 0 & c_f \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2 * \xi c * m_s * \omega_s & 0 \\ 0 & 2 * \xi c * m_f * \omega_f \end{bmatrix} \ (Matriz\ de\ amortiguamiento)$$

$$[k] = \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_f \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_s * {\omega_s}^2 & 0 \\ 0 & m_f * {\omega_f}^2 \end{bmatrix} \ (Matriz\ de\ rigidez)$$

A partir de la ecuación de movimiento se determinará la respuesta del sistema ante determinadas aceleraciones del terreno $\ddot{\mu}_g$.

CAPÍTULO III

3. METODOLOGÍA DE DISEÑO

3.1. DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

Como caso de estudio se propone un tanque reservorio cilíndrico de 50 metros de diámetro, con muros perimetrales de 7 metros de altura, el cual se encontrará parcialmente enterrado en el suelo. Este tipo de tanques son comúnmente empleados en plantas de tratamiento de agua potable o aguas servidas, en plantas procesadoras de alimentos, en reservorios destinados a abastecimiento de sistemas de riego y pequeñas redes de agua potable.

La capacidad máxima del tanque será de 10000 metros cúbicos de agua tratada, será construido en hormigón armado y el prediseño presenta lo siguiente: Muros de sección continua de 50 cm de espesor, losa de cimentación de 50 cm de espesor y con una profundidad de desplante de 3 metros, sin presencia de nivel freático.

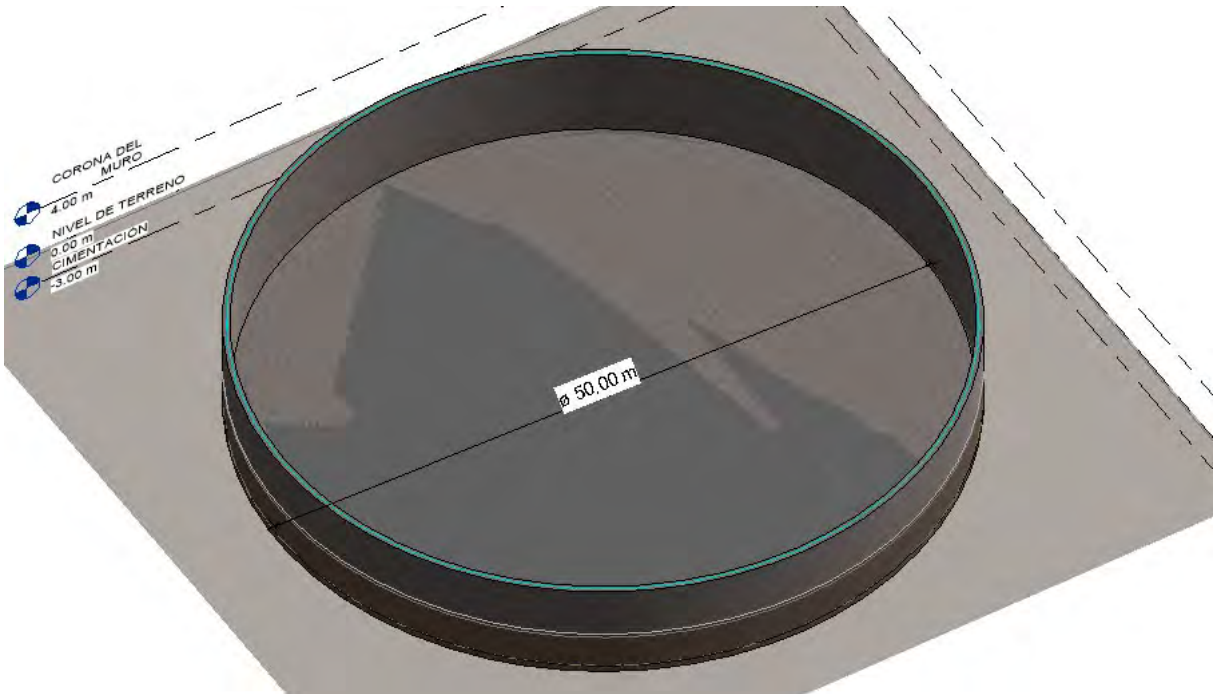


Figura 8 Caso de Estudio – Tanque cilíndrico 25 m de radio – Vista 3D

Fuente: Elaboración propia.

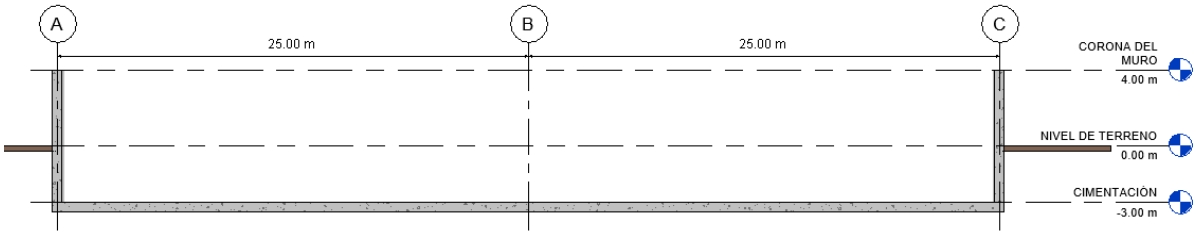


Figura 9 Caso de Estudio – Tanque cilíndrico 25 m de radio – Elevación Eje 2

Fuente: Elaboración propia.

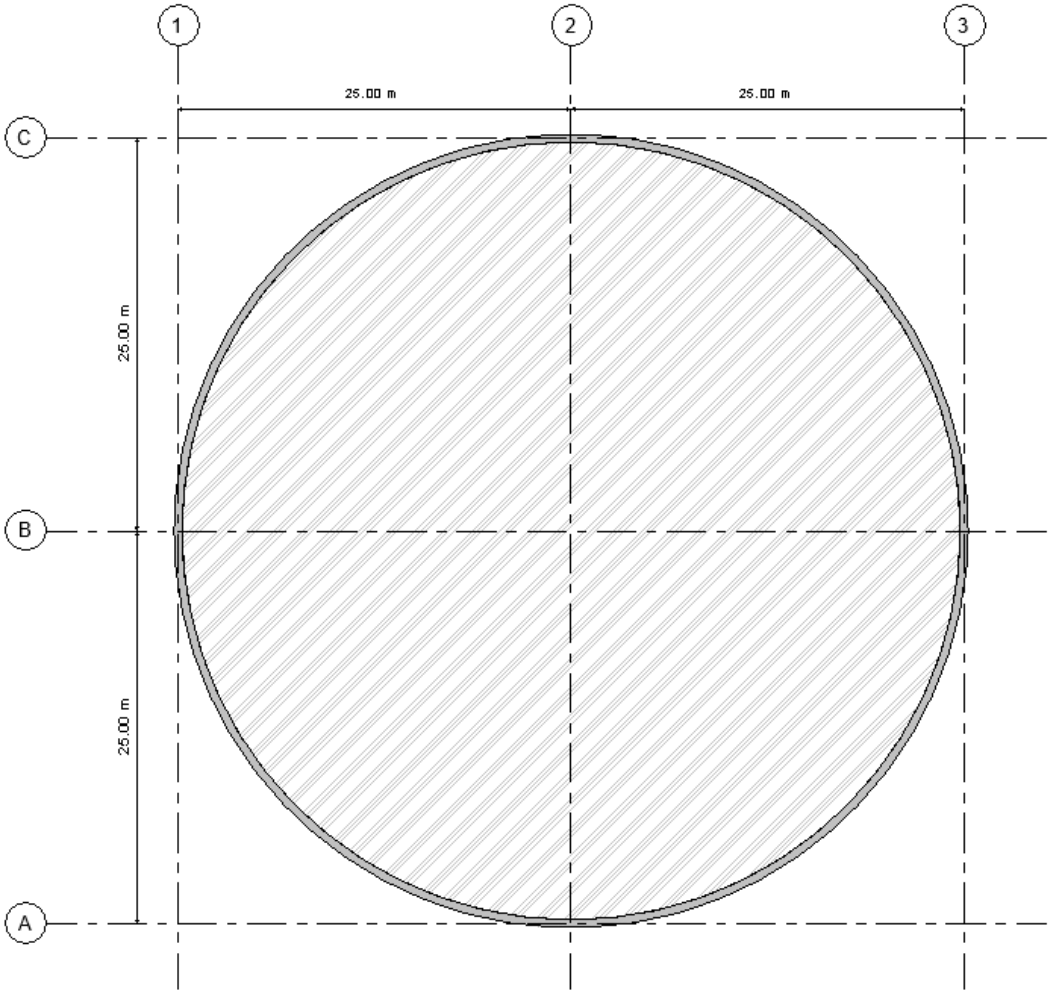


Figura 10 Caso de Estudio – Tanque cilíndrico 25 m de radio – Implantación

Fuente: Elaboración propia.

El suelo sobre el cual se construirá la obra será de Tipo C, con un coeficiente de balasto de 2500 Ton/m^3 y una capacidad portante de 20 Ton/m^2, su peso específico será de 1.7 Ton/m^3,

el coeficiente de empuje activo de suelo será Ka=0.40 y la se encuentra en la ciudad de Quito, en una zona de peligro sísmico tipo V, de acuerdo con la NEC-15.

3.2. DEMANDA SÍSMICA SEGÚN LA NEC-15

La normativa de diseño sismorresistente, en su capítulo 9, establece un método simplificado para el diseño de estructuras tales como tanques y reservorios, la cual se resume a continuación:

"Para el caso de estructuras rígidas (con períodos menores a 0.6 s), éstas se deberán diseñar (incluidos sus anclajes) aplicando la fuerza lateral obtenida mediante la ecuación:" (MIDUVI, 2014).

$$V = \eta Z F_a I W$$

Donde,

- V = Cortante Basal en la base de la estructura para el DBF
- η = Razón de la aceleración espectral Sa (T=0.1s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.
- Z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.
- Fa = Coeficiente de amplificación de suelo en las zonas de período corto.
- I = Coeficiente de importancia.
- W = Carga sísmica reactiva.

En cuanto a la distribución de fuerzas laterales, este método utiliza la premisa convencional del método de las fuerzas, aplicando las fuerzas de acuerdo con la distribución de masas y podrá aplicarse en cualquier dirección horizontal (MIDUVI, 2014).

Adicionalmente, este método permite la reducción de la demanda mediante un factor R, siempre que la estructura presente suficiente resistencia y ductilidad para cumplir con los objetivos de desempeño de su categoría de importancia (MIDUVI, 2014).

Alternativamente, la normativa permite el diseño para la demanda del sismo esperando en sitio y los efectos de inercia del fluido contenido, o el diseño mediante procedimientos prescritos en códigos y normativas internacionales aplicables (MIDUVI, 2014).

En el caso de estructuras hidráulicas de grandes proporciones y alto grado de importancia, semejantes al caso de estudio propuesto, es recomendable emplear los procedimientos establecidos por normativas internacionales. Específicamente, se recomienda emplear las consideraciones del código desarrollado por el American Concrete Institute (ACI) para estructuras ambientales ACI-350 y su extensión ACI-350.3 para el diseño de estructuras contenedoras de líquidos.

A partir de este antecedente se establece el procedimiento para definir la demanda sísmica utilizando los criterios de la ACI-350.3 acoplado a los efectos de sitio obtenidos de las curvas de peligro sísmico, para una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años, de acuerdo con el factor de importancia definido por la NEC-15 para este tipo de estructuras. Dicho procedimiento se detalla a continuación:

En primer lugar, se debe determinar los parámetros de Respuesta Espectral S_S y S_1 los cuales corresponden a la aceleración expresada en porcentaje de la gravedad correspondientes a los periodos estructurales de 0.2s y 1s. Todo esto para una tasa anual de excedencia de 0.0004 (inverso del periodo de retorno de 2500 años).

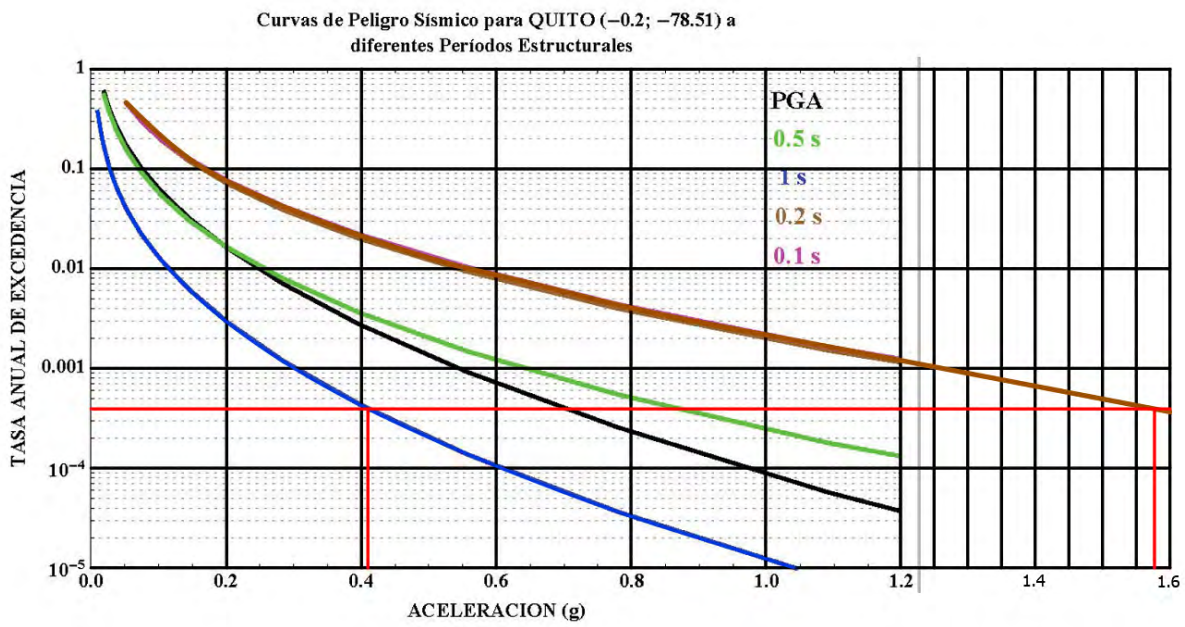


Figura 11 Curva de peligro sísmico para Quito – Aceleraciones S_S y S_1.

Fuente: MIDUVI (2014).

Como respuesta se obtiene las siguientes aceleraciones:

- Ss = 1.58 g
- $S1$ = 0.41 g

Posteriormente, se debe seleccionar los coeficientes de sitio Fa y Fv, correspondientes al tipo de suelo del sitio y a las aceleraciones S_S y S_1, respectivamente. Para el caso de estudio el suelo es tipo C, y los coeficientes hacen referencia al código ASCE 7 según los requerimientos generales de la ACI-350.3.

Table 11.4-1 Short-Period Site Coefficient, F_a

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE_R) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period					
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S = 1.25$	$S_S \geq 1.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	2.4	1.7	1.3	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8
F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_s.

Tabla 1 Coeficiente de sitio para periodos cortos, Fa

Fuente: ASCE/SEI (2016).

Table 11.4-2 Long-Period Site Coefficient, F_v

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE_R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period					
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.5$	$S_1 \geq 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2[a]	2.0[a]	1.9[a]	1.8[a]	1.7[a]
E	4.2	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8
F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_1.
[a]Also, see requirements for site-specific ground motions in Section 11.4.8.

Tabla 2 Coeficiente de sitio para periodos largos, Fv

Fuente: ASCE/SEI (2016).

$Fa = 1.20 \rightarrow Seleccionado$

$Fv = 1.5 \rightarrow Seleccionado$

Las aceleraciones de respuesta espectral para períodos cortos y periodos de 1 segundo deben ser ajustadas a los efectos de la clase de sitio según las siguientes ecuaciones (ASCE/SEI, 2016):

$S_{MS} = F_a * S_S = 1.20 * 1.58 = 1.90\ g$

$S_{M1} = F_a * S_1 = 1.50 * 0.41 = 0.62\ g$

Finalmente, se reducirán las aceleraciones máximas obtenidas para construir el espectro de diseño requerido para el diseño.

$S_{DS} = \frac{2}{3} * S_{MS} = 1.26\ g$

$S_{D1} = \frac{2}{3} * S_{M1} = 0.41\ g$

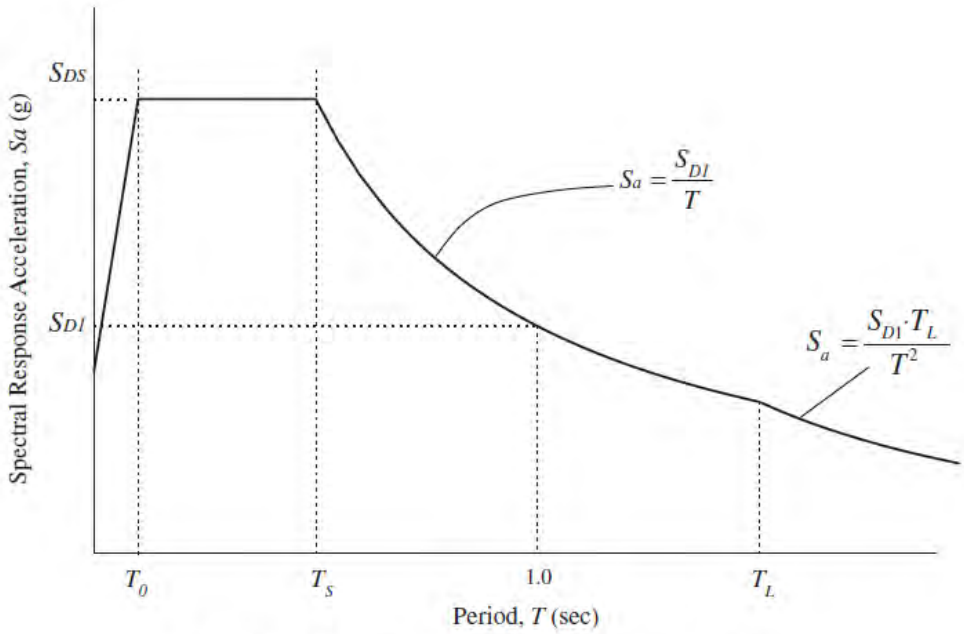


FIGURE 11.4-1 Design Response Spectrum

Figura 12 Espectro de Respuesta de Diseño – ASCE/SEI 7

Fuente: ASCE/SEI (2016).

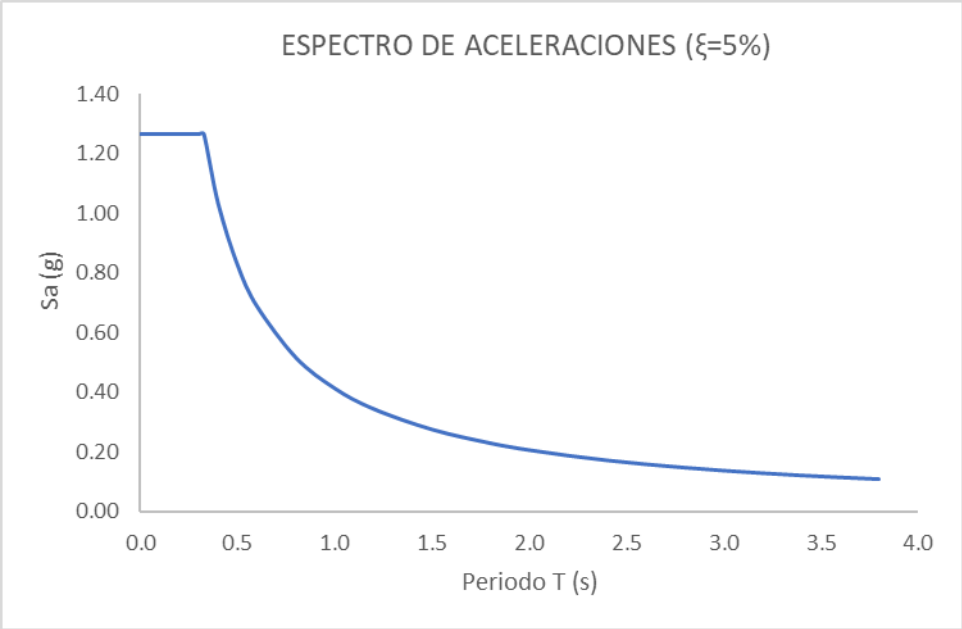


Figura 13 Demanda Sísmica – Espectro de Diseño

Fuente: Elaboración propia.

3.3. REQUERIMIENTOS DE ANÁLISIS CONVENCIONAL (ACI 350.3)

En esta sección se detalla el procedimiento de análisis convencional basado en el modelo de Housner, cuyos requerimientos normativos han sido definidos en el código ACI 350.3 para el cálculo de fuerzas impulsivas y convectivas en tanques sometidos a acciones sísmicas.

Se parte de una clasificación para tanques cilíndricos: Tanques cilíndricos soportados directamente sobre el suelo y tanques elevados. Dentro de los tanques soportados sobre el suelo, existe una subclasificación de los tanques cilíndricos en función del tipo de apoyo:

- Tipo 2.1: Tanques de base empotrada (concreto reforzado o concreto presforzado).
- Tipo 2.2: Tanques de base rotulada (concreto reforzado o concreto presforzado).
- Tipo 2.3: Tanques de base flexible (anclados o no anclados).

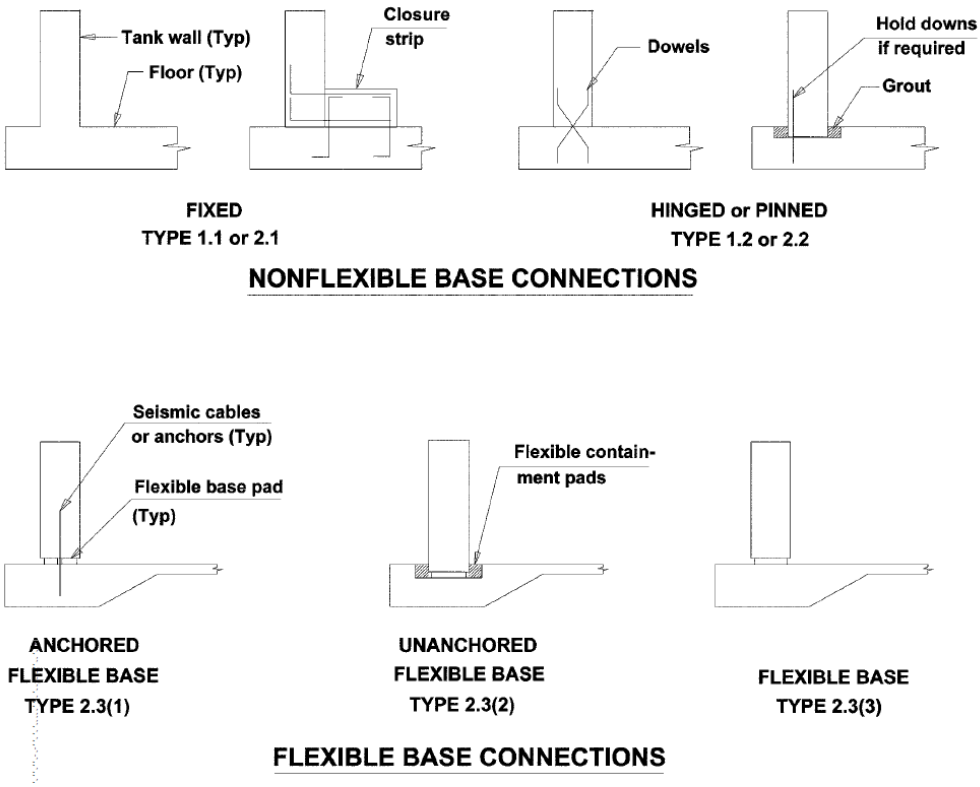


Figura 14 Clasificación de tanques cilíndricos soportados sobre el terreno

Fuente: ACI-350.3 (American Concrete Institute, 2006b).

Caso de estudio: Tipo 2.1.

Una vez definida la tipología del tanque, se procede a definir el coeficiente de importancia, en este caso en función del fluido contenido.

Table 4.1.1(a)—Importance factor *I*

	Tank use	Factor *I*
III	Tanks containing hazardous materials*	1.5
II	Tanks that are intended to remain usable for emergency purposes after an earthquake, or tanks that are part of lifeline systems	1.25
I	Tanks not listed in Categories II or III	1.0

*In some cases, for tanks containing hazardous materials, engineering judgment may require a factor *I* > 1.5.

Tabla 3 Factor de Importancia – Uso del tanque

Fuente: ACI-350.3 (American Concrete Institute, 2006b).

Caso de estudio: I = 1.25

Table 4.1.1(b)—Response modification factor *R*

Type of structure	R_i On or above grade	R_i Buried*	R_c
Anchored, flexible-base tanks	3.25†	3.25†	1.0
Fixed or hinged-base tanks	2.0	3.0	1.0
Unanchored, contained, or uncontained tanks‡	1.5	2.0	1.0
Pedestal-mounted tanks	2.0	—	1.0

*Buried tank is defined as a tank whose maximum water surface at rest is at or below ground level. For partially buried tanks, the R_i value may be linearly interpolated between that shown for tanks on grade and for buried tanks.
†R_i = 3.25 is the maximum R_i value permitted to be used for any liquid-containing concrete structure.
‡Unanchored, uncontained tanks shall not be built in locations where $S_{DS} \geq 0.75$.

Tabla 4 Factores de modificación de respuesta Ri – Rc

Fuente: ACI-350.3 (American Concrete Institute, 2006b).

Caso de estudio: Ri = 2.0; Rc = 1.0

Posteriormente, se procede a obtener las características del modelo dinámico. Para el caso de estudio se utilizarán las ecuaciones correspondientes a tanques soportados sobre el terreno. Para el caso de tanques elevados, referirse a la sección 9.7 del código ACI-350.3.

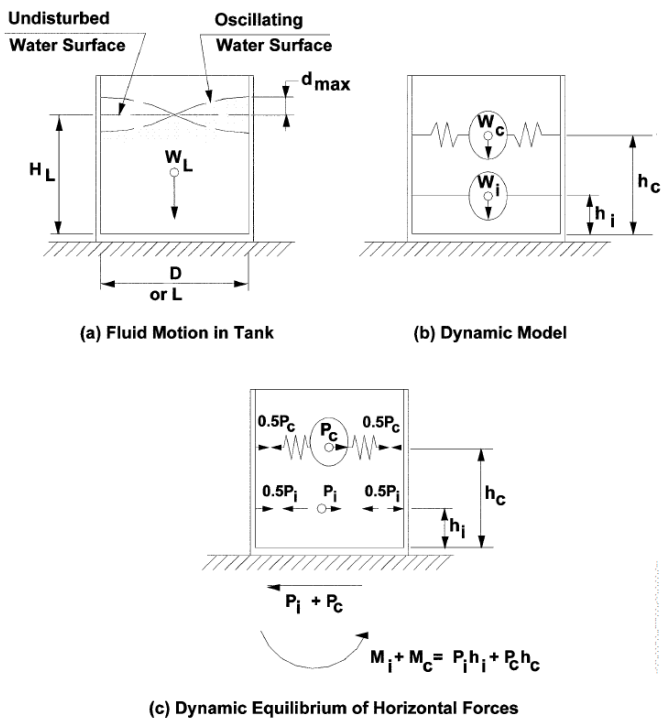


Figura 15 Modelo dinámico de tanques contenedores de líquidos soportados rígidamente sobre el terreno.

Fuente: ACI-350.3 (American Concrete Institute, 2006b).

- Pesos equivalentes de líquidos acelerados (American Concrete Institute, 2006b):

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left[0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)\right]}{0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)}$$

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.230 * \left(\frac{D}{H_L}\right) * \tanh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right]$$

Donde,

Wi: Peso de la masa impulsiva.

Wc: Peso de la masa convectiva.

W_L: Peso total del líquido.

D: Diámetro del tanque.

H_L: Altura del líquido.

- Alturas de los centros de gravedad excluyendo la presión en la base (EBP por sus siglas en inglés) (American Concrete Institute, 2006b):

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 * \left(\frac{D}{H_L}\right)\ para\ \left(\frac{D}{H_L}\right) < 1.333$$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375\ \ para\ \left(\frac{D}{H_L}\right) \geq 1.333$$

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right] - 1}{3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\sinh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right]}$$

Donde,

hi: Altura de la masa impulsiva (EBP).

hc: Altura de la masa convectiva (EBP).

- Alturas de los centros de gravedad incluyendo la presión en la base (IBP por sus siglas en inglés) (American Concrete Institute, 2006b):

$$\frac{h_i{}'}{H_L} = 0.45\ para\ \left(\frac{D}{H_L}\right) < 0.75$$

$$\frac{h_i{}'}{H_L} = \frac{0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)}{2\tanh\left[0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)\right]} - \frac{1}{8}\ \ para\ \left(\frac{D}{H_L}\right) \geq 0.75$$

$$\frac{h_c{}'}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right] - 2.01}{3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\sinh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right]}$$

Donde,

hi': Altura de la masa impulsiva (IBP).

hc': Altura de la masa convectiva (IBP).

- Propiedades dinámicas (American Concrete Institute, 2006b):

$$\omega_i = C_l \frac{1}{H_L}\sqrt{10^3 E_c \frac{g}{\gamma_c}};\ T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$$

$$C_l = C_w * \sqrt{t_w/10r}$$

$$C_w = 0.09375 + 0.2039\left(\frac{H_L}{D}\right) - 0.1034\left(\frac{H_L}{D}\right)^2 - 0.1253\left(\frac{H_L}{D}\right)^3 + 0.1267\left(\frac{H_L}{D}\right)^4 - 0.03186\left(\frac{H_L}{D}\right)^5$$

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{D}};\ \ T_c = \frac{2\pi}{\omega_c}$$

$$\lambda = \sqrt{3.68g\tanh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right]}$$

Donde,

ωi: Frecuencia angular de vibración de la masa impulsiva.

ωc: Frecuencia angular de vibración de la masa convectiva.

Ti: Periodo de vibración de la masa impulsiva.

Tc: Periodo de vibración de la masa convectiva.

Ec: Modulo de Elasticidad del hormigón armado.

γc: Peso específico del hormigón armado.

γ_L: Peso específico del líquido.

tw: Espesor del muro del tanque.

r: Radio del tanque.

- Coeficientes de Respuesta sísmica (American Concrete Institute, 2006b):

$$C_i = S_{DS}\ para\ T_i \leq T_s;\ \ C_i = \frac{S_{D1}}{T_i}\ para\ T_i > T_s$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$C_c = \frac{1.5S_{D1}}{T_c} \leq 1.5S_{DS}\ para\ T_c \leq \frac{1.6}{T_s};\ \ C_c = \frac{2.4S_{D1}}{{T_c}^2}\ para\ T_c > \frac{1.6}{T_s}$$

$$C_t = S_{DS}\ para\ T_v \leq T_s;\ \ C_t = \frac{S_{D1}}{T_v}\ para\ T_v > T_s$$

Donde,

Ci: Coeficiente sísmico para masa impulsiva.

Cc: Coeficiente sísmico para masa convectiva.

Ct: Coeficiente sísmico para componente vertical.

Además de las características del modelo dinámico es importante determinar el coeficiente de masa efectiva, el cual permitirá determinar la porción de masa rígida que participa en la vibración producto del sismo. Se obtiene a partir de la siguiente expresión (American Concrete Institute, 2006b):

$$\varepsilon = \left[0.0151\left(\frac{D}{H_L}\right)^2 - 0.1908\left(\frac{D}{H_L}\right) + 1.021\right] \leq 1.0$$

Uno de los parámetros de serviciabilidad y funcionalidad de los tanques y reservorios durante un sismo será la altura máxima de desplazamiento vertical de la masa de agua. Este parámetro definirá la altura libre por encima del máximo nivel de agua que deberá tener un tanque para evitar que se desborde. Se obtiene a partir de la siguiente expresión (American Concrete Institute, 2006b):

$$d_{máx} = \frac{D}{2} C_c I$$

A partir de este punto el código realiza una simplificación. Se procede a determinar fuerzas pseudo-estáticas equivalentes, tanto laterales como verticales, que se distribuirán sobre el tanque. Por un lado, las 4 expresiones que definirán el movimiento lateral corresponden a: las fuerzas laterales impulsiva y convectiva, fuerza lateral inercial de la masa participante del muro y la fuerza lateral inercial de la masa participante del techo o cubierta. Esta última no participará en reservorios descubiertos, como es el tanque del caso de estudio. Por otro lado, las fuerzas verticales dependerán de la presión hidrostática a la que se encuentra sometida la base del tanque y la aceleración vertical. A continuación, se presentan las ecuaciones para determinar todas estas fuerzas (American Concrete Institute, 2006b):

$$P_W = C_i I \left[\frac{\varepsilon W_W}{R_i}\right]$$

$$P_r = C_i I \left[\frac{W_r}{R_i}\right]$$

$$P_i = C_i I \left[\frac{W_i}{R_i}\right]$$

$$P_c = C_c I \left[\frac{W_c}{R_c}\right]$$

Donde,

P_W: fuerza lateral inercial de la masa participante del muro.

Pr: fuerza lateral inercial de la masa participante del techo.

Pi: Fuerza lateral impulsiva.

Pc: Fuerza lateral convectiva.

Finalmente, la distribución de fuerzas pseudo-estáticas determinará el modelo convencional de análisis. Esta distribución se realizará de la siguiente manera:

- Distribución en elevación:

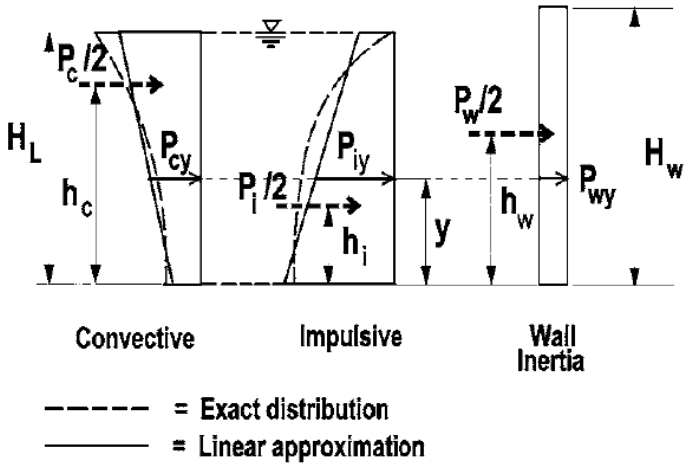


Figura 16 Distribución vertical de presiones laterales.

Fuente: ACI-350.3 (American Concrete Institute, 2006b).

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

$$P_{iy} = \frac{\frac{P_i}{2}\left[4H_L - 6h_i - (8H_L - 12h_i)\left(\frac{y}{H_L}\right)\right]}{{H_L}^2}$$

$$P_{cy} = \frac{\frac{P_c}{2}\left[4H_L - 6h_c - (8H_L - 12h_c)\left(\frac{y}{H_L}\right)\right]}{{H_L}^2}$$

- Distribución horizontal:

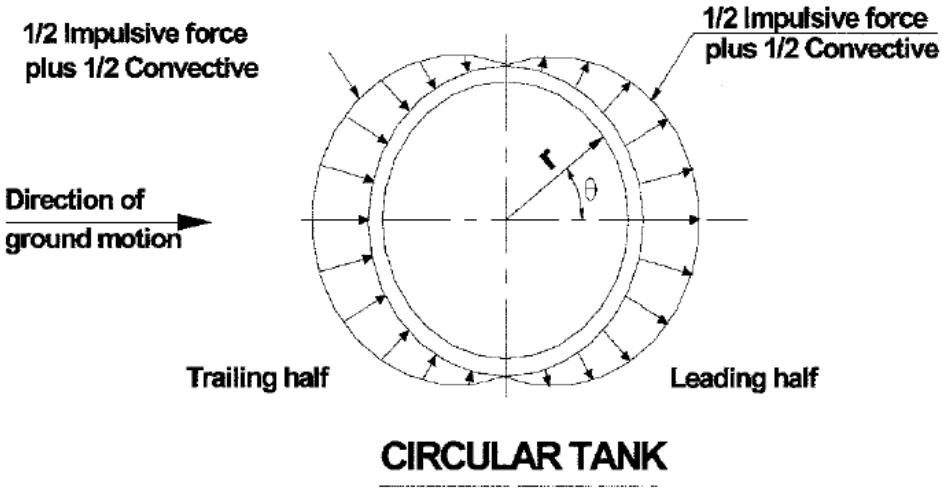


Figura 17 Distribución de presiones impulsiva y convectiva en paredes de tanques cilíndricos.

Fuente: ACI-350.3 (American Concrete Institute, 2006b).

$$p_{wy} = \frac{P_{wy}}{\pi r}$$

$$p_{cy} = \frac{16P_{cy}}{9\pi r}\cos\theta$$

$$p_{iy} = \frac{2P_{iy}}{\pi r}\cos\theta$$

Las presiones obtenidas serán agregadas al modelo pseudo-estático para determinar las fuerzas axiales, momentos y presiones inducidas en el tanque, lo que se convertirá en la base para el diseño de los elementos estructurales.

3.4. REQUERIMIENTOS DE ANÁLISIS MEDIANTE MODELO DINÁMICO MSM.

A partir de la teoría propuesta por Housner (Dynamic pressure on accelerated fluid containers, 1957), la cual ha sido complementada posteriormente por varios autores, incluyendo su trabajo conjunto con Haroun (Seismic Design of Liquid Storage Tanks, 1981), se ha llegado a establecer un modelo de masa/resorte equivalente (MSM por sus siglas en inglés) que sea capaz de representar el comportamiento del fluido contenido en un tanque durante un evento sísmico, considerando las condiciones de apoyo, flexibilidad de las pantallas y el porcentaje de participación de la masa efectiva del tanque.

En el modelo de masa resorte, ambas masas del fluido deben representarse adecuadamente tomando en consideración su comportamiento en paralelo. Los parámetros para determinar las propiedades de la masa impulsiva y la masa convectiva dependen de la geometría del tanque, sean circulares o rectangulares, y sus condiciones de apoyo, para tanques soportados directamente sobre el suelo o tanques elevados (Jaiswal & Jain, 2005b).

Para el caso de estudio propuesto se emplearán las expresiones tomadas del código ACI 350, correspondientes a tanques soportados sobre el suelo con muros rígidos ya que generalmente se relaciona al hormigón con paredes rígidas, mientras que los tanques de acero se consideran tanques con paredes flexibles. Según Jaiswal & Jain, los modelos establecidos en la literatura para tanques con paredes flexibles pueden tener un mayor grado de complejidad, pese a que la diferencia en los parámetros obtenidos no es sustancial (Modified proposed provisions for aseismic design of liquid storage tanks: Part II – commentary and examples, 2005b).

- Parámetros de masa impulsiva:

$$\frac{m_i}{m} = \frac{\tanh\left[0.866\left(\frac{D}{h}\right)\right]}{0.866\left(\frac{D}{h}\right)}$$

$$\frac{h_i}{h} = 0.5 - \frac{0.09375}{\left(\frac{h}{D}\right)}\ para\ \left(\frac{h}{D}\right) > 0.75$$

$$\frac{h_i}{\mathrm{h}} = 0.375\ \ para\ \left(\frac{h}{D}\right) \leq 0.75$$

- Parámetros de masa convectiva:

$$\frac{m_c}{m} = 0.23\frac{\tanh\left[3.68\left(\frac{h}{D}\right)\right]}{\left(\frac{h}{D}\right)}$$

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.68\left(\frac{h}{D}\right)\right] - 1}{3.68\left(\frac{h}{D}\right)\sinh\left[3.68\left(\frac{h}{D}\right)\right]}$$

$$K_c = 0.836\left(\frac{mg}{h}\right)\tanh^2\left(3.68\frac{h}{D}\right)$$

Donde,

mi: Masa impulsiva.

mc: Masa convectiva.

m: Masa total del fluido.

D: Diámetro del tanque.

hi: Altura de la masa impulsiva (EBP).

hc: Altura de la masa convectiva (EBP).

h: Altura del líquido.

Las expresiones mostradas anteriormente muestran dos particularidades. Por un lado, como se había mencionado en el capítulo segundo de este documento, la masa impulsiva se comporta como un cuerpo rígido. Esto implica que el modelo considerará un diafragma rígido para conectar dicha masa con las paredes del tanque.

Por otro lado, la masa convectiva tendrá una rigidez definida, la cual será representada por resortes con el propósito de simular el oleaje que genera dicha masa. La expresión de la rigidez del resorte ha sido establecida por Jaiswal & Jain (Modified proposed provisions for aseismic design of liquid storage tanks: Part I – codal provisions, 2005a) mediante la siguiente gráfica:

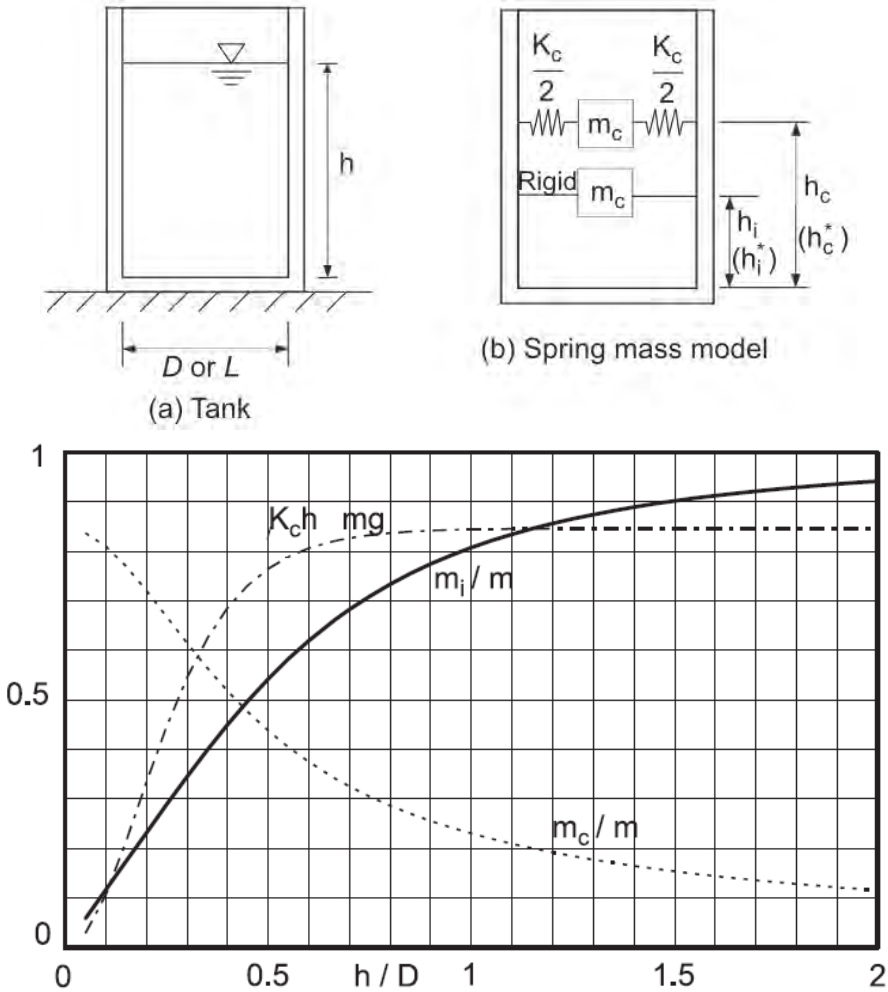


Figura 18 Parámetros de MSM para masas impulsivas, convectivas y rigidez del resorte.

Fuente: Jaiswal & Jain (2005a).

Un estudio reciente, desarrollado por el Departamento de Ingeniería Hidráulica de la Universidad de Tongji en 2018, ha realizado un estudio comparativo entre los métodos MSM tradicionales y ha propuesto un método alternativo que cubra las falencias de dichos métodos. Los resultados de dichos métodos han corroborado lo propuesto por Jaiswal & Jain.

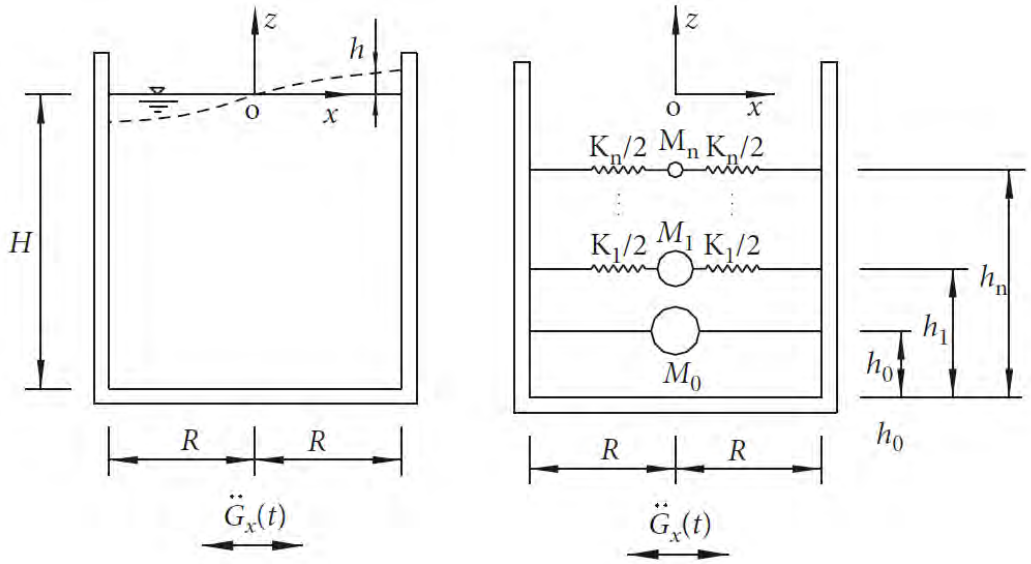


Figura 19 Modelo MSM Modificado

Fuente: Li & Gou (2018).

La masa M_0 representa a la componente impulsiva del fluido, mientras que las masas M_1 a M_n representan la componente convectiva para sus distintas respuestas modales. Li y Gou han realizado una simplificación para llegar a una expresión generalizada en cuanto a rigidez del resorte: "Generalmente, se pueden adquirir resultados satisfactorios de las respuestas dinámicas considerando solo el modo fundamental, es decir, la masa M0, solo se considera el primer modelo masa-resorte (M1, K1)" (Li & Gou, 2018).

$$K_1 = M_1{\omega_1}^2 = \frac{Mg[\tanh(1.814H/R)]^2}{1.195H}$$

La aplicabilidad de esta expresión se ve limitada a causa de esta simplificación, según explican los autores: "Debido a los defectos en los modelos equivalentes existentes en los tanques rectangulares y cilíndricos, se recomiendan los modelos equivalentes modificados en

los dos tanques para el análisis de respuesta dinámica del sistema estructural. Los modelos equivalentes modificados en los dos tanques en este documento solo son aplicables a la traducción excitación" (Li & Gou, 2018).

Adicionalmente, es importante considerar el porcentaje de la masa de la estructura que reaccionará ante la excitación sísmica. Para ello se empleará la expresión definida por Housner en el método MSM original (Housner, 1957):

$$\varepsilon = \left[0.0151\left(\frac{D}{h}\right)^2 - 0.1908\left(\frac{D}{h}\right) + 1.021\right] \leq 1.0$$

Esta expresión, como se ha señalado en la sección 3.3, ha sido adoptada por la ACI 350.3 para la determinación del coeficiente de masa efectiva. En el caso del método MSM, este coeficiente deberá modificar las propiedades de la estructura para que el modelo dinámico presente resultados adecuados.

Finalmente, se deberán adoptar los factores de reducción (Ri, Rc) y el factor de importancia de la estructura definidos por la metodología convencional (ACI350.3) para que los resultados sean consistentes y sea posible realizar un análisis comparativo de los mismos (ver Tabla 4).

Paralelamente, cabe señalar que Jaiswal y Jain (2005b) proponen factores de importancia similares a los de la normativa y un factor de reducción generalizado (tanto para la componente impulsiva como para la convectiva), los cuales representan una alternativa válida.

CAPÍTULO IV

4. MODELACIÓN ESTRUCTURAL

En este capítulo se detallará paso a paso el desarrollo del modelo computacional del tanque definido como caso de estudio, mediante la herramienta de cálculo SAP2000. En primer lugar, se establecerán las condiciones de modelación y las recomendaciones generales de la utilización del programa. Posteriormente, se definirán las propiedades particulares del caso de estudio y las condiciones estáticas de carga. Finalmente, se dividirá el modelo en dos versiones: el método convencional para análisis pseudo-estático y el método MSM para análisis dinámico.

4.1. CONDICIONES GENERALES DE MODELACIÓN

Para poner en marcha la modelación de un tanque cilíndrico se recomienda utilizar la plantilla “Shells” que se encuentra al iniciar un nuevo modelo en SAP2000.

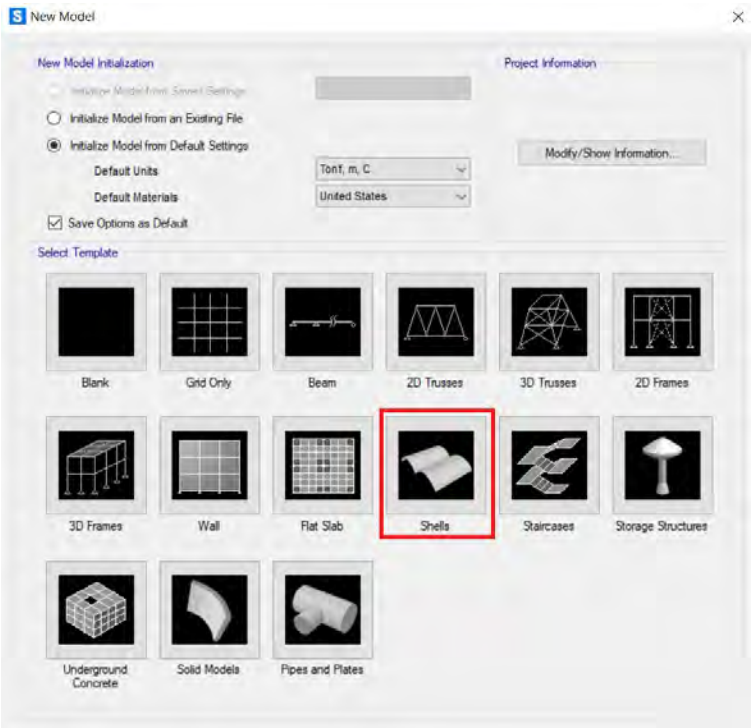


Figura 20 Plantilla de Modelación Shells – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

Esta plantilla, entre algunas de las opciones, permite generar una superficie cilíndrica de manera automática, la cual representará los muros del tanque. Para ello es necesario asignar las dimensiones de la superficie y la cantidad de porciones en las cuales se dividirá el cilindro. Cabe mencionar que SAP2000 únicamente maneja superficies planas, lo que implica que el cilindro estará conformado por una serie consecutiva de segmentos rectangulares que se distribuirán radialmente.

Es recomendable emplear un número representativo de porciones, tal que permita mantener una forma relativamente circular sin generar un modelo muy complejo. El objetivo de un modelo estructural es representar de manera adecuada la estructura que se desea analizar, discretizándola de manera racional y bien definida, lo cual no implica simular la geometría exacta. Para el caso de estudio, el tanque cilíndrico será dividido en 72 partes iguales, lo que sitúa ejes cada 5°.

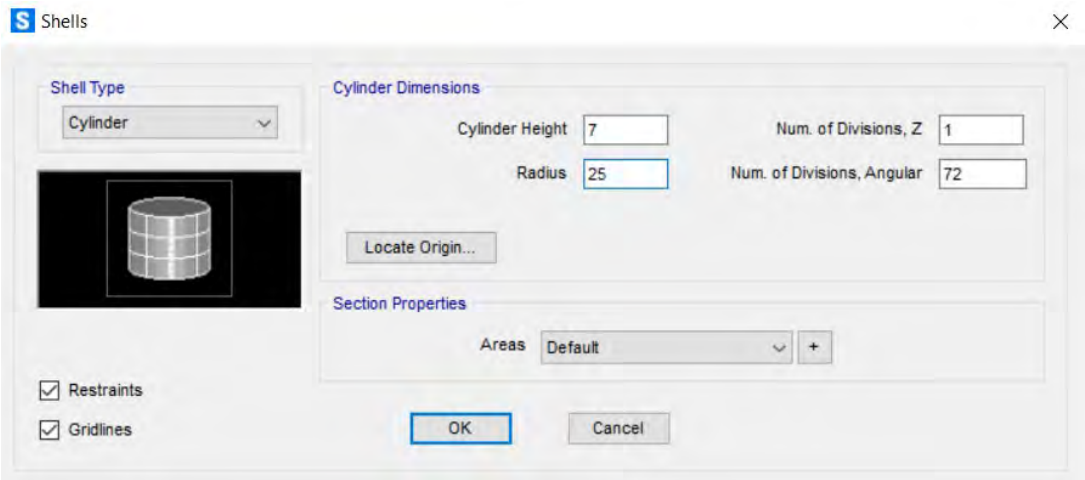


Figura 21 Definición de Geometría del Cilindro – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

Una vez definida la geometría del modelo, se presentará una interfaz definida por coordenadas polares en el plano, de manera que las vistas en elevación representarán cortes transversales al cilindro o vistas tangenciales de toda la superficie. Es recomendable modelar utilizar ejes auxiliares en la medida en que la geometría lo requiera.

En el caso de tanques parcialmente enterrados se recomienda definir un eje auxiliar a la profundidad del nivel del terreno para considerar el empuje pasivo de suelo para cargas de servicio. Esto implicará que cada sección será dividida en elevación tal como se muestra a continuación:

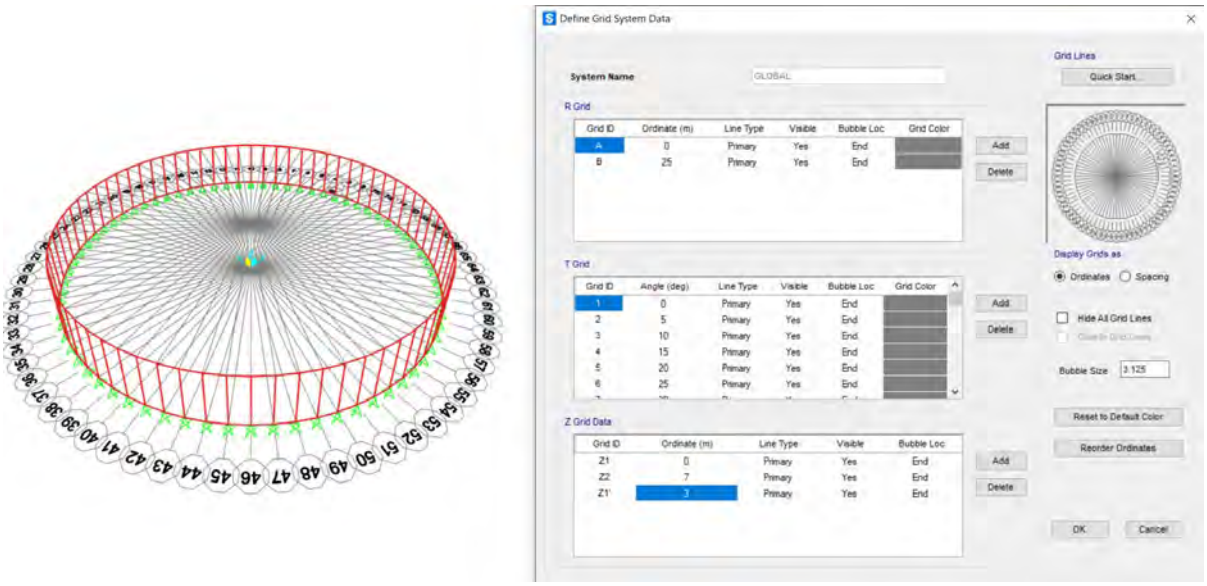


Figura 22 Definición de Ejes Principales – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente, se deberá modelar la losa de cimentación ya que el modelo predeterminado define únicamente los muros laterales. Es recomendable utilizar una sola sección para cada pantalla, de manera que el mallado de elementos finitos se acople adecuadamente. Para este efecto se recomienda modelar una losa en 3 puntos (1 nodo central y 2 perimetrales), para luego ser replicada radialmente.

En cuanto a las condiciones de apoyo del tanque, se recomienda emplear resortes de área para simular la restricción de movimiento en dirección vertical. Posteriormente, se definen las restricciones adicionales que fijarán las condiciones de estabilidad global de la estructura ante cargas laterales. Para ello se modelará un nodo en el centro de la losa y se le aplicarán restricciones traslacionales en los ejes globales X e Y, y una restricción rotacional alrededor del eje global Z.

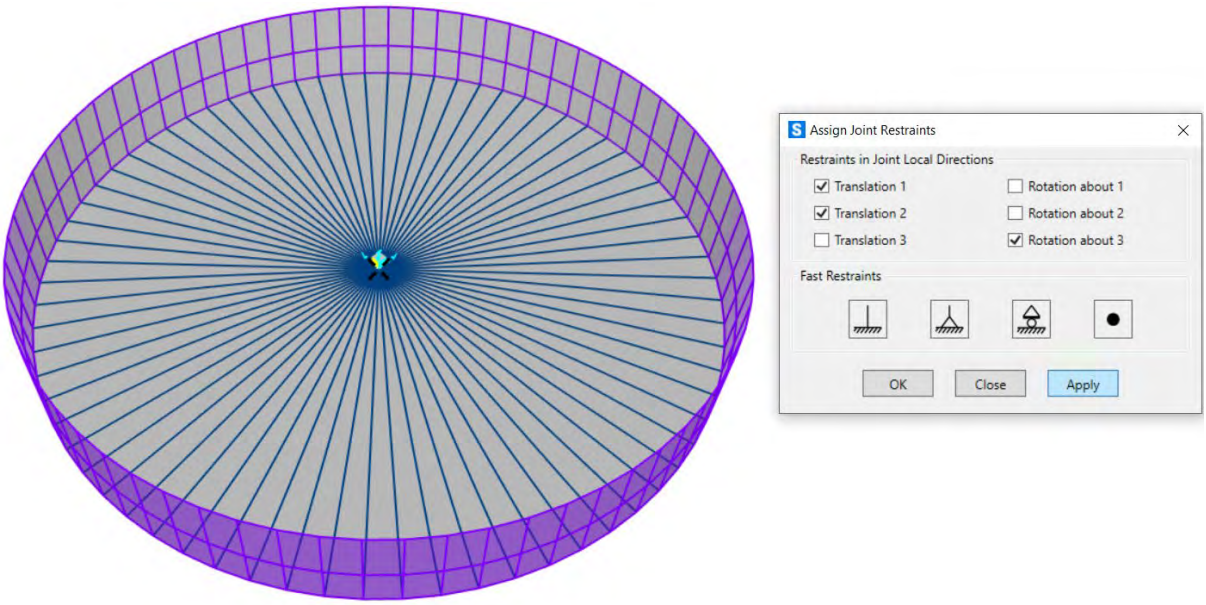


Figura 23 Asignación de restricciones en base – SAP 2000.

Fuente: Elaboración propia.

Para que las condiciones de apoyo se vean reflejadas de manera adecuada es fundamental realizar una discretización manual de los elementos. Se considera oportuno dividir a los tramos de losa en al menos 5 partes, y los muros como mínimo cada metro.

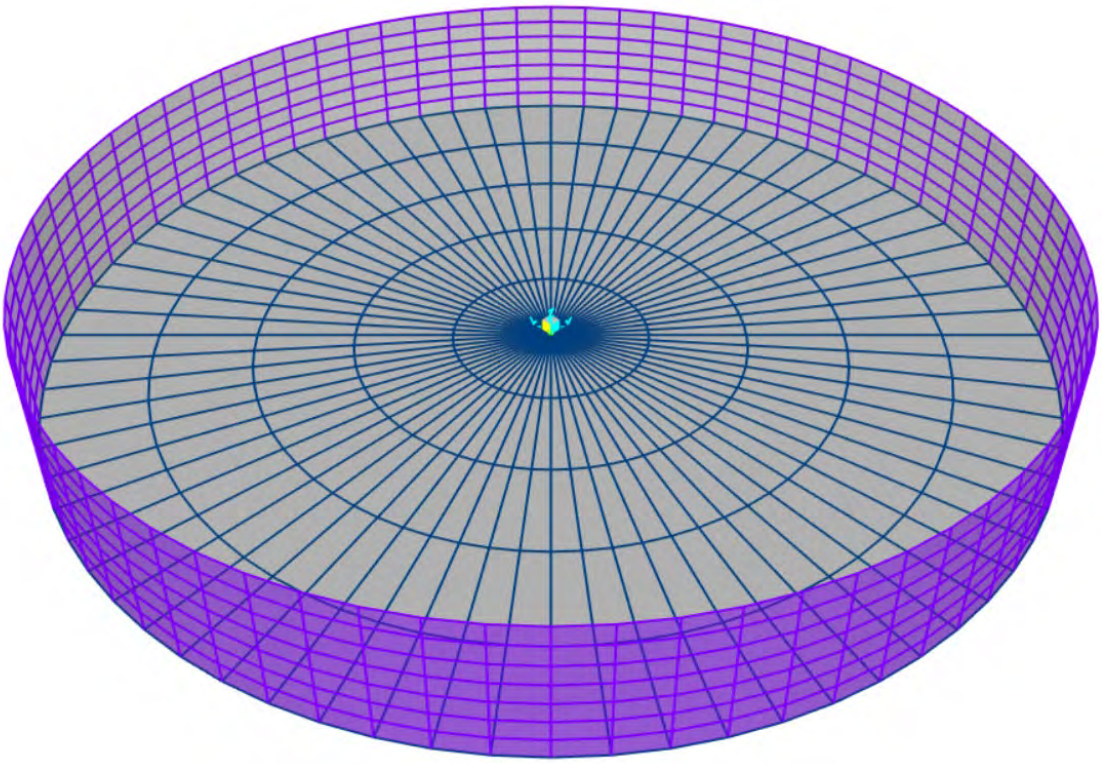


Figura 24 Asignación de condiciones de apoyo – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

4.1.1. MATERIALES Y SECCIONES

En cuanto al material, la consideración principal para tener en cuenta es el módulo de elasticidad. En vista de que la ecuación recomendada por la ACI para la estimación del módulo depende de las condiciones de elaboración, propiedades de los agregados y características del material cementante, es necesario ajustar los valores para las condiciones locales. Se recomienda utilizar la siguiente expresión:

$$E_c = 13500\sqrt{f'c}$$

Donde,

Ec: Módulo de Elasticidad del hormigón [kg/cm^2].

f'c: Resistencia a la compresión del hormigón [kg/cm^2].

Por otro lado, para la modelación de las secciones de muros y losas se recomienda utilizar elementos tipo Shell thick. Este tipo de sección permite evaluar deformaciones fuera del plano, deformaciones causadas por esfuerzos de cortante y genera respuesta tanto para momento y cortante como para fuerza axial. Estos últimos serán los parámetros que determinen el diseño de la sección.

4.1.2. SUELO DE FUNDACIÓN

Para el diseño de la losa de cimentación en tanques apoyados es esencial tomar en consideración las propiedades del suelo de fundación. En el caso de suelos con baja capacidad portante y de categorías E o F, se deberá evaluar la necesidad de reforzar la cimentación.

El caso de estudio presenta un suelo con una capacidad portante de 20 Ton/m^2 y un módulo de balasto de 2500 Ton/m^3. Es recomendable asignar el módulo de balasto mediante resortes de área que trabajen únicamente a compresión.

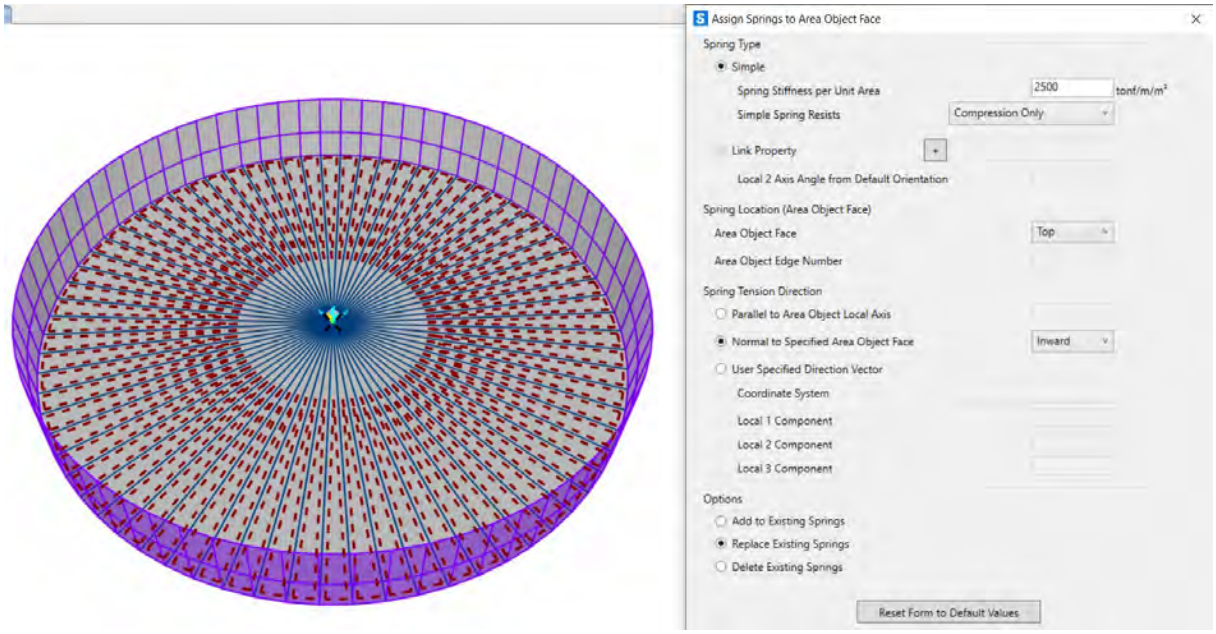


Figura 25 Asignación de Módulo de Balasto – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

4.1.4. DISCRETIZACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Como se mencionó anteriormente, la discretización de los muros y losas es una parte importante del proceso de modelación. El modo de asignar la herramienta de discretización automática determinará el grado de acoplamiento de los elementos en el modelo analítico de elementos finitos. Se recomienda utilizar la opción de tamaño máximo de elementos y fijar el límite en elementos de un metro en estructuras de la magnitud del caso de estudio.

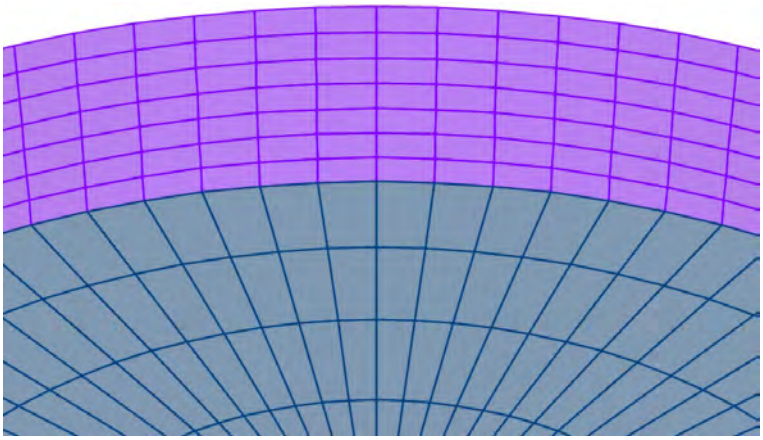


Figura 26 Discretización de elementos estructurales – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura anterior, se observa una discretización adecuada de muros y losa, donde los nudos de la malla de elementos finitos de los muros coinciden con la malla de la losa de cimentación.

4.1.5. ASIGNACIÓN DE CARGAS ESTÁTICAS

Las cargas considerables para la condición de servicio del tanque, las cuales incluyen principalmente el peso propio de la estructura, el peso del líquido sobre la losa, la presión hidrostática del líquido sobre los muros del tanque y la presión activa del suelo sobre la porción de muro que se encuentra enterrada, serán determinantes para la evaluación de deflexiones y el diseño de la cimentación.

Es recomendable definir patrones de carga estáticos para cada uno de los estados de carga mencionados previamente. A partir de dichos patrones se asignarán las cargas mediante la herramienta de presiones superficiales. Previo a la asignación de cargas hidrostáticas o presión activa, se deberá estimar la distribución de las mismas.

Distribución de Presión Hidrostática

HL =	5.10	[m]
Hw =	7.00	[m]
Y_{H20} =	1.00	[Ton/m^3]

z [m]	Ph [Ton/m]
0	0
0.75	0.75
1.5	1.5
2.25	2.25
3	3
3.75	3.75
4.5	4.5
5.1	5.1

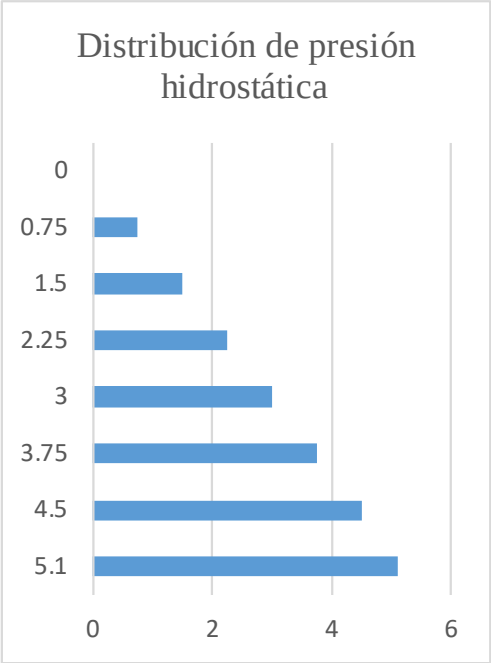


Figura 27 Distribución de presión hidrostática en muros.

Fuente: Elaboración propia.

Distribución de presión activa del suelo

Hsuelo =	3
γ suelo =	1.62
Ka =	0.4

$$Psuelo = Ka.\gamma.H$$

z (m)	Psuelo (Ton/m)
0	0
0.5	0.324
1	0.648
1.5	0.972
2	1.296
2.5	1.62
3	1.944

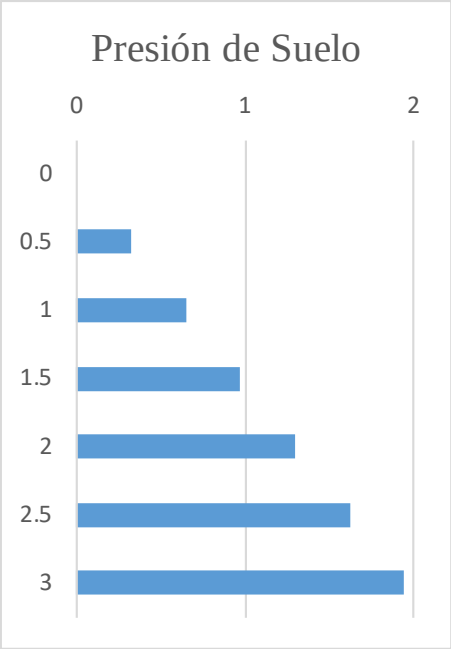


Figura 28 Distribución de presión activa de suelo en muros.

Fuente: Elaboración propia.

En el caso de cargas no uniformes, se utiliza la definición y asignación de patrones de nudo. Estos patrones definirán el valor unitario y la forma que tendrá la presión de superficie al momento de ser asignada. Para evitar la discretización manual de los muros se recomienda tomar el valor de la presión hidrostática en la base y modificar la pendiente, de manera que se obtenga una distribución triangular semejante a toda la altura del muro.

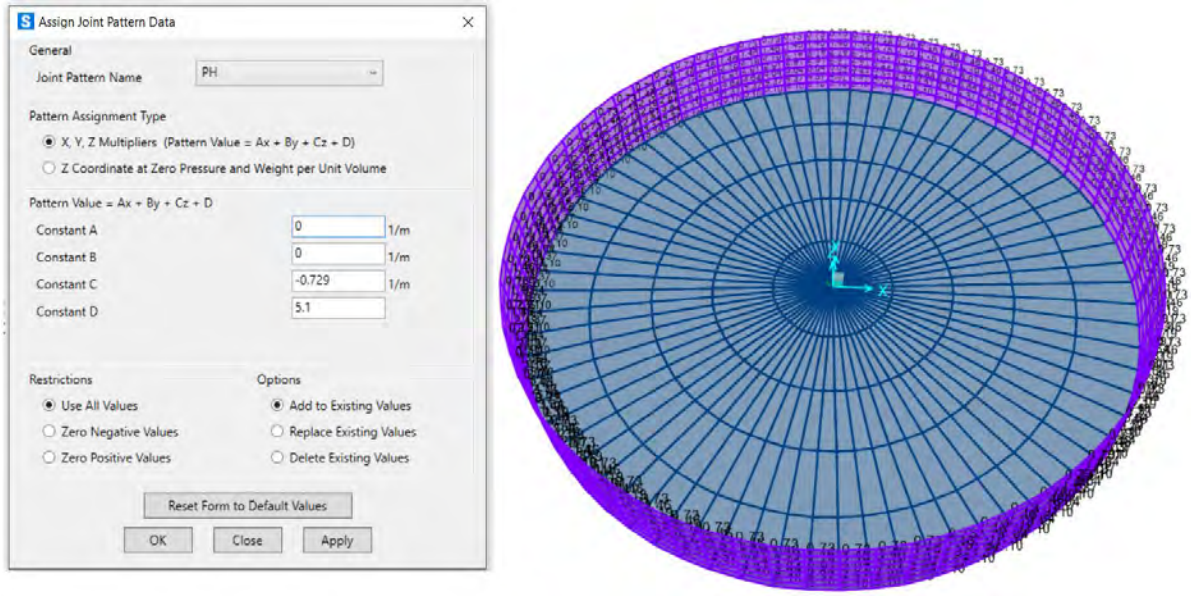


Figura 29 Asignación de patrones de nudo para presión hidrostática – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

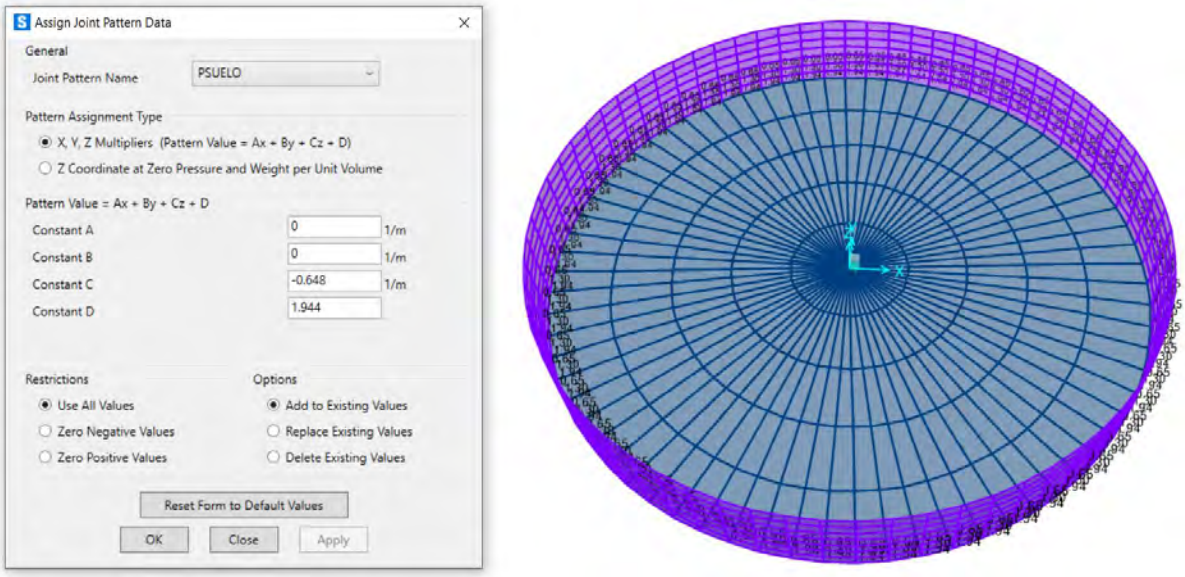


Figura 30 Asignación de patrones de nudo para presión activa de suelo – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

Como resultado de la asignación de presiones de superficie mediante la herramienta de patrones de carga se obtiene una distribución lineal uniforme en altura de las presiones activas de suelo y las presiones hidrostáticas, tal como se ilustra a continuación:

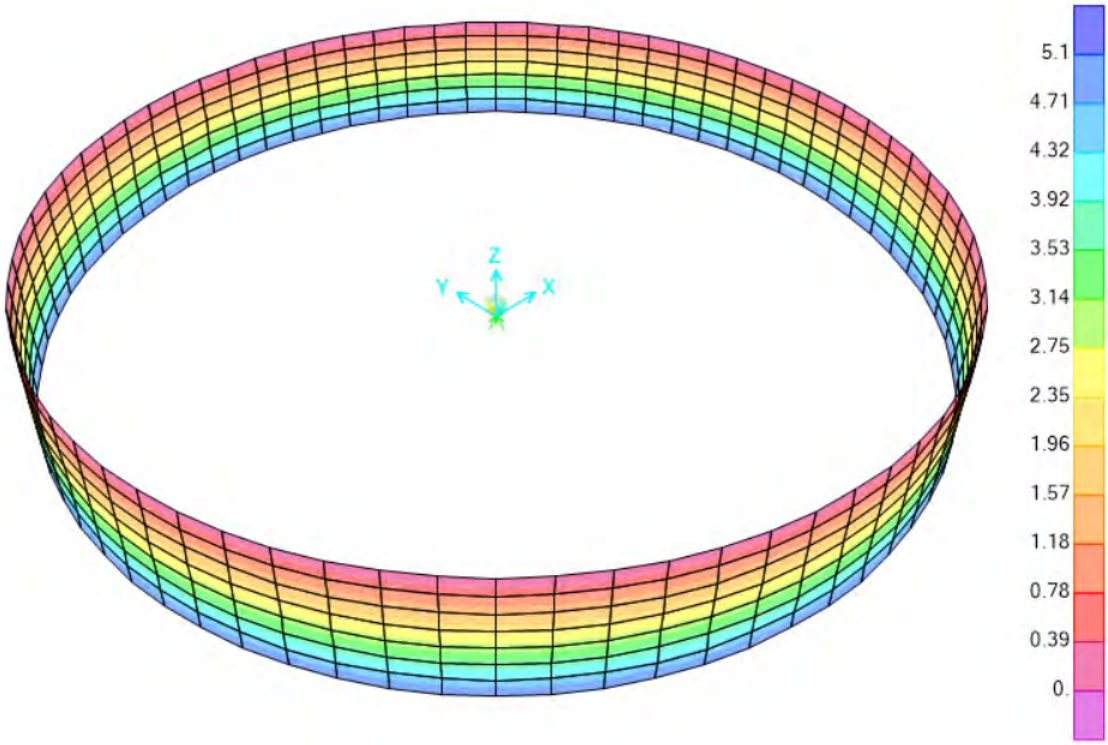


Figura 31 Presión hidrostática en muros del tanque cilíndrico – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

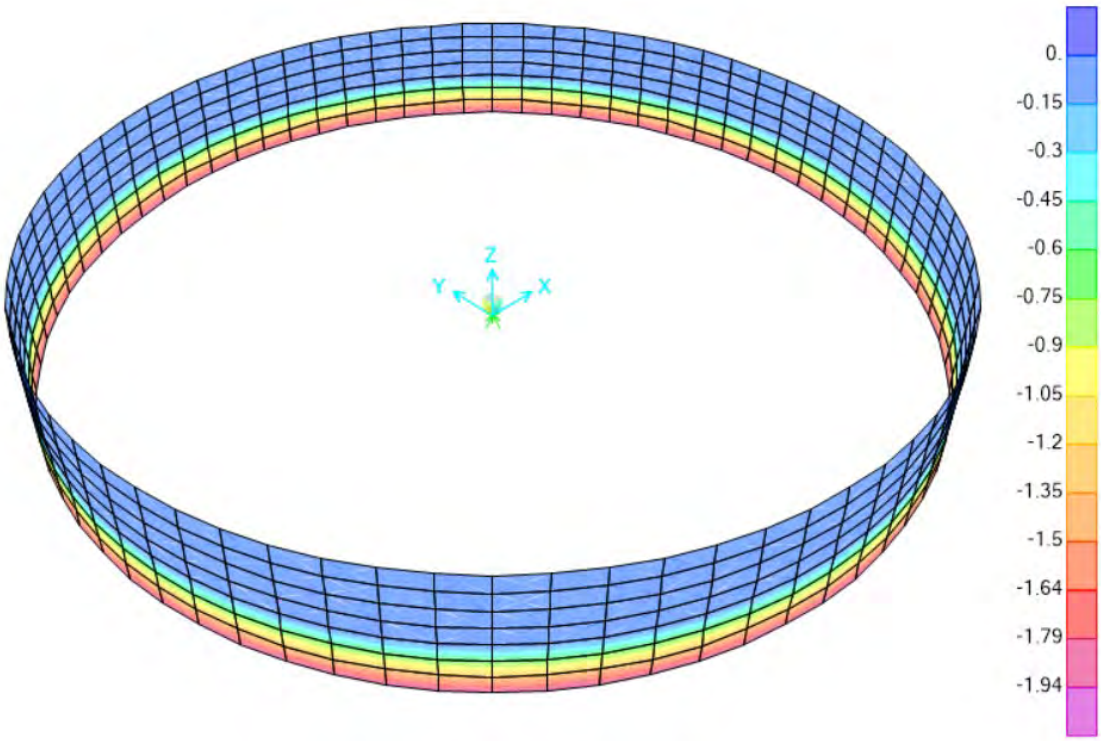


Figura 32 Presión activa de suelo en muros del tanque cilíndrico – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

A partir de este punto de la modelación el procedimiento se bifurca. Por un lado, se continuará la modelación por el método convencional de análisis pseudo-estático, donde el comportamiento sísmico de la estructura será simulado mediante la aplicación de cargas laterales mediante casos de carga estáticos. Por otro lado, se continuará la simulación por el método de análisis dinámico, donde el comportamiento sísmico de la estructura será simulado mediante la asignación de la masa impulsiva y convectiva que reaccionarán ante un caso de carga dinámico al que se le asignará la función del espectro definido en el numeral 3.2 de este documento.

4.2. MODELACIÓN MEDIANTE MÉTODO CONVENCIONAL (ACI 350.3)

En esta sección se realizará una descripción detallada de los procedimientos necesarios para realizar un modelo adecuado, siguiendo los requerimientos definidos por el código ACI 350.3 para tanques cilíndricos. Este método implica la utilización del modelo de Housner modificado para la determinación de fuerzas impulsivas y convectivas, que serán aplicadas sobre los muros del tanque mediante cargas laterales equivalentes y alturas de aplicación de dichas cargas. El procedimiento aplicado al caso de estudio se detalla a continuación:

- Definición de casos de carga:

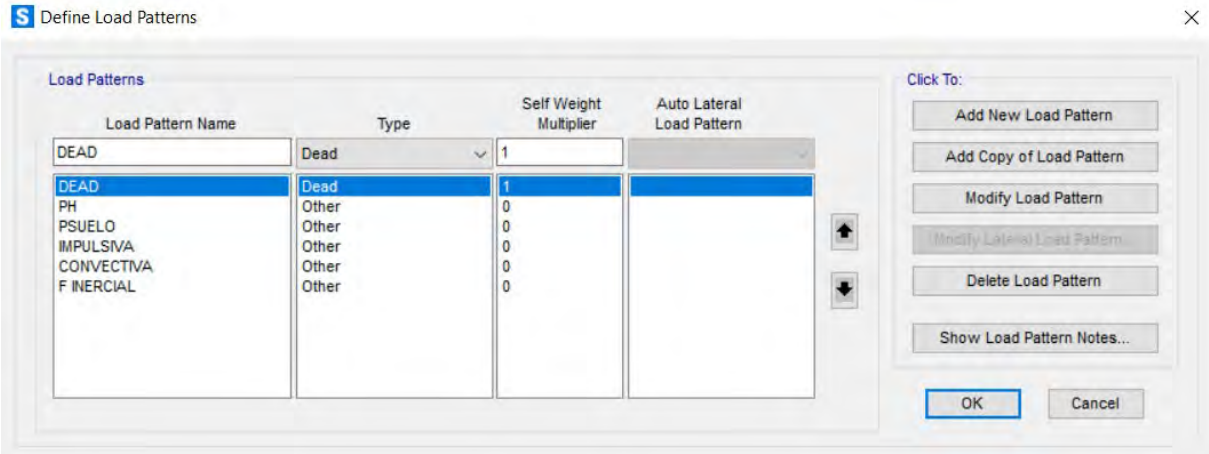


Figura 33 Casos de carga – Método ACI 350.3 – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

Donde,

DEAD (D): Carga Muerta, incluye peso propio.

PH (F): Cargas debidas al peso y presión de fluidos.

PSUELO (H): Cargas debidas a la presión de suelo.

IMPULSIVA (E): Cargas sísmicas producidas por la masa impulsiva del fluido.

CONVECTIVA (E): Cargas sísmicas producidas por la masa convectiva del fluido.

F INERCIAL (E): Cargas sísmicas producidas por la fuerza inercial de la masa del tanque.

- Definición de combinaciones de carga:

Como punto de partida, se recomienda generar una combinación de cargas lineal que contemple los efectos de todas las cargas sísmicas. En el caso particular de los tanques cilíndricos, la carga sísmica podría ser aplicada en cualquier dirección sin afectar el comportamiento global de la estructura o producir efectos de torsión en planta.

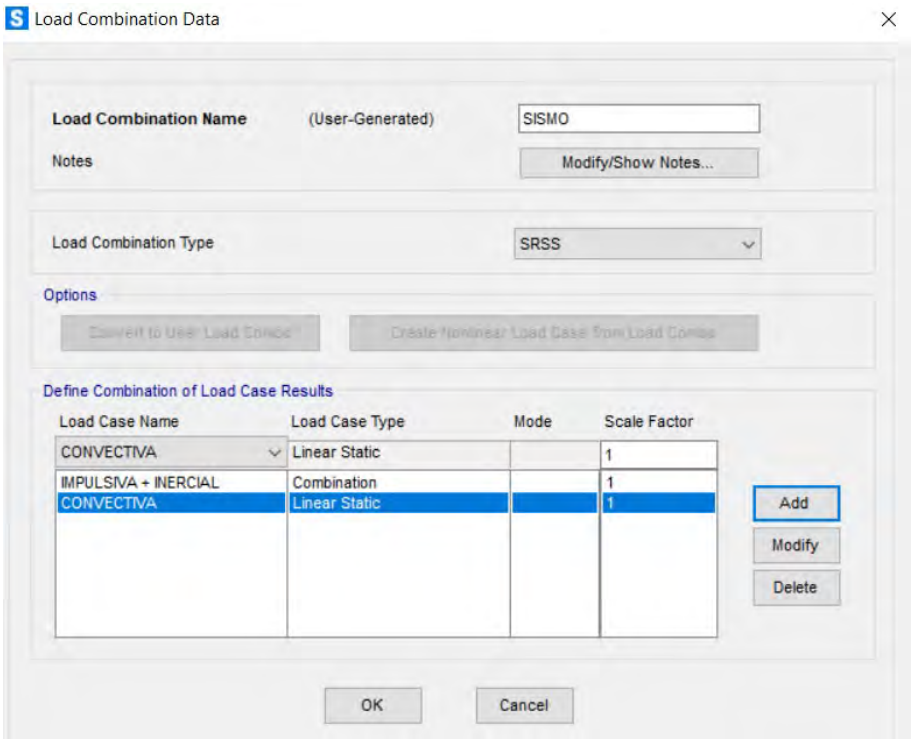


Figura 34 Combinación SISMO – Método ACI 350.3 – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

Las combinaciones de carga que serán evaluadas en esta metodología se establecen en el código ACI 350, capítulo 9, para las condiciones de última resistencia. Dichas combinaciones son aplicables a todo tipo de estructuras de hormigón expuestas a factores ambientales, razón por la cual se recomienda evaluar únicamente aquellas combinaciones que son aplicables a estructuras hidráulicas.

$$U = 1.4(D + F) \quad (9\text{-}1)$$

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \quad (9\text{-}2)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.8W) \quad (9\text{-}3)$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \quad (9\text{-}4)$$

$$U = 1.2D + 1.2F + 1.0E + 1.6H + 1.0L + 0.2S \quad (9\text{-}5)$$

$$U = 0.9D + 1.2F + 1.6W + 1.6H \quad (9\text{-}6)$$

$$U = 0.9D + 1.2F + 1.0E + 1.6H \quad (9\text{-}7)$$

Figura 35 Combinaciones de carga – ACI 350-06.

Fuente: American Concrete Institute (2006a).

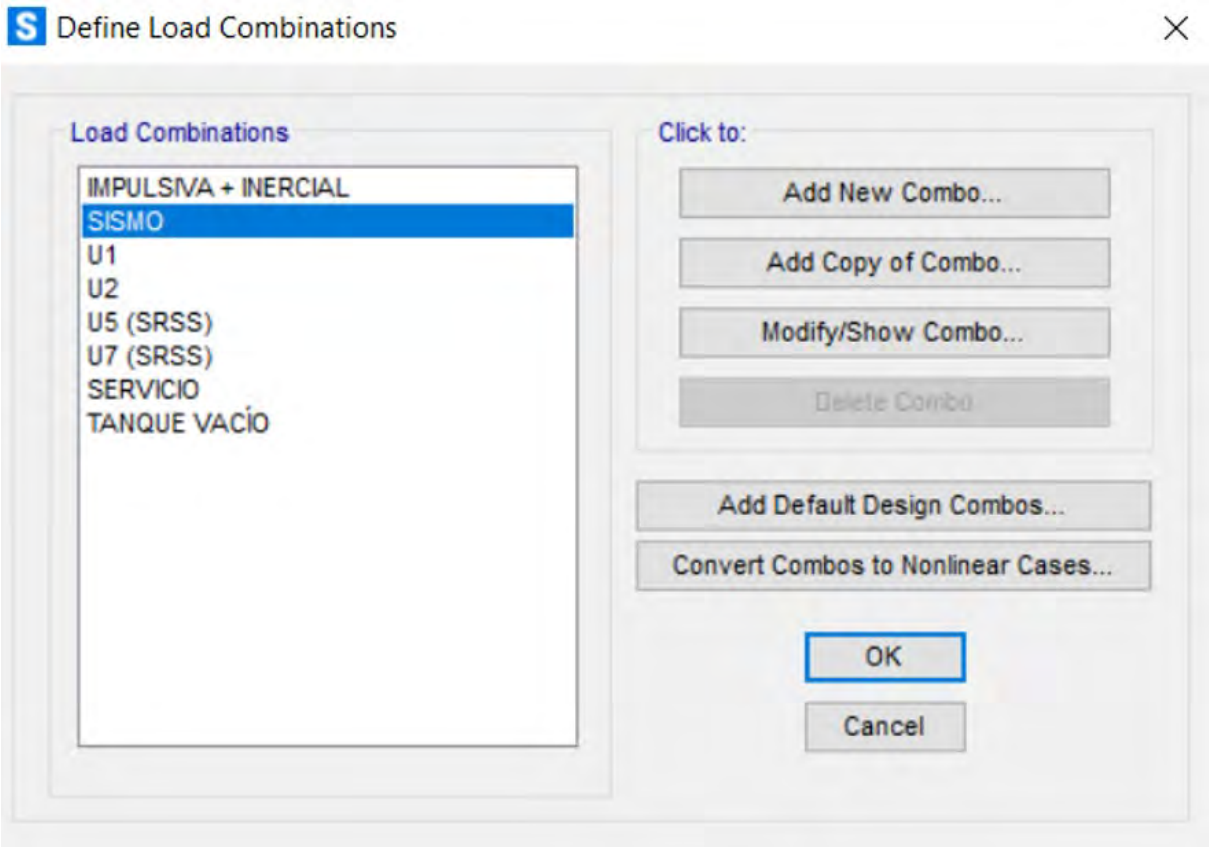


Figura 36 Combinaciones de Carga – Método ACI 350.3 – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

- Definición de características de la estructura:

CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

$D := 50.0\ m$ $\quad H_L := 5.1\ m$ $\quad H_w := 7\ m$ $\quad t_w := 50\ cm$ $\quad r := \frac{D}{2} = 25\ m$

$\gamma_h := 2.40\ \frac{tonnef}{m^3}$ $\quad \gamma_{H2O} := 1\ \frac{tonnef}{m^3}$ $\quad E_c := 13500 \cdot \sqrt[2]{280} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 22153.05\ MPa$

Table 4.1.1(a)—Importance factor *I*

	Tank use	Factor *I*
III	Tanks containing hazardous materials*	1.5
II	Tanks that are intended to remain usable for emergency purposes after an earthquake, or tanks that are part of lifeline systems	1.25
I	Tanks not listed in Categories II or III	1.0

*In some cases, for tanks containing hazardous materials, engineering judgment may require a factor *I* > 1.5.

$I_p := 1.25$

Table 4.1.1(b)—Response modification factor *R*

Type of structure	R_i On or above grade	R_i Buried*	R_c
Anchored, flexible-base tanks	3.25†	3.25†	1.0
Fixed or hinged-base tanks	2.0	3.0	1.0
Unanchored, contained, or uncontained tanks‡	1.5	2.0	1.0
Pedestal-mounted tanks	2.0	—	1.0

*Buried tank is defined as a tank whose maximum water surface at rest is at or below ground level. For partially buried tanks, the R_i value may be linearly interpolated between that shown for tanks on grade and for buried tanks.
†R_i = 3.25 is the maximum R_i value permitted to be used for any liquid-containing concrete structure.
‡Unanchored, uncontained tanks shall not be built in locations where $S_{DS} \geq 0.75$.

$R_i := 2.00$

$R_c := 1.00$

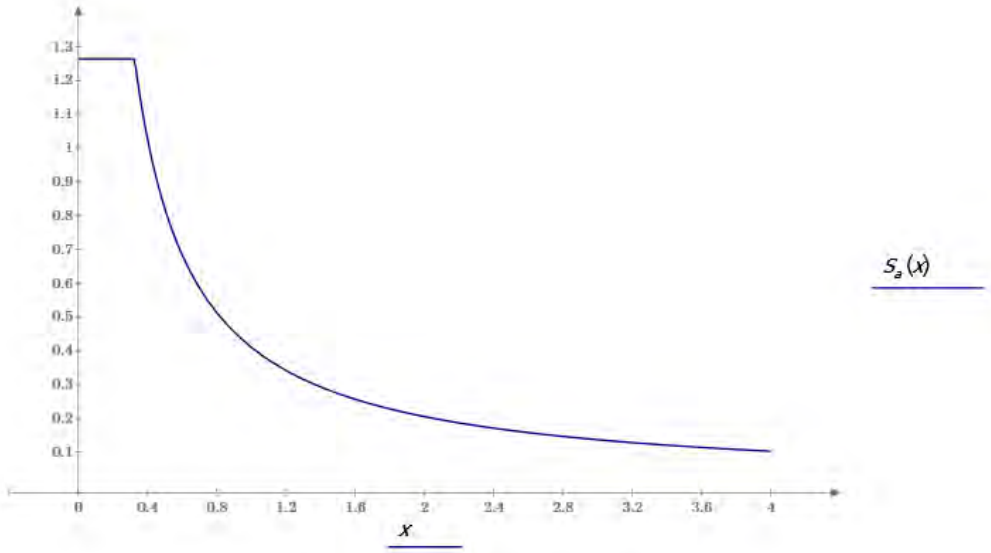
- Definición de demanda sísmica:

ESPECTRO DE DISEÑO

$S_s := 1.58$ $\quad F_a := 1.20$ $\quad S_{DS} := \frac{2}{3} \cdot F_a \cdot S_s = 1.26$

$T_s := \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.32$

$S_1 := 0.41$ $\quad F_v := 1.50$ $\quad S_{D1} := \frac{2}{3} \cdot F_v \cdot S_1 = 0.41$



- Determinación de altura del centro de gravedad para masas impulsivas y convectivas:

Centro de gravedad excluyendo la presión en la base EBP:

$$h_{i_EBP} := \begin{cases} \left(0.50 - 0.09375 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right)\right) \cdot H_L & \text{if } \frac{D}{H_L} < 1.333 \\ 0.375 \cdot H_L & \text{else} \end{cases} = 1.91\ m$$

$$h_{c_EBP} := \left(1 - \frac{\cosh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right) - 1}{3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right) \cdot \sinh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right)}\right) \cdot H_L = 2.58\ m$$

Centro de gravedad incluyendo la presión en la base IBP:

$$h_{i_IBP} := \begin{cases} 0.45 \cdot H_L & \text{if } \frac{D}{H_L} < 0.75 \\ \left(\frac{\left(0.866 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right)\right)}{2 \cdot \tanh\left(0.866 \cdot \frac{D}{H_L}\right)} - \frac{1}{8}\right) \cdot H_L & \text{else} \end{cases} = 21.01\ m$$

$$h_{c_IBP} := \left(1 - \frac{\cosh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right) - 2.01}{3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right) \cdot \sinh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right)}\right) \cdot H_L = 38.29\ m$$

- Determinación de propiedades dinámicas de masas impulsivas y convectivas:

PROPIEDADES DINÁMICAS

$$C_w := 9.375 \cdot 10^{-2} + 0.2039 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right) - 0.1034 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)^2 - 0.1253 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)^3 + 0.1267 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)^4 - 3.186 \cdot 10^{-2} \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)^5 = 0.11$$

$$C_l := C_w \cdot \sqrt[2]{\frac{t_w}{10 \cdot r}} \qquad \omega_i := C_l \cdot \frac{1}{H_L} \cdot \sqrt[2]{10^3 \cdot E_c \cdot \frac{g}{\gamma_h}} = 95.5 \ \frac{1}{s} \qquad T_i := \frac{2 \cdot \pi}{\omega_i} = 0.07 \ s$$

$$\lambda := \sqrt[2]{3.68 \cdot g \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right)} = 3.6 \ \frac{m^{\frac{1}{2}}}{s} \qquad \omega_c := \frac{\lambda}{\sqrt[2]{D}} = 0.51 \ \frac{1}{s} \qquad T_c := \frac{2 \cdot \pi}{\omega_c} = 12.35 \ s$$

$$C_i := S_a\left(\frac{T_i}{s}\right) = 1.26$$

$$C_c := \begin{cases} \text{if } \frac{T_c}{s} < \frac{1.6}{T_s} \\ \quad 1.50 \cdot S_a\left(\frac{T_c}{s}\right) \\ \text{else} \\ \quad \frac{2.40 \cdot S_{DS}}{\left(\frac{T_c}{s}\right)^2} \end{cases} = 0.02$$

Coeficiente de masa efectiva:

$$\varepsilon := min\left(1, 0.0151 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right)^2 - 0.1908 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right) + 1.021\right) = 0.6$$

Altura de oscilación efectiva:

$$d_{MAX} := \frac{D}{2} \cdot C_c \cdot I_p = 0.62 \ m$$

- Determinación de fuerzas laterales equivalentes:

FUERZAS LATERALES DINÁMICAS

$$W_w := H_w \cdot t_w \cdot \gamma_h = 8.4 \ \frac{tonnef}{m} \qquad h_w := \frac{H_w}{2} = 3.5 \ m \qquad P_w := C_i \cdot I_p \cdot \left(\frac{\varepsilon \cdot W_w}{R_i}\right) \cdot \pi \cdot r = 313.64 \ tonnef$$

$$\alpha := \frac{\tanh\left(0.866 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right)\right)}{0.866 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right)} = 0.12 \qquad \beta := 0.230 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right) \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right) = 0.81$$

$$W_L := \left(D^2 \cdot \frac{\pi}{4}\right) \cdot H_L \cdot \gamma_{H2O} = 10013.83 \ \textit{tonnef}$$

$$W_i := \alpha \cdot W_L = 1179.46 \ \textit{tonnef} \qquad W_c := \beta \cdot W_L = 8098.86 \ \textit{tonnef}$$

$$P_i := C_i \cdot I_p \cdot \left(\frac{W_i}{R_i}\right) = 931.77 \ \textit{tonnef}$$

$$P_c := C_c \cdot I_p \cdot \left(\frac{W_c}{R_c}\right) = 201.39 \ \textit{tonnef}$$

- Distribución de fuerza inercial:

Distribución de Fuerza Inercial

Pw =	313.64	Ton
Hw =	7	m
R =	25	m
Pwy =	22.402857	Ton/m
pwy =	0.285	Ton/m^2

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

$$p_{wy} = \frac{P_{wy}}{\pi r}$$

y	pwy
0	0.285
1.4	0.285
2.8	0.285
4.2	0.285
5.6	0.285
7	0.285

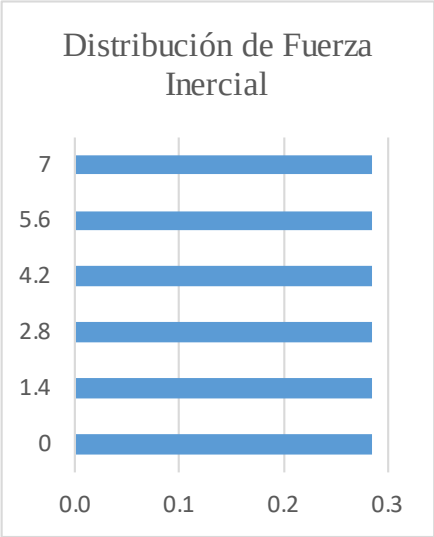


Figura 37 Distribución de Fuerza Inercial – Método ACI 350.3

Fuente: Elaboración propia.

- Distribución de presiones impulsivas y convectivas:

Distribución de presiones Impulsivas

Pi =	931.77	Ton
HL =	5.1	m
Hi =	1.91	m
R =	25	m

$$P_{iy} = \frac{\frac{P_i}{2}\left[4H_L - 6h_i - \left(6H_L - 12h_i\right)\left(\frac{y}{H_L}\right)\right]}{H_L^2}$$

$$p_{iy} = \frac{2P_{iy}}{\pi r}\cos\theta$$

θ	z [m]				
	0.00	1.28	2.55	3.83	5.10
0	4.08	3.20	2.33	1.45	0.57
15	3.94	3.09	2.25	1.40	0.56
30	3.53	2.77	2.01	1.26	0.50
45	2.88	2.26	1.64	1.03	0.41
60	2.04	1.60	1.16	0.73	0.29
75	1.06	0.83	0.60	0.38	0.15
90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

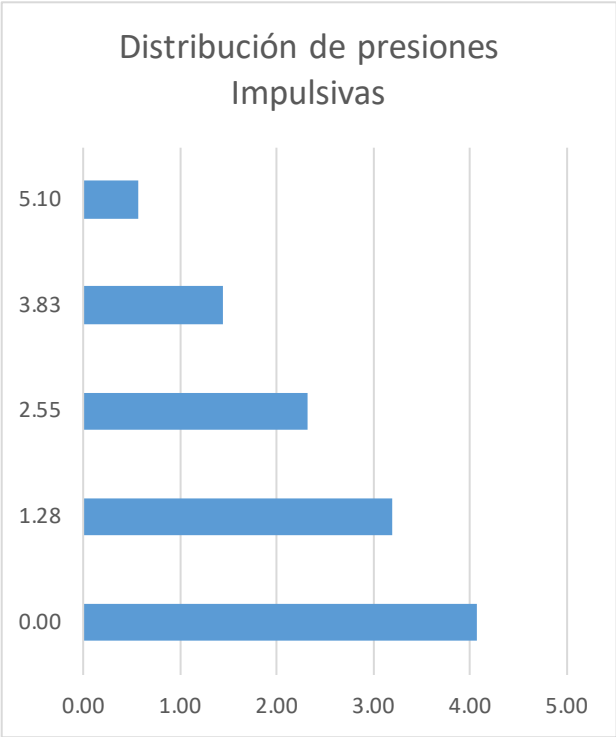


Figura 38 Distribución de presiones Impulsivas – Método ACI 350.3

Fuente: Elaboración propia.

Distribución de presiones Convectivas

Pc =	201.39	Ton
HL =	5.1	m
Hc =	2.58	m
R =	25	m

$$P_{cy} = \frac{\frac{P_c}{2}\left[4H_L - 6h_c - \left(6H_L - 12h_c\right)\left(\frac{y}{H_L}\right)\right]}{H_L^2}$$

$$p_{cy} = \frac{16P_{cy}}{9\pi r}\cos\theta$$

θ	z [m]				
	0.00	1.28	2.55	3.83	5.10
0	0.43	0.44	0.45	0.45	0.46
15	0.42	0.42	0.43	0.44	0.45
30	0.37	0.38	0.39	0.39	0.40
45	0.30	0.31	0.32	0.32	0.33
60	0.22	0.22	0.22	0.23	0.23
75	0.11	0.11	0.12	0.12	0.12
90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

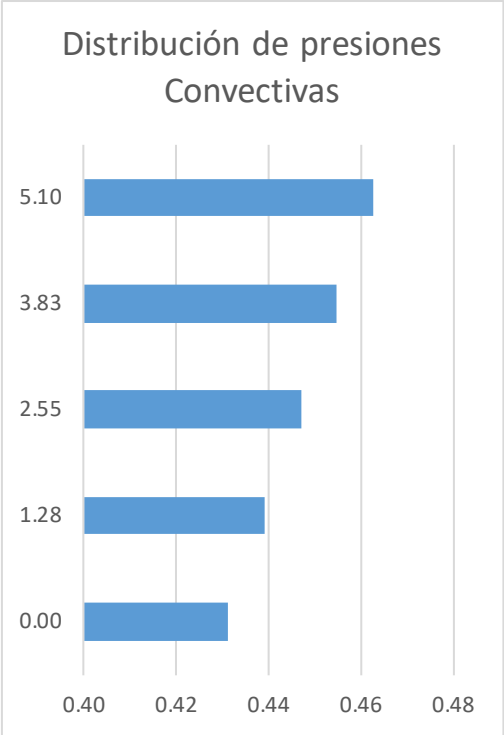


Figura 39 Distribución de presiones Convectivas – Método ACI 350.3

Fuente: Elaboración propia.

- Asignación de cargas sísmicas:

Una vez determinada la distribución de todas las componentes sísmicas se procede a asignar cargas pseudo-estáticas que representen en el efecto dinámico del fluido sobre la estructura. Para ello se recomienda utilizar los ejes locales de cada porción de muro para asignar las cargas en el sentido correcto.

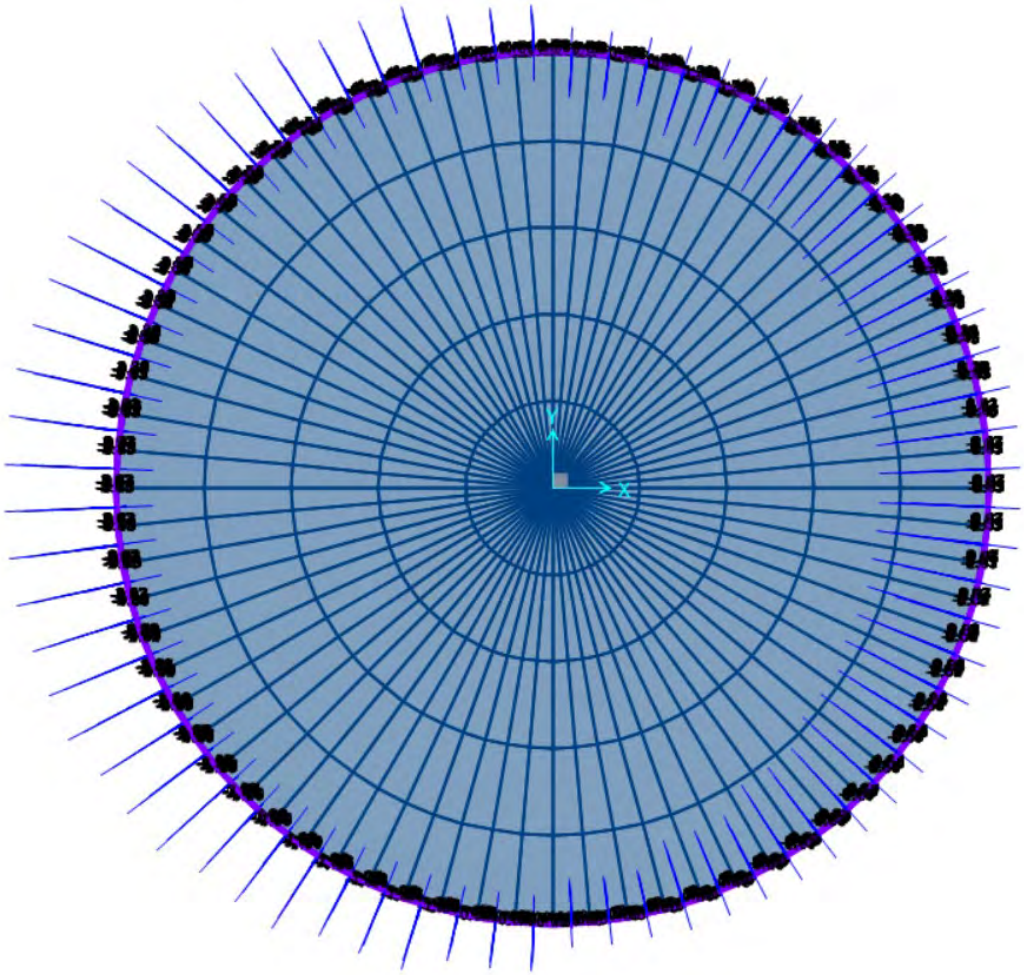


Figura 40 Distribución de presiones impulsivas y convectivas sobre muros perimetrales.

Fuente: Elaboración propia.

Una buena distribución en planta es fundamental para simular adecuadamente las acciones sísmicas. En la figura anterior se ilustra la distribución para un sismo en dirección X; sin embargo, podría tener cualquier dirección ya que los esfuerzos son radiales, teniendo su mayor influencia sobre la sección cuya tangente es perpendicular a la dirección del sismo.

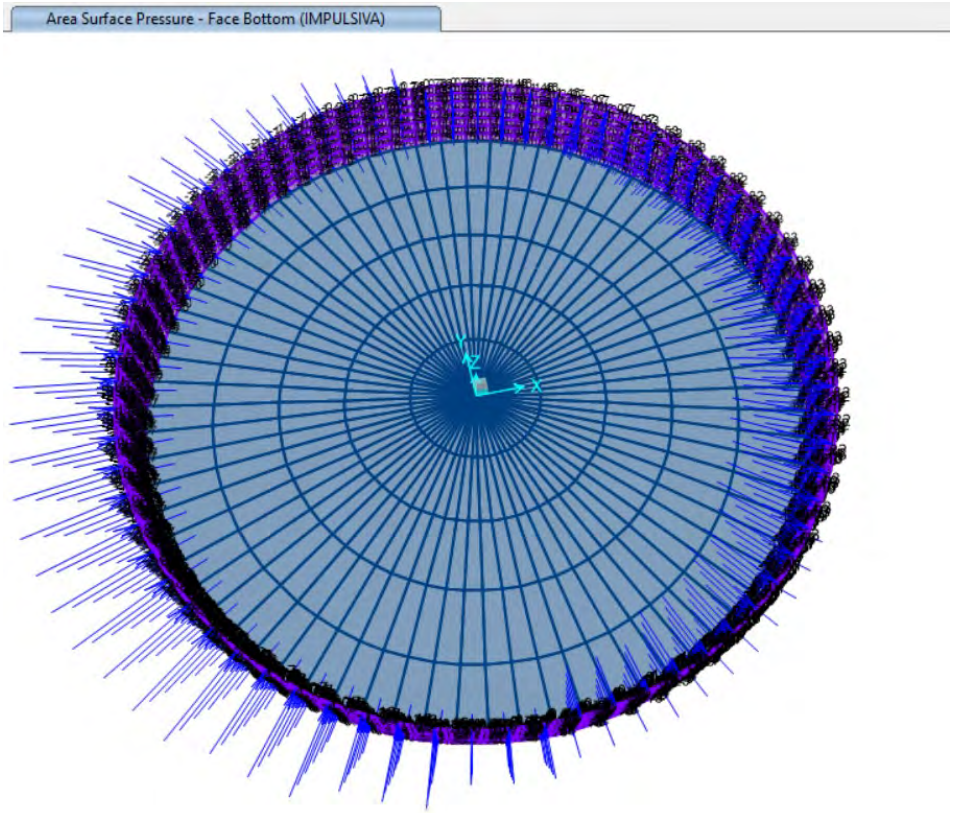


Figura 41 Distribución de presión impulsiva – Método ACI 350.3

Fuente: Elaboración propia.

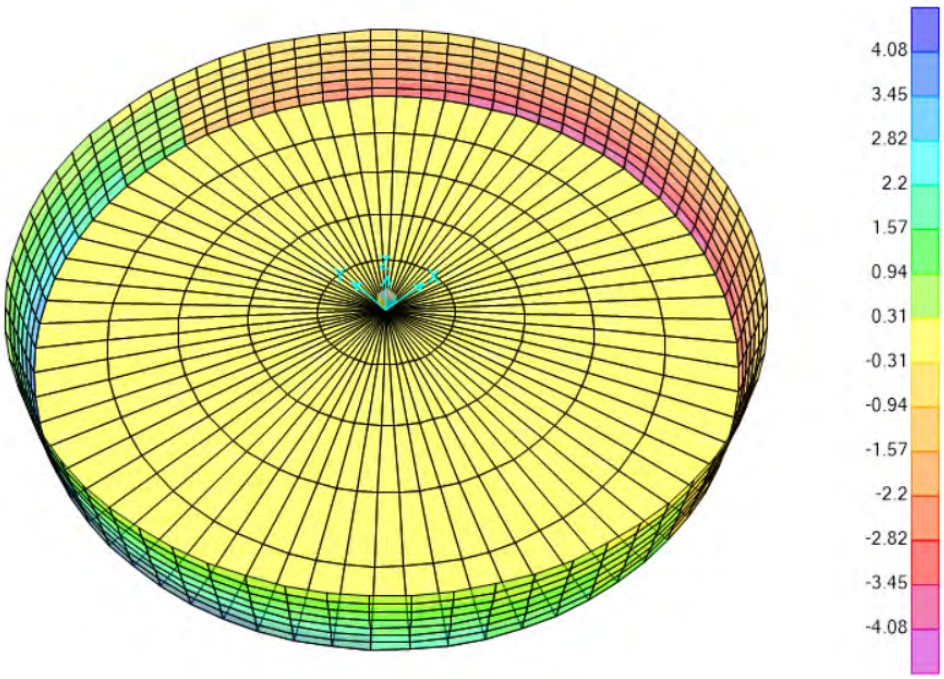


Figura 42 Mapa de presión impulsiva – Método ACI 350.3

Fuente: Elaboración propia.

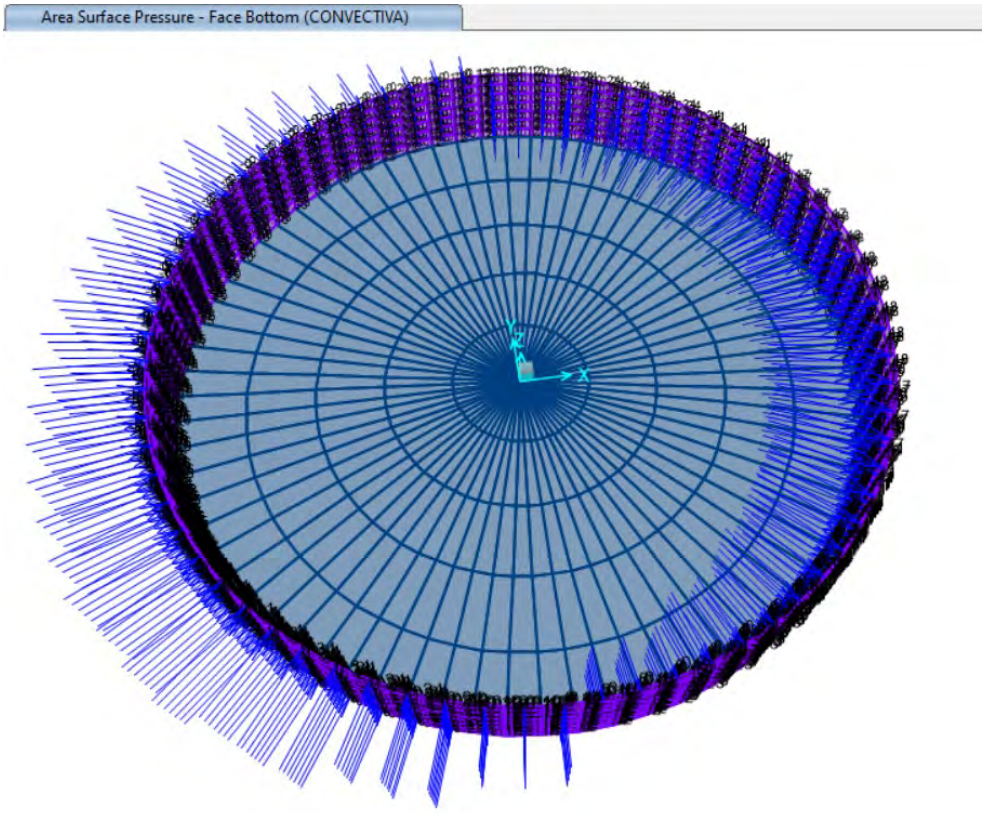


Figura 43 Distribución de presión convectiva – Método ACI 350.3

Fuente: Elaboración propia.

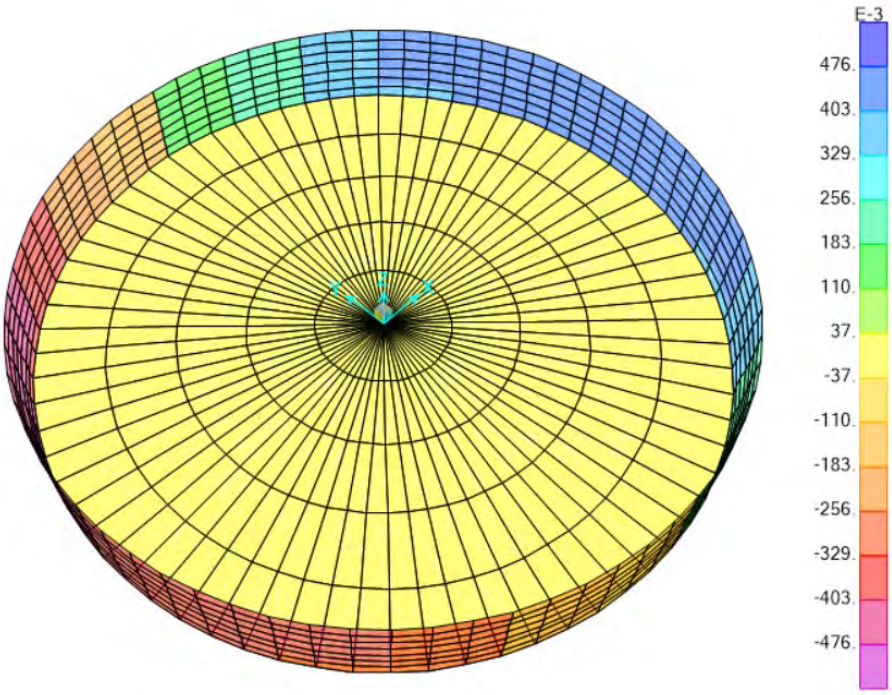


Figura 44 Mapa de presión convectiva – Método ACI 350.3

Fuente: Elaboración propia.

4.3. MODELACIÓN MEDIANTE MÉTODO MSM

Algunos de los procedimientos desarrollados por el método convencional serán útiles al momento de implementar el modelo de masa/resorte, tal como se ha mencionado en el numeral 3.4 de este documento. A continuación, se presentan los procedimientos necesarios para generar un modelo matemático que represente adecuadamente el comportamiento dinámico del fluido considerando la metodología adoptada:

- Características de la estructura:

$$D = 50.00\ m; h = 5.10\ m;\ Ip = 1.25; R_i = 2;\ R_c = 1$$

$$m = \left(\frac{\pi D^2}{4}\right) * h * \frac{\gamma_{H2O}}{g} = 1020.78\ \left[Ton.\frac{s^2}{m}\right]$$

Nota: En el caso del método MSM se considera toda la masa del líquido contenido, a diferencia del método convencional en el que se distribuye la masa en dos mitades.

- Parámetros componente impulsiva:

$$Para\frac{h}{D} = 0.14\ (< 0.75)$$

$$hi = 0.375 * h = 1.91\ m$$

$$mi = m\left(\frac{\tanh\left(0.866\frac{D}{h}\right)}{0.866\frac{D}{h}}\right) = 120.23\left[Ton.\frac{s^2}{m}\right]$$

- Parámetros componente convectiva:

$$hc = h\left(1 - \frac{\cosh\left(3.68\frac{h}{D}\right) - 1}{3.68\frac{h}{D}\sinh\left(3.68\frac{h}{D}\right)}\right) = 2.58\ m$$

$$mc = m\left(0.23\frac{\tanh\left(3.68\frac{h}{D}\right)}{\frac{h}{D}}\right) = 825.57\ \left[Ton.\frac{s^2}{m}\right]$$

Nota: La suma de las masas impulsiva y convectiva puede llegar a tener un error de 2-3% debido a las simplificaciones adoptadas por el modelo de Housner modificado, según Jaiswal & Jain (Modified proposed provisions for aseismic design of liquid storage tanks: Part II – commentary and examples, 2005b)

$$Kc = 0.836\frac{mg}{h}\left(\tanh\left(3.68\frac{h}{D}\right)\right)^2 = 211.168\left[\frac{Ton}{m}\right]$$

- Coeficiente de masa participante:

$$\varepsilon = \left[0.0151\left(\frac{D}{h}\right)^2 - 0.1908\left(\frac{D}{h}\right) + 1.021\right] = 0.60 \leq 1.0$$

- Definición de función espectral:

$$S_S = 1.58\ [g]; S_1 = 0.41[g]$$

$$Fa = 1.20; Fv = 1.50$$

$$S_{DS} = 1.26[g];\ S_{D1} = 0.41[g]; Ts = 0.325[s]$$

T(s)	Sa (g)
0.00	1.260
0.10	1.260
0.20	1.260
0.30	1.260
0.33	1.260
0.40	1.025
0.50	0.820
0.60	0.683
0.70	0.586
0.80	0.513
0.90	0.456
1.00	0.410
.	.
.	.
.	.
4.00	0.103

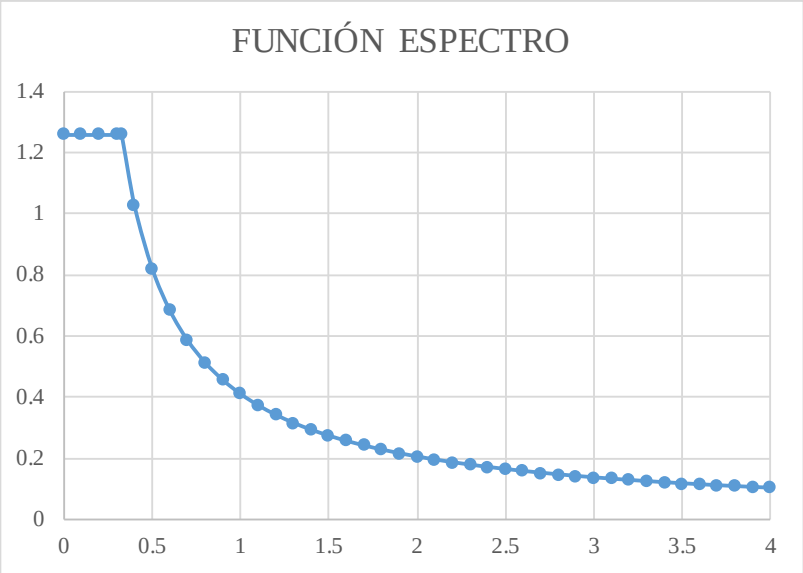


Figura 45 Función Espectro

Nota: Los valores de la función espectral se han exportado en formato ".txt" para ser ingresadas en el programa SAP2000.

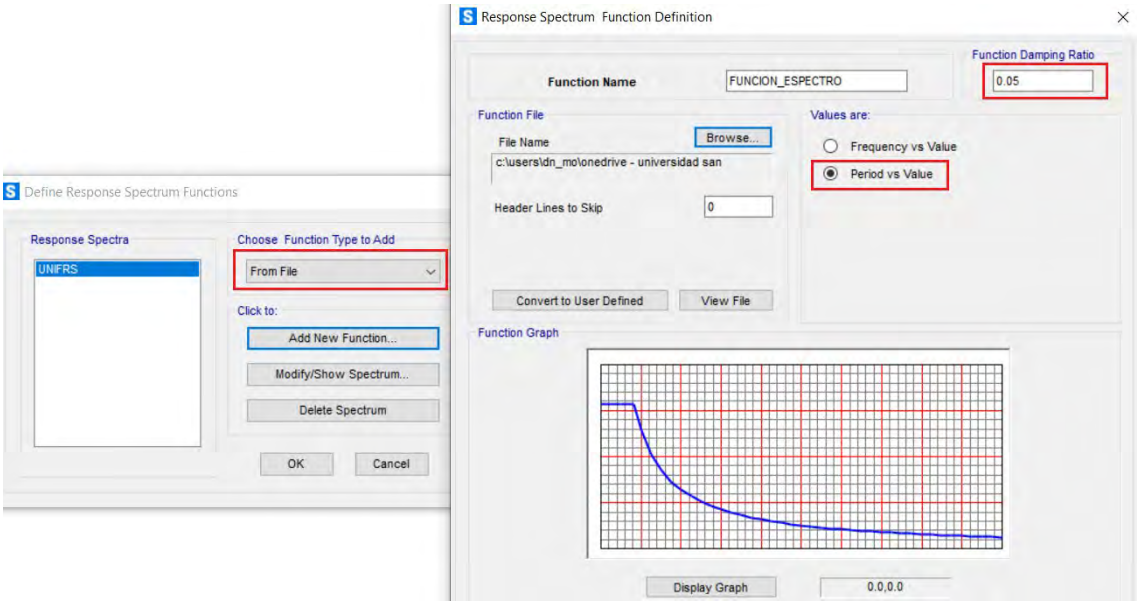


Figura 46 Definición de función de Espectro de Respuesta – Método MSM – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

- Definición de caso de carga dinámico:

La definición del caso de carga dinámico es la parte esencial del análisis dinámico. En ella se definirá la dirección de acción del sismo y el tipo de combinación direccional de efectos deseada, así como la asignación del factor de escala.

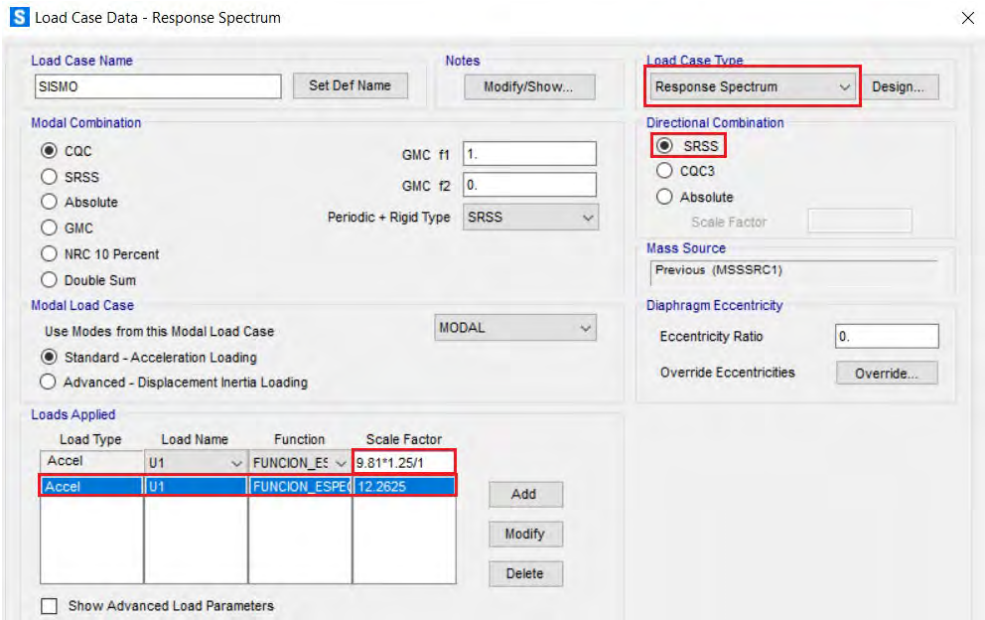


Figura 47 Caso de carga dinámico (Espectro de Respuesta) – Método MSM – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

La dirección de aplicación del sismo U1 se relaciona con el eje global X. Para el tanque propuesto, solamente será necesario definir el caso de carga dinámico en una dirección debido a su geometría. Por otro lado, el factor de escala asignado deberá incluir tanto el factor de conversión de unidades (de gravedades a metros por segundo cuadrado), el factor de importancia y el factor de reducción general. Este último tiene una particularidad: En el caso de tomar el factor de reducción de la masa impulsiva (Ri), se deberá multiplicar a la masa convectiva por la relación Ri/Rc; en el caso de tomar el factor de reducción de la masa convectiva (Rc), se deberá multiplicar a la masa impulsiva por la relación Rc/Ri.

$$Factor\ de\ escala = \frac{9.81\left[\frac{m/s^2}{g}\right] * Ip}{R_c} = \frac{9.81 * 1.25}{1} = 12.2526$$

- Combinaciones de carga:

Las combinaciones de carga que se emplearán en el análisis dinámico serán las mismas que las utilizadas en el análisis pseudoestático, de manera que los resultados sean congruentes (véase en Figura 34).

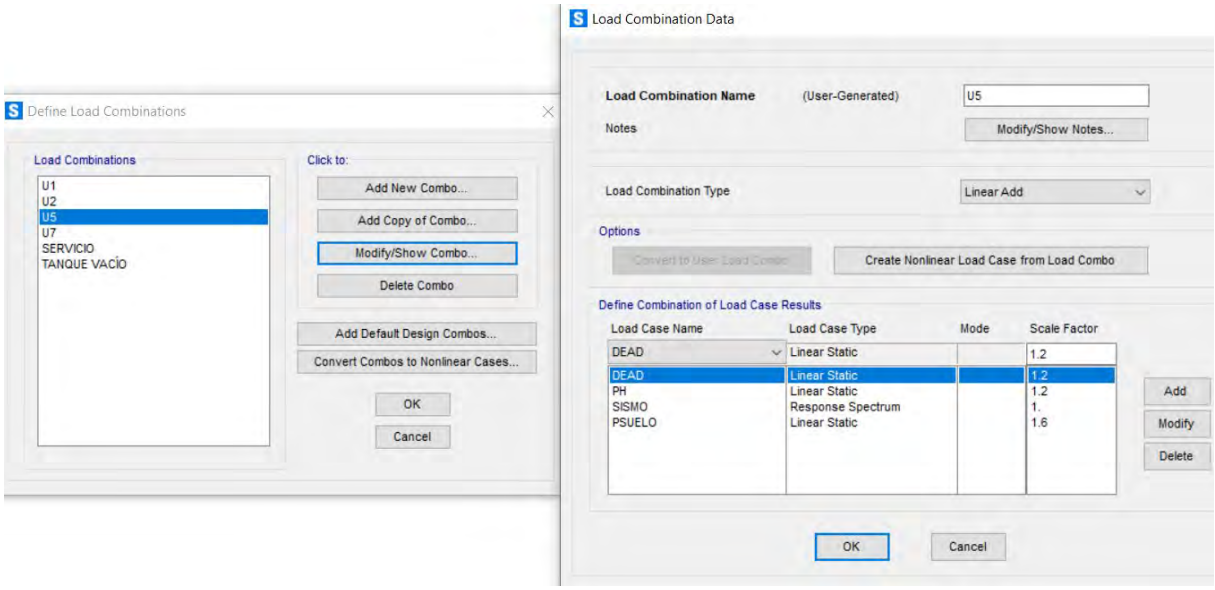


Figura 48 Combinaciones de Carga – Método MSM – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

- Definición y asignación de propiedades de masa impulsiva:

Previo a definir las propiedades en el programa se deberá generar un plano de referencia a la altura en la que se encuentra concentrada la masa impulsiva. Posteriormente se deberá definir la localización de la masa concentrada mediante un elemento tipo nudo.

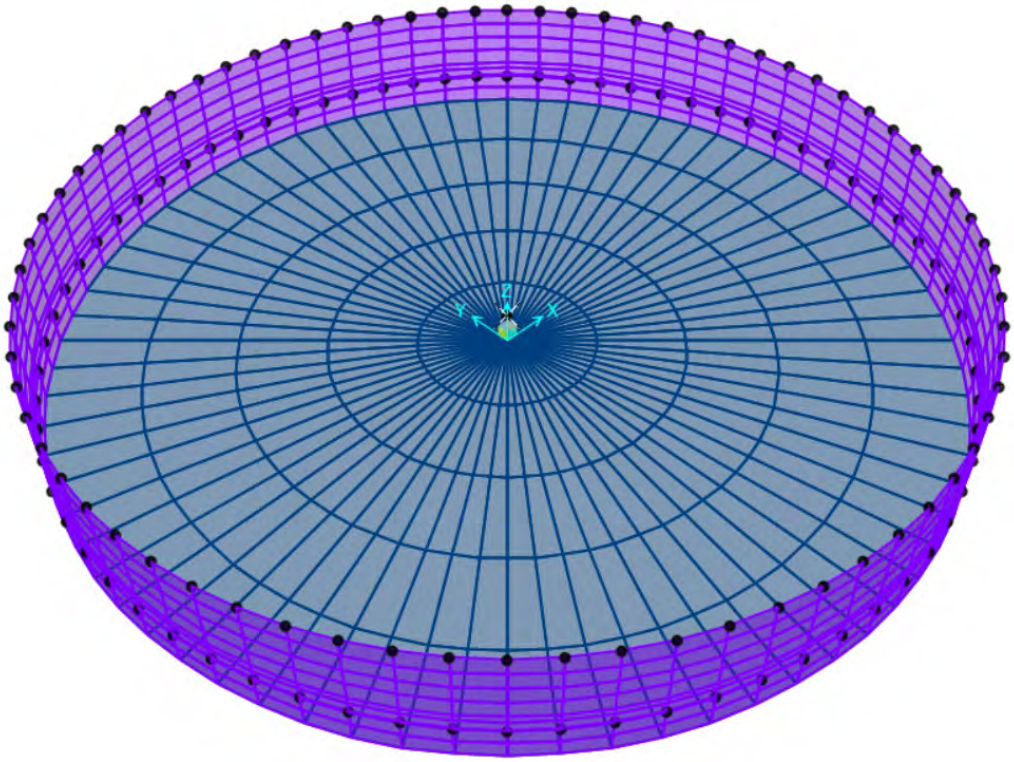


Figura 49 Localización de masa impulsiva – Método MSM – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

Para simular la condición de rigidez de la masa impulsiva respecto de los muros perimetrales se define la propiedad “Joint Constraints” tipo diafragma, la cual conectará al nodo central con todos los nodos perimetrales que se encuentren a la altura hi. Una vez asignado el diafragma, todos los nodos seleccionados se mostrarán en color verde, tal como se muestra en la siguiente figura:

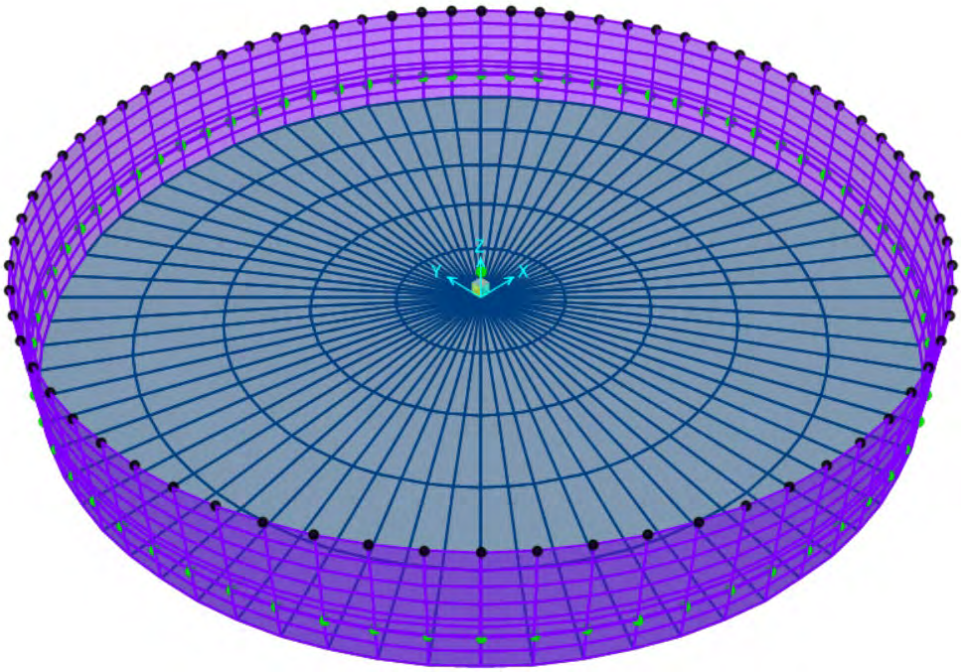


Figura 50 Asignación de diafragma de la masa impulsiva – Método MSM – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente, se deberá asignar la masa impulsiva directamente sobre el nodo seleccionado. La masa deberá llevar la dirección del sismo y deberá considerar el factor de reducción apropiado (Rc/Ri).

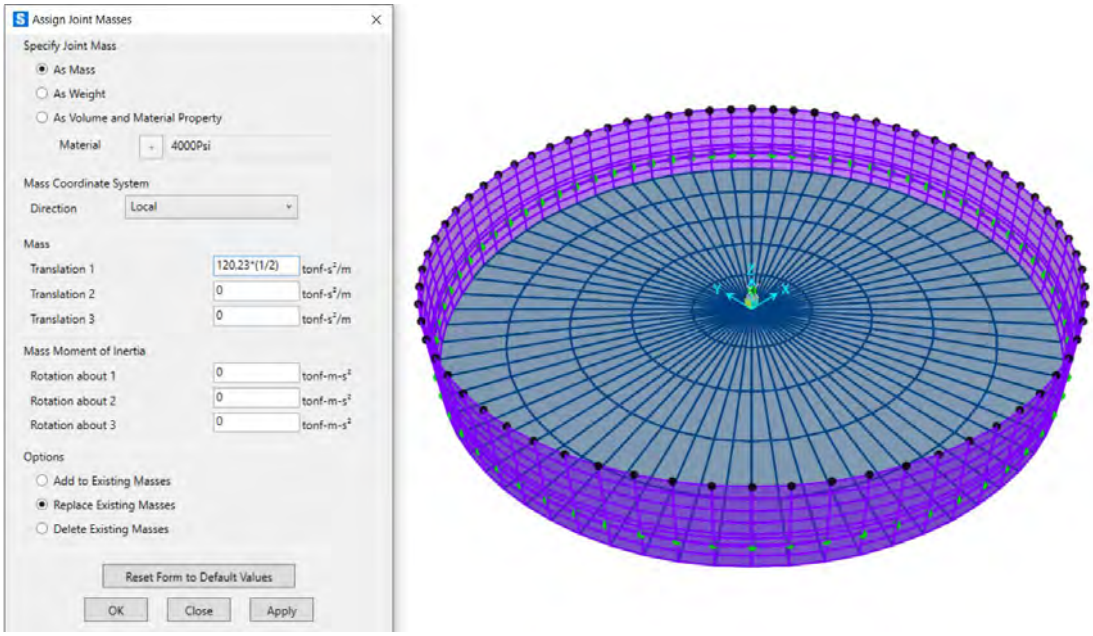


Figura 51 Definición y Asignación de la masa impulsiva – Método MSM – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

- Definición y asignación de propiedades de masa convectiva:

Al igual que en el caso de la masa impulsiva, se crea un plano de referencia a la altura de concentración de la masa convectiva. Posteriormente, se define un nudo con la localización de esta masa en el centro del plano en cuestión.

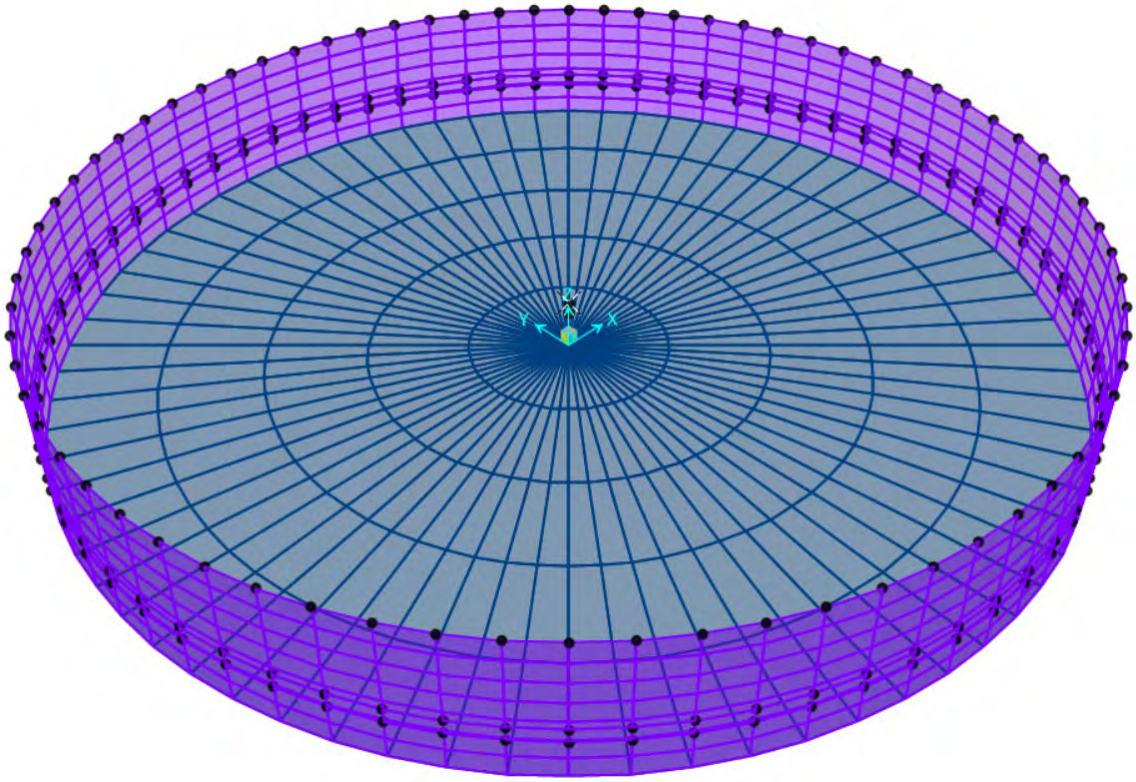


Figura 52 Localización de masa convectiva – Método MSM – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

Una vez definida la posición de la masa convectiva se asignan los resortes para simular la condición de oleaje del fluido. La sumatoria de los resortes, cuyo número será igual a la cantidad de nudos en el perímetro del plano de referencia, será igual a la rigidez Kc obtenida anteriormente.

$$Kc = 211.168 \left[\frac{Ton}{m}\right] ; n_{RESORTES} = 72$$

$$Kc_i = 2.933 \left[\frac{Ton}{m}\right]$$

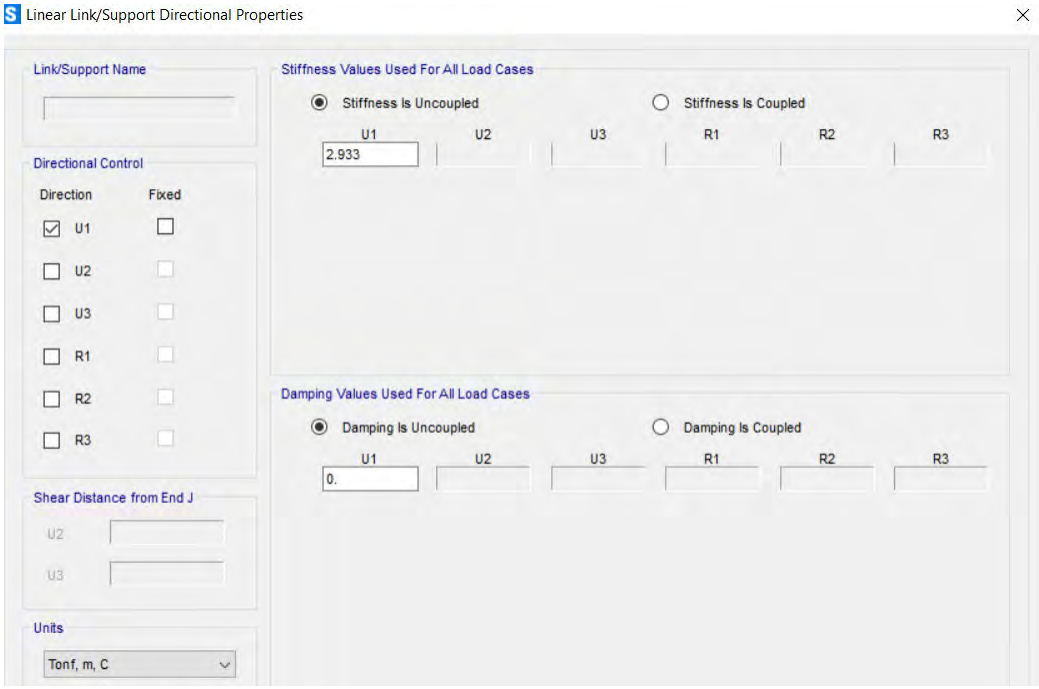


Figura 53 Definición de resortes Kci– Método MSM – SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

Para modelar los resortes en SAP2000 se recomienda utilizar la herramienta “2 joint link”, de manera que se pueda establecer tanto la dirección del resorte como su longitud.

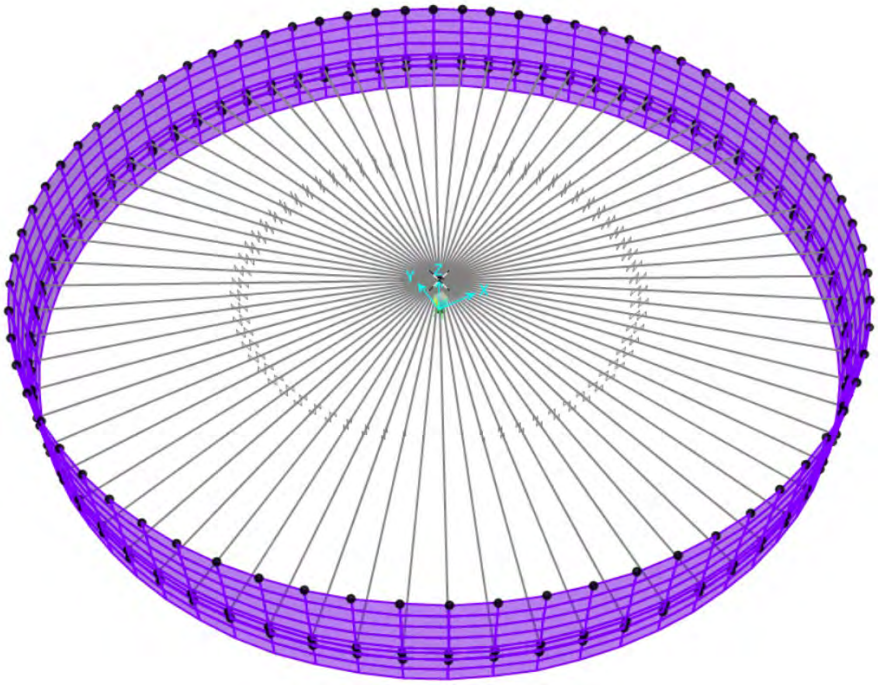


Figura 54 Asignación de resortes de masa convectiva – Método MSM – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, se asigna la masa convectiva al nudo central, la cual actuará sobre el eje global X, correspondiente a la dirección U1. Esta masa tendrá un factor de reducción de 1, ya que se empleó el Rc para establecer la demanda.

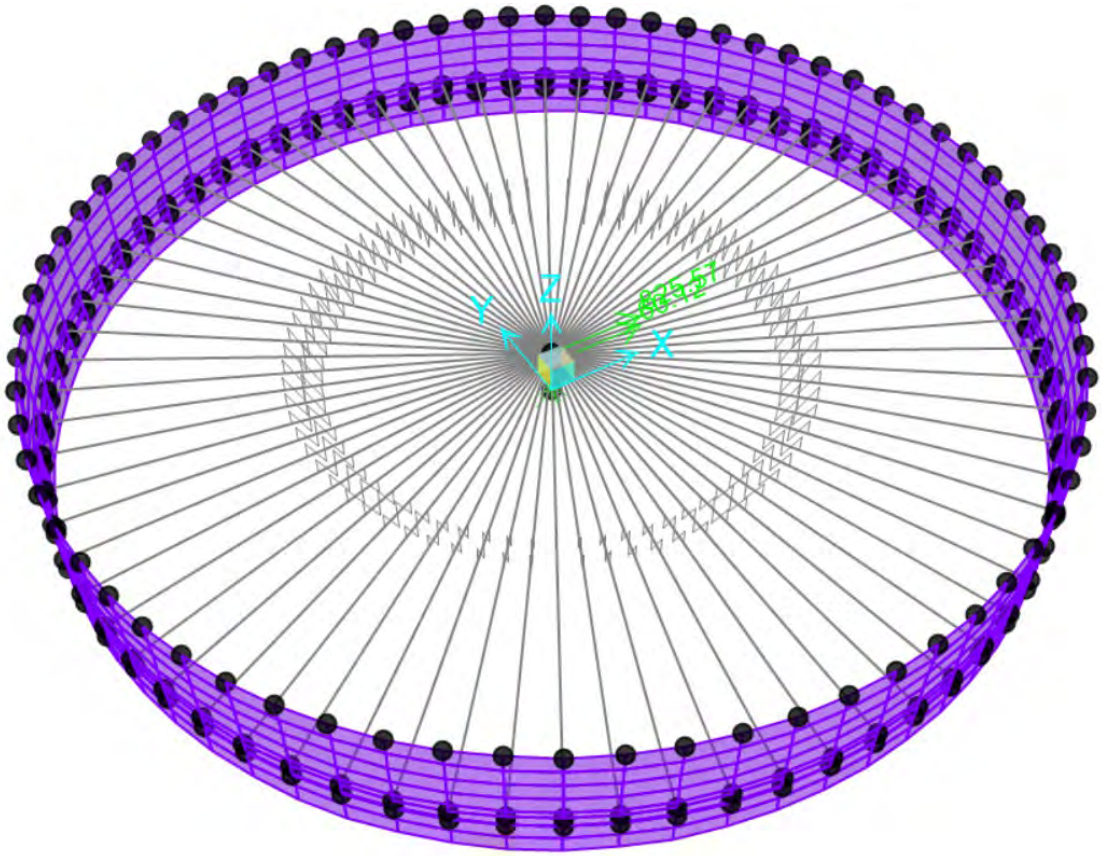


Figura 55 Definición y Asignación de la masa convectiva – Método MSM – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

- Consideraciones adicionales:

Con el propósito de definir el porcentaje de masa total de la estructura se deberá determinar el coeficiente de masa participante, tal como se realizó anteriormente. Este coeficiente será asignado a la estructura a través de modificadores de masa, directamente sobre la sección definida para los muros.

$$Coeficiente\ de\ masa\ participante: \varepsilon = 0.60\ (60\%)$$

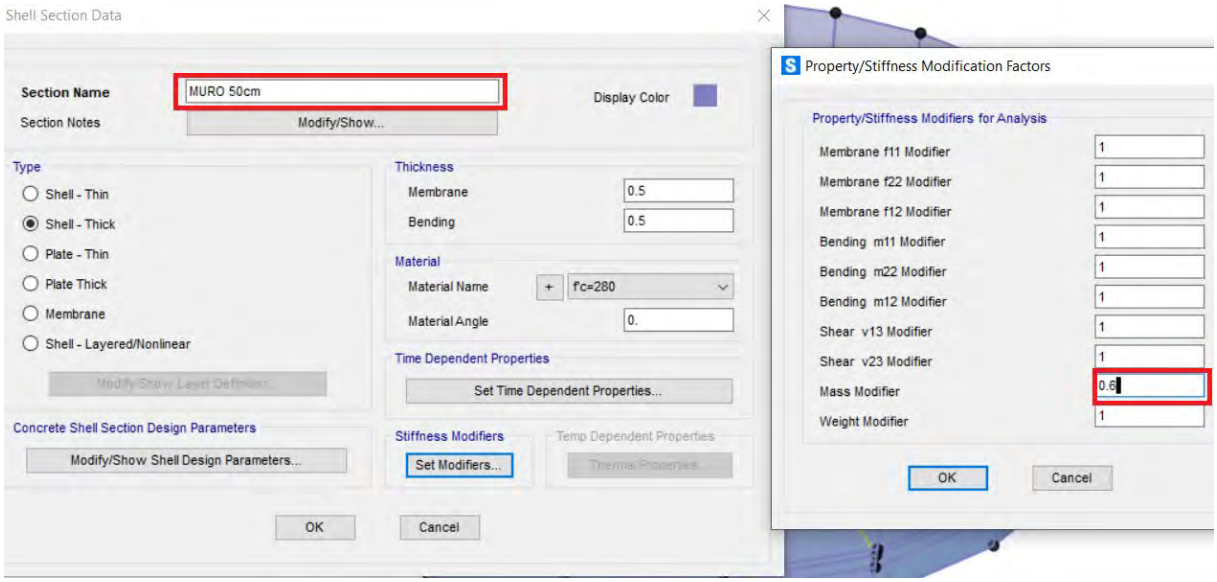


Figura 56 Modificador de masa participante de la estructura – Método MSM – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

Como principal consideración adicional, se deberá calibrar el modelo de manera tal que la fuente de masa definida represente adecuadamente el modelo teórico. Para ello se definirán como masa participante a la masa reducida del tanque y las masas concentradas.

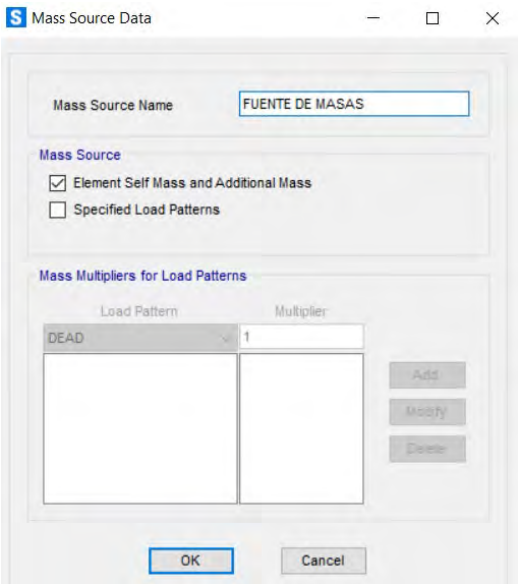


Figura 57 Fuente de masas – Método MSM – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, es recomendable editar la configuración predeterminada del caso de carga modal mediante la colocación de un número de respuestas modales entre 100-150, de manera que los resultados obtenidos sean confiables. Esto, debido a los bajos periodos de vibración que se presentan en este tipo de estructuras.

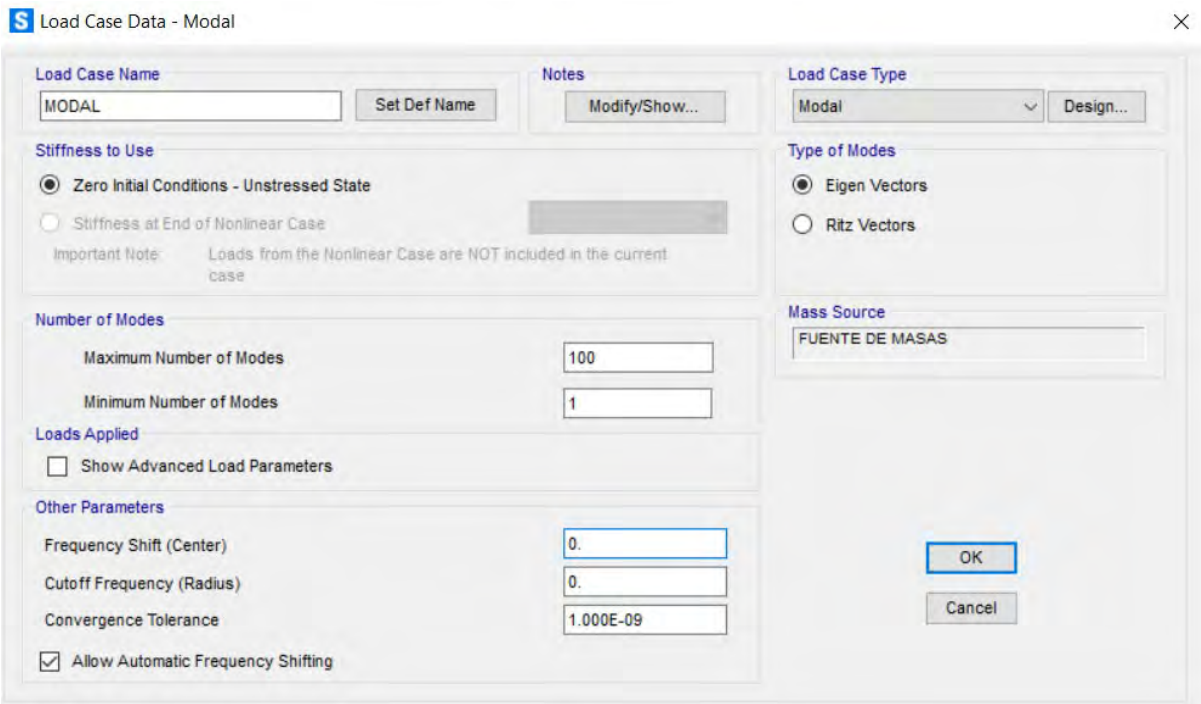


Figura 58 Configuración de caso de carga modal – Método MSM – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO V

5. COMPARACIÓN ENTRE MÉTODOS ANALÍTICOS

En este capítulo se llevará a cabo el análisis estructural del caso de estudio mediante la herramienta computacional SAP2000, se presentarán los resultados las dos metodologías propuestas y se realizará un análisis comparativo entre ambas. Por un lado, se describen los resultados del análisis a partir del procedimiento establecido por el código ACI 350.3; por otro lado, se determinan los resultados del análisis mediante el método MSM. Posteriormente, se realizará una evaluación de los resultados presentados. Adicionalmente, se presentará la respuesta de la estructura ante cargas estáticas, para determinar la relevancia del análisis sísmico.

5.1. RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO

Previo al análisis mediante los modelos desarrollados en el capítulo anterior, se presentarán las acciones máximas debidas a cargas estáticas mayoradas.

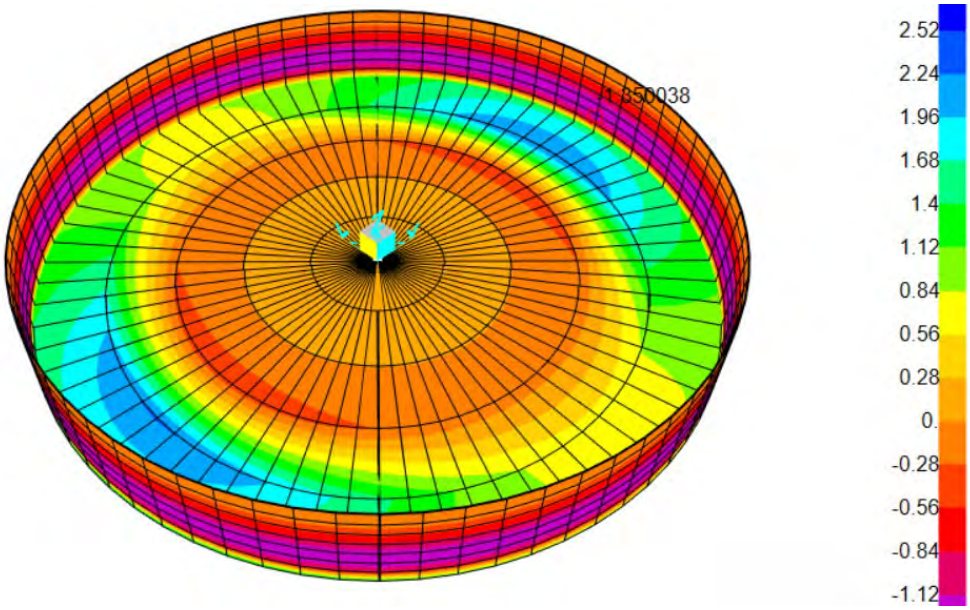


Figura 59 Momento resultante en dirección longitudinal (M11) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático

Fuente: Elaboración propia.

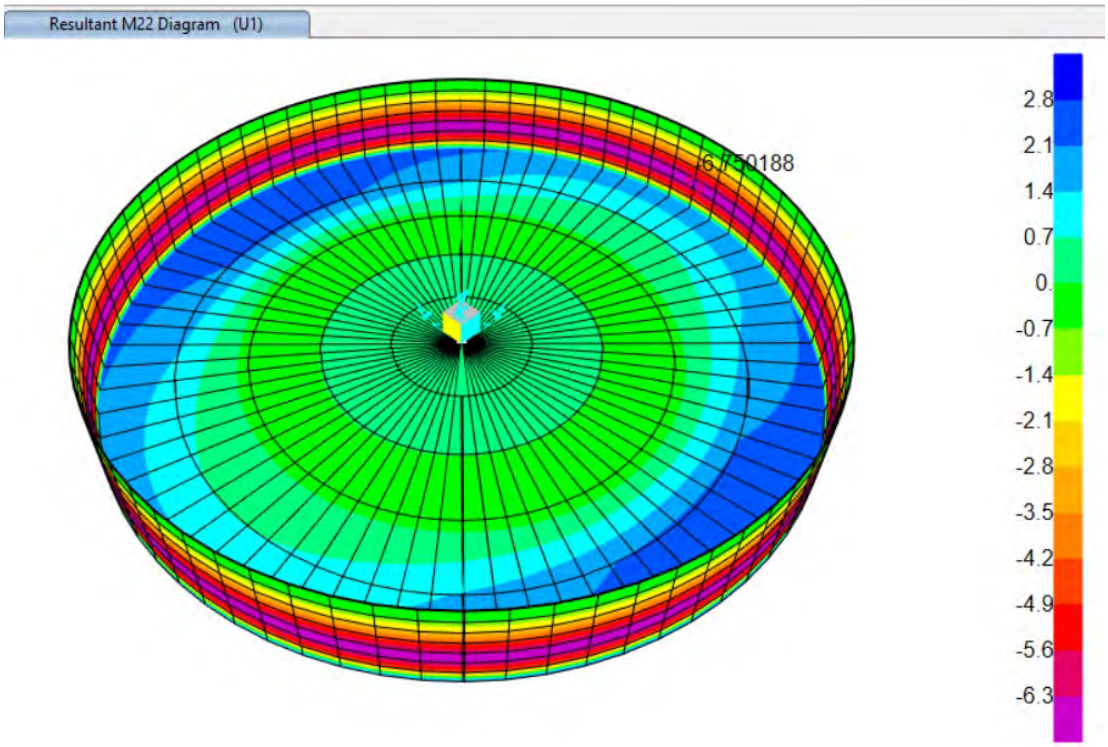


Figura 60 Momento resultante en dirección vertical (M22) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático

Fuente: Elaboración propia.

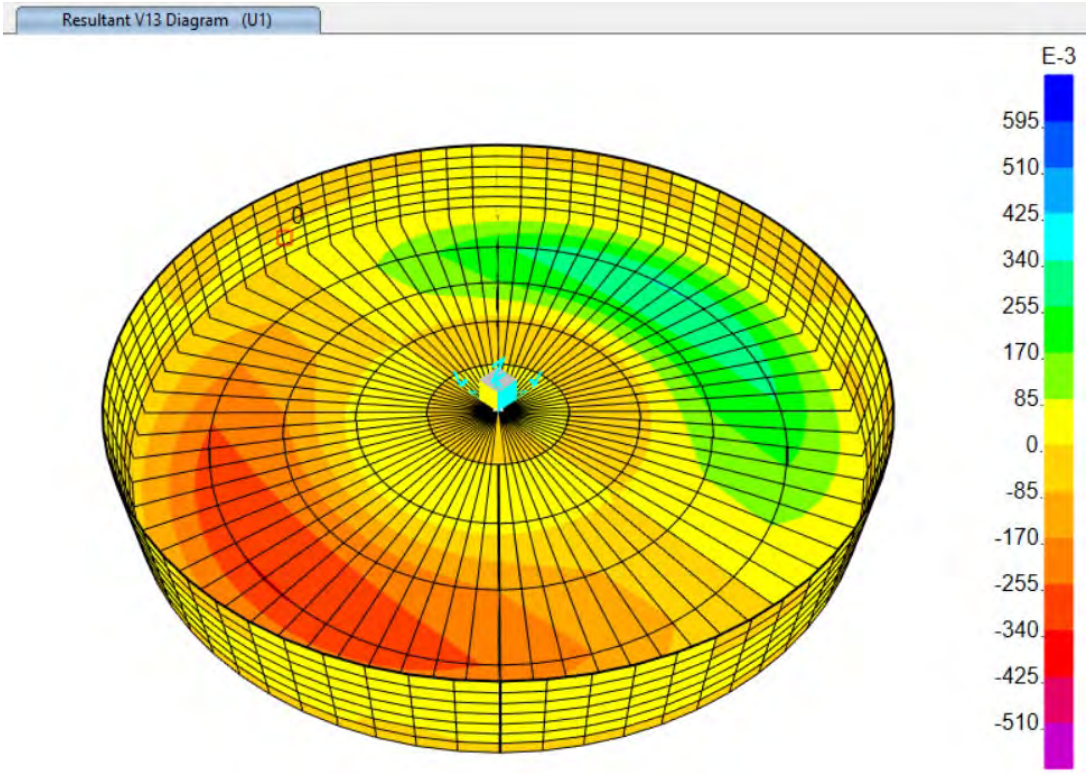


Figura 61 Corte diagonal resultante en dirección longitudinal (V13) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático

Fuente: Elaboración propia.

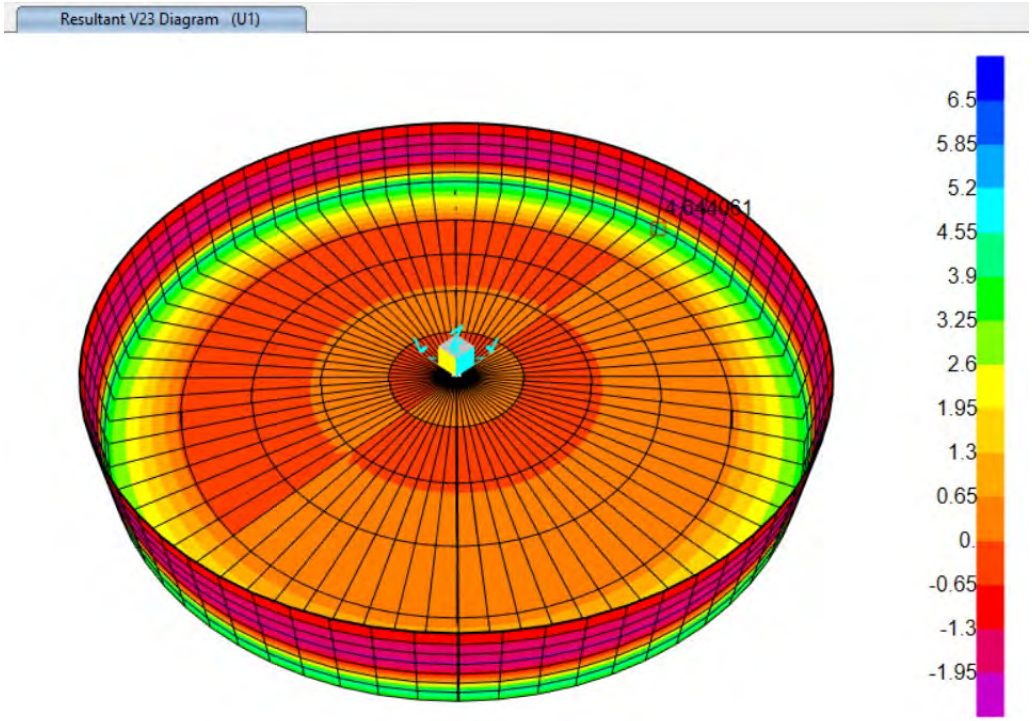


Figura 62 Corte diagonal resultante en dirección vertical (V23) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático

Fuente: Elaboración propia.

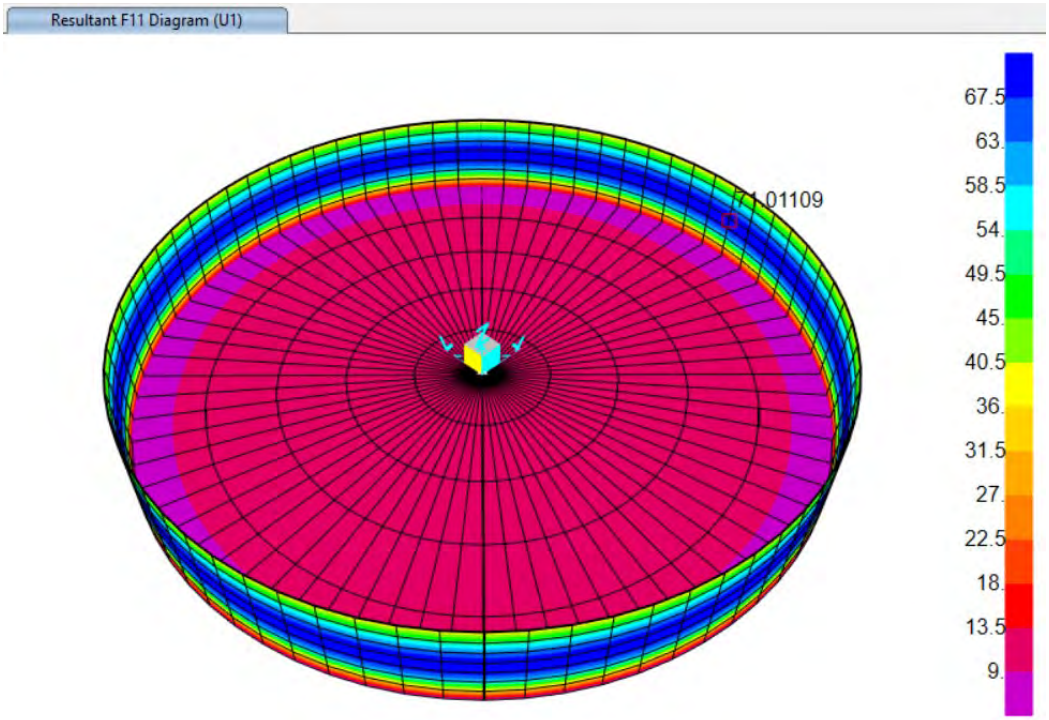


Figura 63 Tensión resultante en dirección longitudinal (F11) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático

Fuente: Elaboración propia.

5.2. ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO – MÉTODO CONVENCIONAL

A partir de la modelación descrita en el numeral 4.2 de este documento se realizará el análisis estructural del tanque cilíndrico con el propósito de determinar tanto las reacciones en la base del tanque, deformaciones máximas y acciones en los muros (haciendo especial énfasis en el estado de tensión perimetral) como la respuesta modal de la estructura.

5.2.1. DETERMINACIÓN DE ACCIONES EN BASE

La siguiente tabla presenta las acciones en base obtenidas mediante el método convencional de análisis:

Combinación de Carga	Reacción FX	Reacción FY	Reacción FZ	Reacción MX	Reacción MY	Reacción MZ
	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
U1	0.00	0.00	18962.87	0.00	0.00	0.00
U2	0.00	0.00	16253.88	0.00	0.00	0.00
U5	1595.60	0.00	16253.88	0.00	4404.38	0.00
U7	1595.60	0.00	15160.36	0.00	4404.38	0.00
SERVICIO	0.00	0.00	13544.90	0.00	0.00	0.00
T. VACÍO	0.00	0.00	3645.08	0.00	0.00	0.00

Tabla 5 Reacciones en Base – Resultados Método ACI 350.3

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla anterior se obtiene la magnitud del cortante basal, el peso total de la estructura y el momento en base.

$$Vb = 1595.60\,Ton$$

$$Mby = 4404.38\,Ton.m$$

$$W_{TANQUE} = 3645.08\,Ton;\ W_{SERVICIO} = 13544.90\,Ton$$

Por otro lado, es oportuno evaluar la respuesta del suelo de fundación ante condiciones de servicio. En el caso de estructuras similares al caso de estudio por lo general se obtiene una respuesta menor a la admisible; sin embargo, en casos puntuales donde el suelo tiene pobres

características mecánicas y la altura del líquido por encima de la losa de cimentación es considerable, es posible que los esfuerzos superen la capacidad portante del subsuelo.

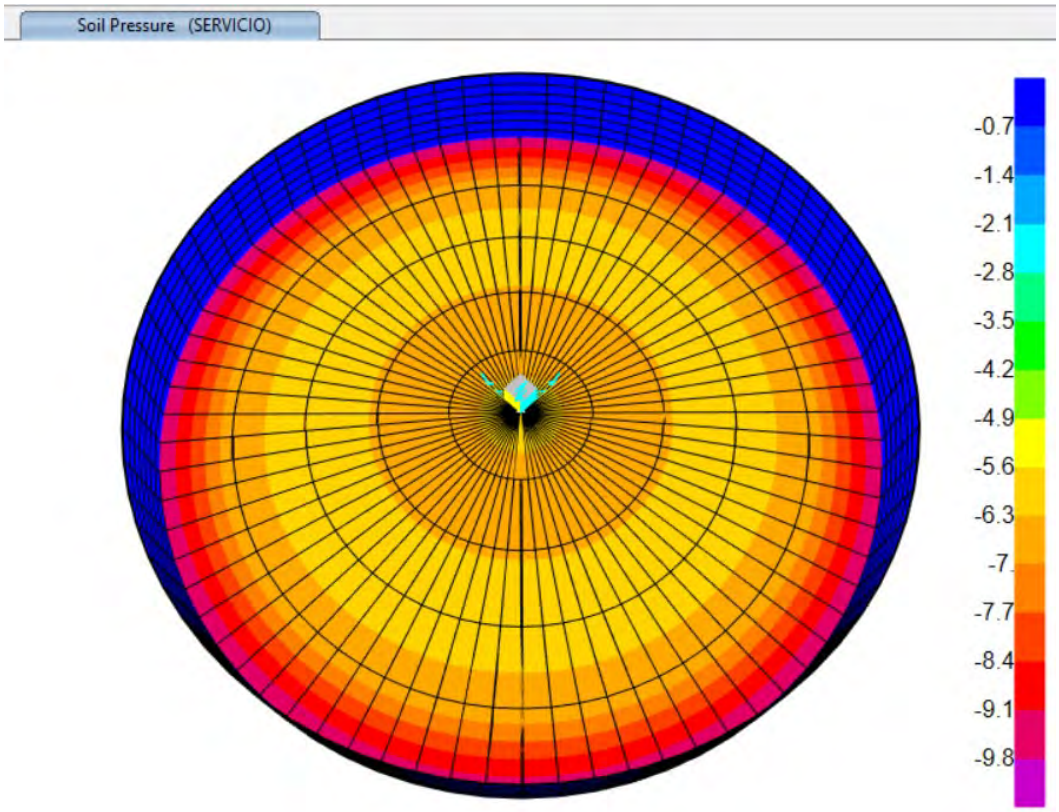


Figura 64 Presión de Suelo de fundación en condiciones de Servicio – Resultados Método ACI 350.3

Fuente: Elaboración propia.

La figura anterior indica la respuesta del suelo de fundación, donde los esfuerzos alcanzan 9.8 Ton/m^2 aproximadamente y no se presentan esfuerzos en tracción.

5.2.2. DETERMINACIÓN DE DEFORMACIONES MÁXIMAS

Las deformaciones máximas se determinarán para 3 condiciones: condición de servicio, condición de tanque vacío y condiciones últimas. Las deformaciones para la condición de servicio y condición de tanque vacío se comparan con la tolerancia establecida por la normativa, mientras que las deformaciones de las condiciones últimas representarán la deformación máxima esperada.

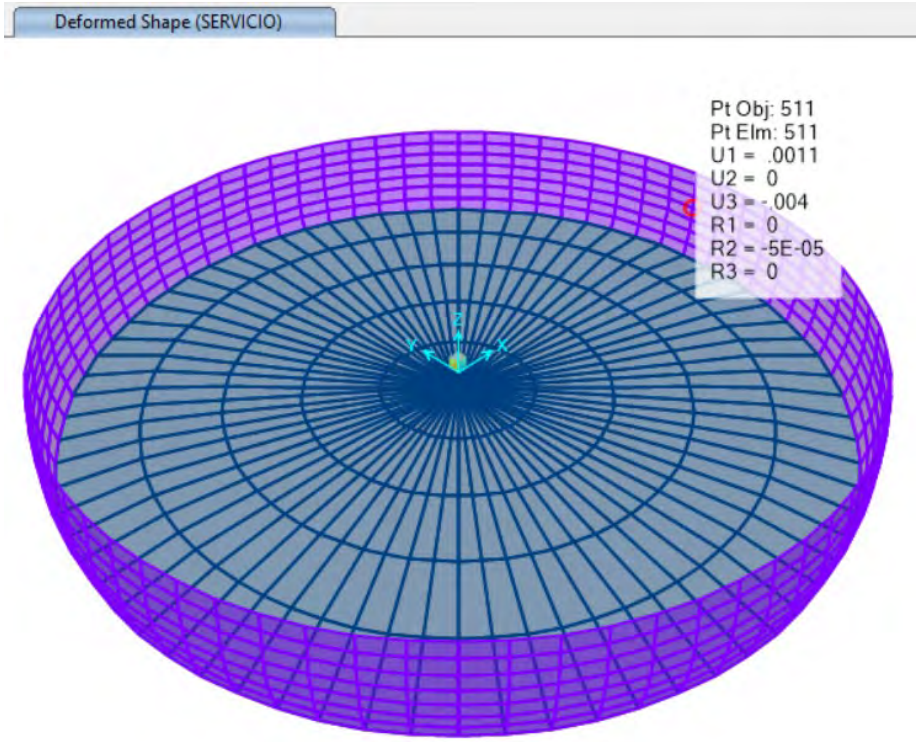


Figura 65 Deformación Máxima SERVICIO – Resultados Método ACI 350.3

Fuente: Elaboración propia.

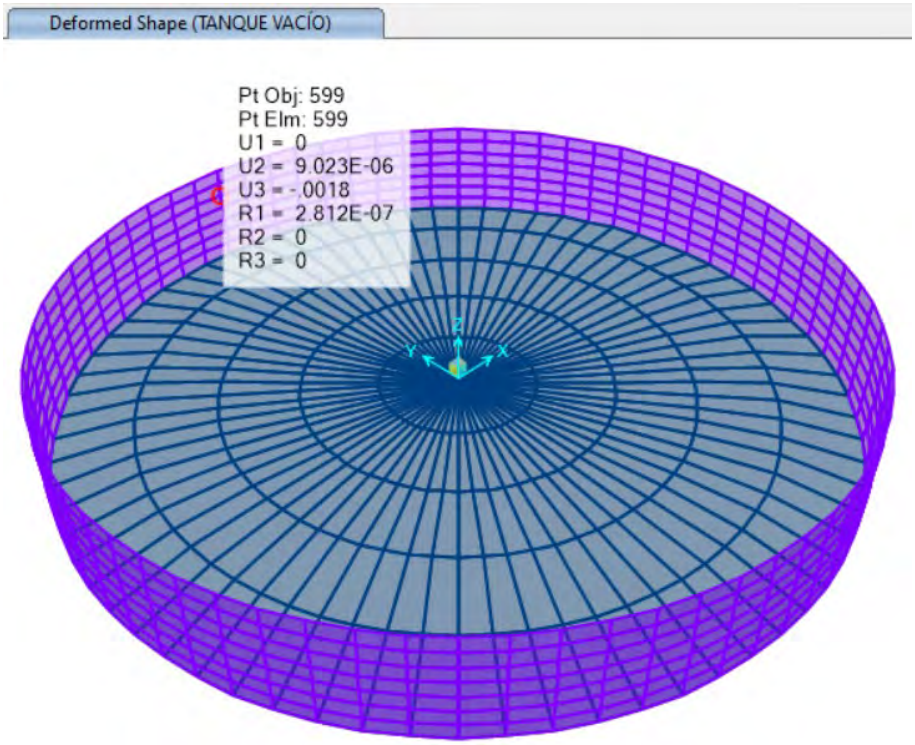


Figura 66 Deformación Máxima TANQUE VACÍO – Resultados Método ACI 350.3

Fuente: Elaboración propia.

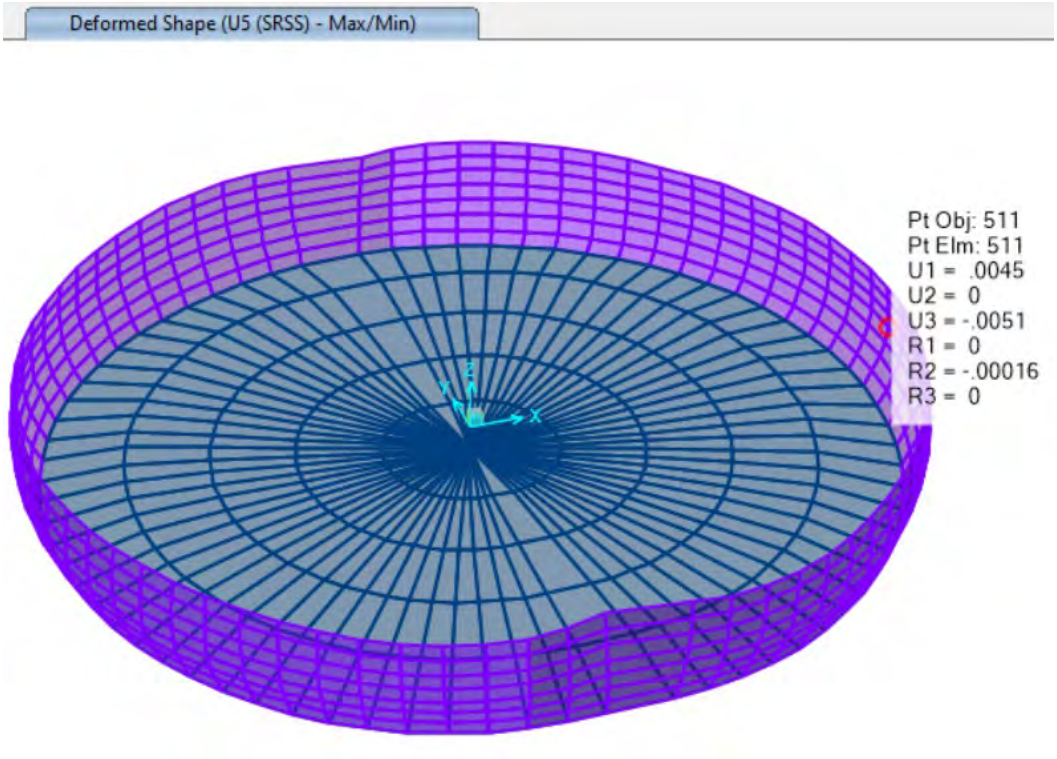


Figura 67 Deformación en condiciones últimas – Resultados Método ACI 350.3

Fuente: Elaboración propia.

En las figuras anteriores se ilustra la estructura deformada para las distintas condiciones de análisis. Se han determinado las deformaciones máximas en cada condición, las cuales se resumen a continuación:

$$\delta_{SERVICIO} = 1.1\ mm$$
$$\delta_{TANQUE\ VACÍO} = 0.09\ mm$$
$$\delta_u = 4.5\ mm$$

5.2.3. DETERMINACIÓN DE ACCIONES EN MUROS PERIMETRALES

La influencia de las cargas pseudo-estáticas sobre los muros de la estructura produce efectos internos representados por momentos en dirección longitudinal y vertical, cortante y tensión perimetral, los cuales se distribuyen sobre la superficie en contacto con el fluido. Las reacciones críticas, que posteriormente servirán para el diseño, se presentan a continuación:

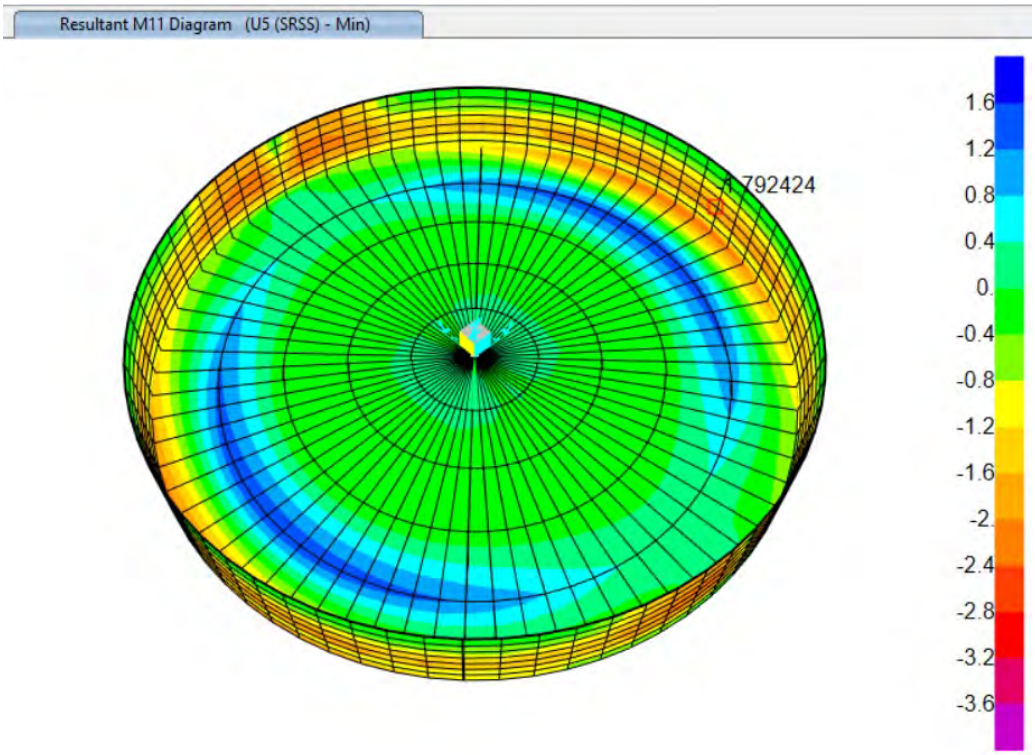


Figura 68 Momento resultante en dirección longitudinal (M11) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3

Fuente: Elaboración propia.

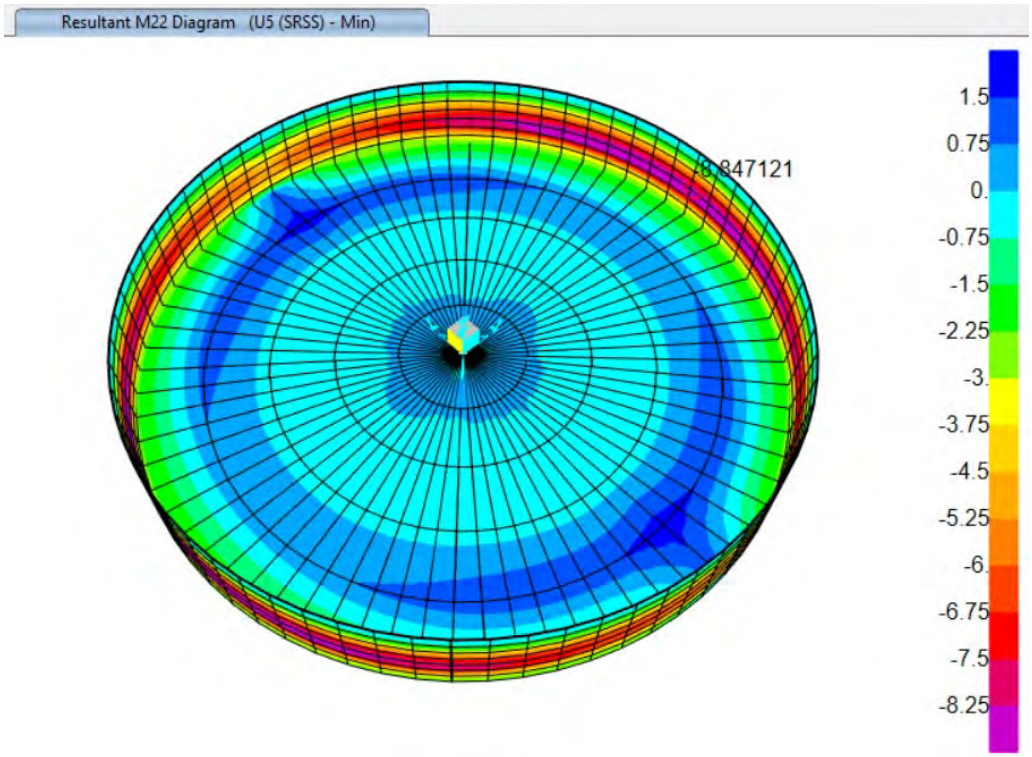


Figura 69 Momento resultante en dirección Vertical (M22) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3

Fuente: Elaboración propia.

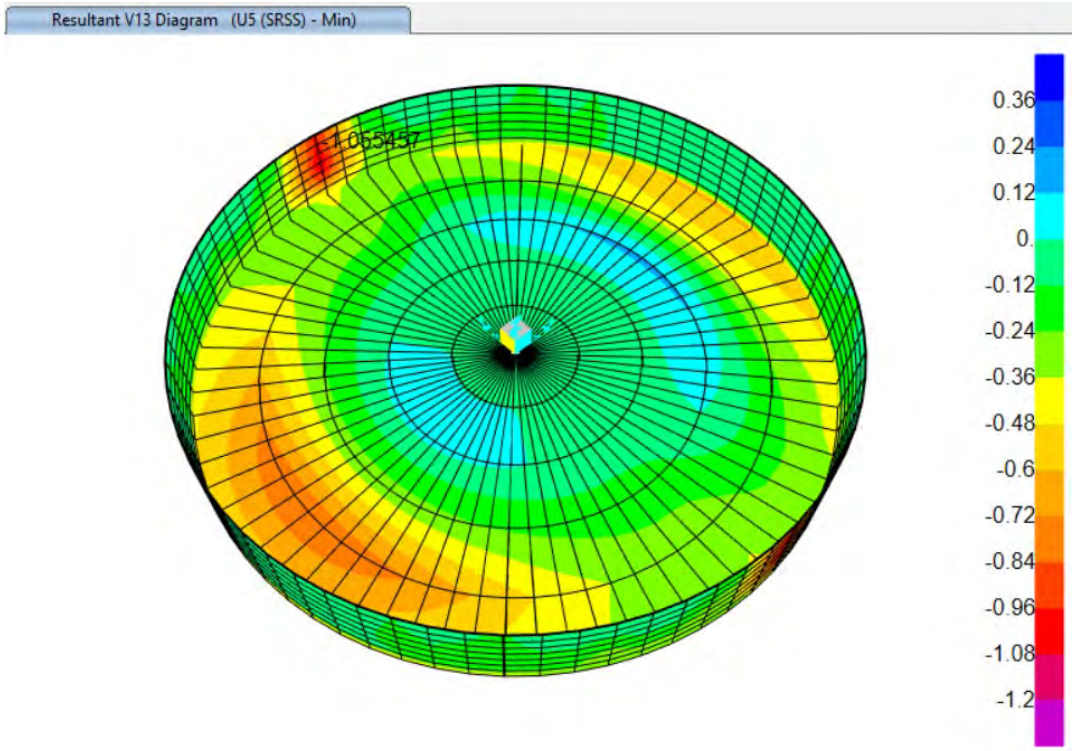


Figura 70 Corte diagonal resultante en dirección longitudinal (V13)[Ton] – Resultados Método ACI 350.3

Fuente: Elaboración propia.

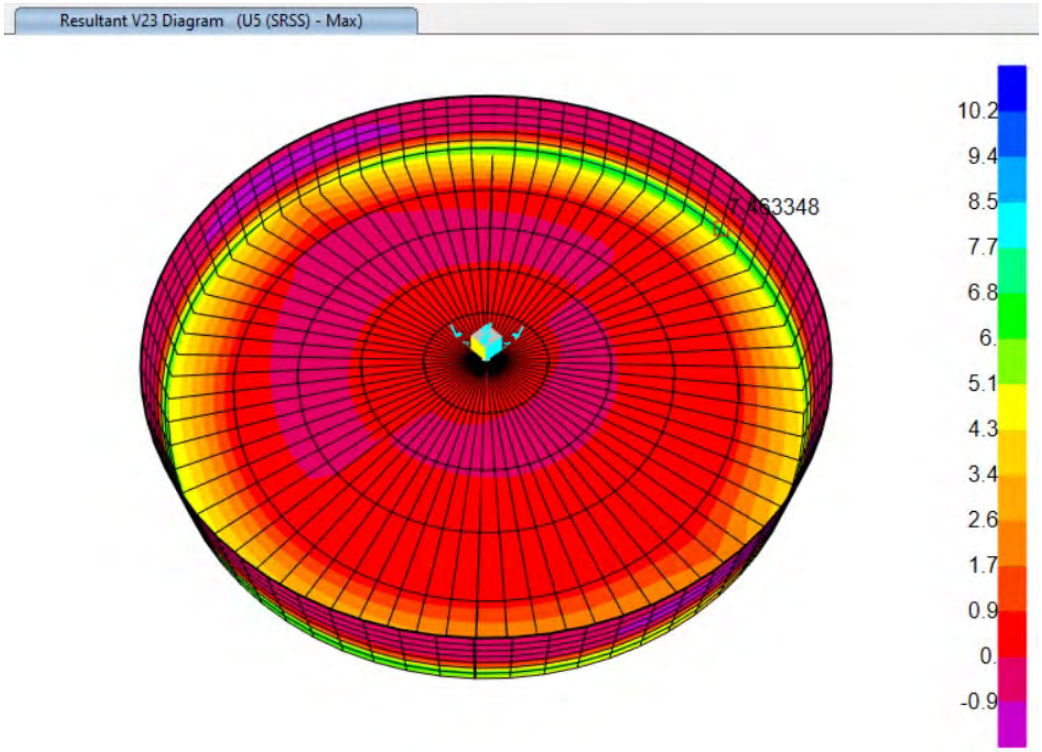


Figura 71 Corte diagonal resultante en dirección vertical (V23) [Ton] – Resultados Método ACI 350.3

Fuente: Elaboración propia.

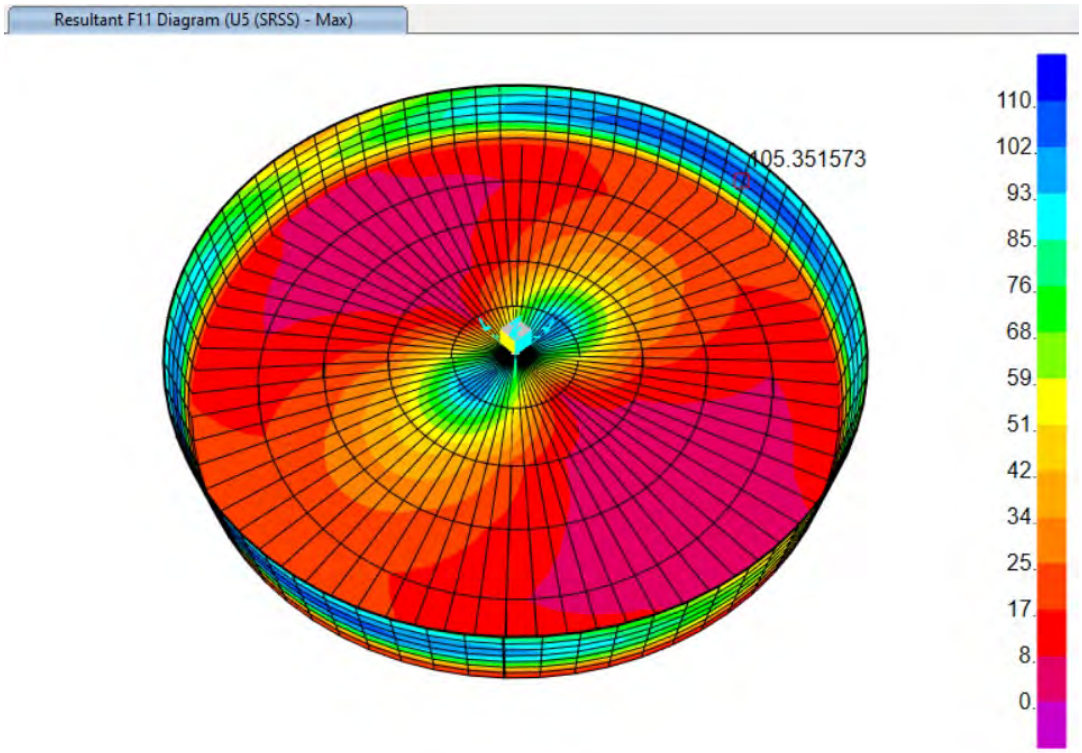


Figura 72 Tensión resultante en dirección longitudinal (F11) [Ton] – Resultados Método ACI 350.3

Fuente: Elaboración propia.

5.2.4. DETERMINACIÓN DE LA RESPUESTA MODAL

La respuesta del análisis modal permite identificar la estabilidad global de la estructura, así como su grado de rigidez. El primer modo de vibración determinará el periodo de vibración máximo que puede experimentar la estructura durante un evento sísmico.

Caso de Respuesta	Modo	Periodo	Frecuencia	F. Angular
	---	s	Hz	rad/s
MODAL	1	0.164	6.105	38.356
MODAL	2	0.164	6.105	38.356
MODAL	3	0.154	6.480	40.717
MODAL	4	0.154	6.480	40.717
MODAL	5	0.142	7.024	44.135
MODAL	6	0.142	7.024	44.135
MODAL	7	0.132	7.548	47.428
MODAL	8	0.132	7.548	47.428
MODAL	9	0.111	8.981	56.429
MODAL	10	0.111	8.981	56.429

Tabla 6 Respuesta modal de la estructura – Resultados Método ACI 350.3

Fuente: Elaboración propia.

5.3. ANÁLISIS DINÁMICO – MÉTODO MSM

A partir de la modelación descrita en el numeral 4.3, referente al modelo masa/resorte, se realizará el análisis estructural del tanque cilíndrico descrito como caso de estudio con el propósito de determinar las reacciones en la base del tanque, deformaciones máximas, acciones en los muros y la respuesta modal de la estructura, tal como se realizó en el numeral anterior para el método convencional.

5.3.1. DETERMINACIÓN DE ACCIONES EN BASE

La siguiente tabla presenta las acciones en base obtenidas mediante el método MSM de análisis dinámico:

Combinación de Carga	Reacción FX	Reacción FY	Reacción FZ	Reacción MX	Reacción MY	Reacción MZ
	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
U1	0.00	0.00	18962.87	0.00	0.00	0.00
U2	0.00	0.00	16253.88	0.00	0.00	0.00
U5	1532.57	0.00	16253.88	0.10	5139.85	0.04
U7	1532.57	0.00	15160.36	0.10	5139.85	0.04
SERVICIO	0.00	0.00	13544.90	0.00	0.00	0.00
T. VACÍO	0.00	0.00	3645.08	0.00	0.00	0.00

Tabla 7 Reacciones en Base – Resultados Método MSM.

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla anterior se obtiene la magnitud del cortante basal, el peso total de la estructura y el momento en base.

$$Vb = 1532.57\,Ton$$

$$Mby = 5139.85\,Ton.m$$

$$W_{TANQUE} = 3645.08\,Ton;\ W_{SERVICIO} = 13544.90\,Ton$$

La respuesta del suelo de fundación ante condiciones de servicio se presenta como parte del análisis, tal como se realizó previamente para el método convencional.

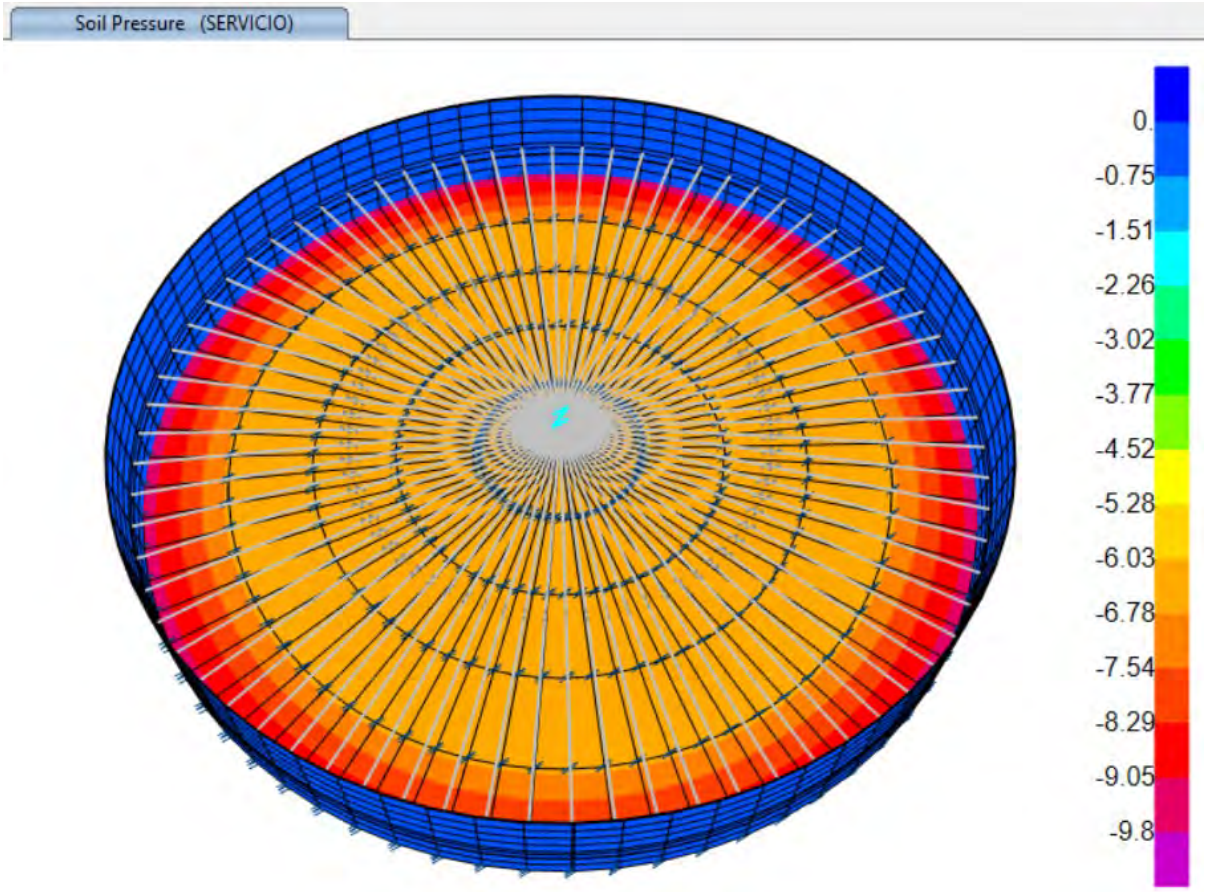


Figura 73 Presión de Suelo de fundación en condiciones de Servicio – Resultados Método MSM.

Fuente: Elaboración propia.

La figura anterior indica la respuesta del suelo de fundación para el modelo MSM, donde los esfuerzos alcanzan 9.8 Ton/m^2 aproximadamente y no se presentan esfuerzos en tracción.

5.3.2. DETERMINACIÓN DE DEFORMACIONES MÁXIMAS

Nuevamente, se presentan los resultados de deformaciones máximas para 3 condiciones: condición de servicio, condición de tanque vacío y condiciones últimas. Dichos resultados se muestran en las siguientes figuras.

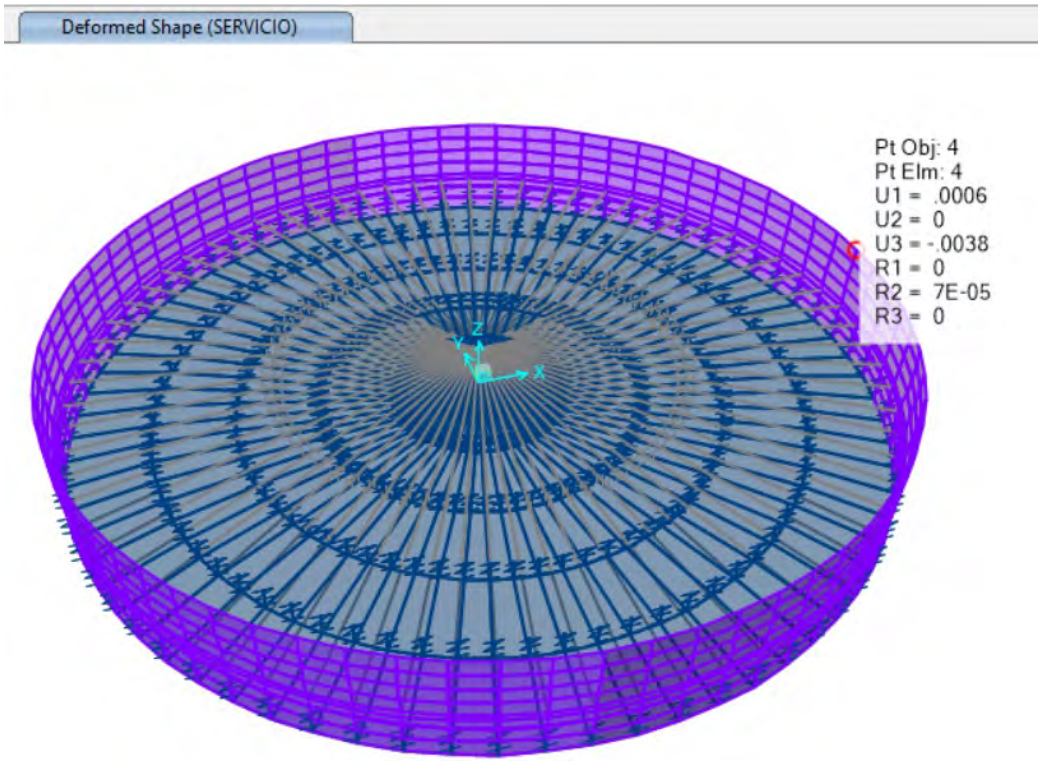


Figura 74 Deformación Máxima SERVICIO – Resultados Método MSM.

Fuente: Elaboración propia.

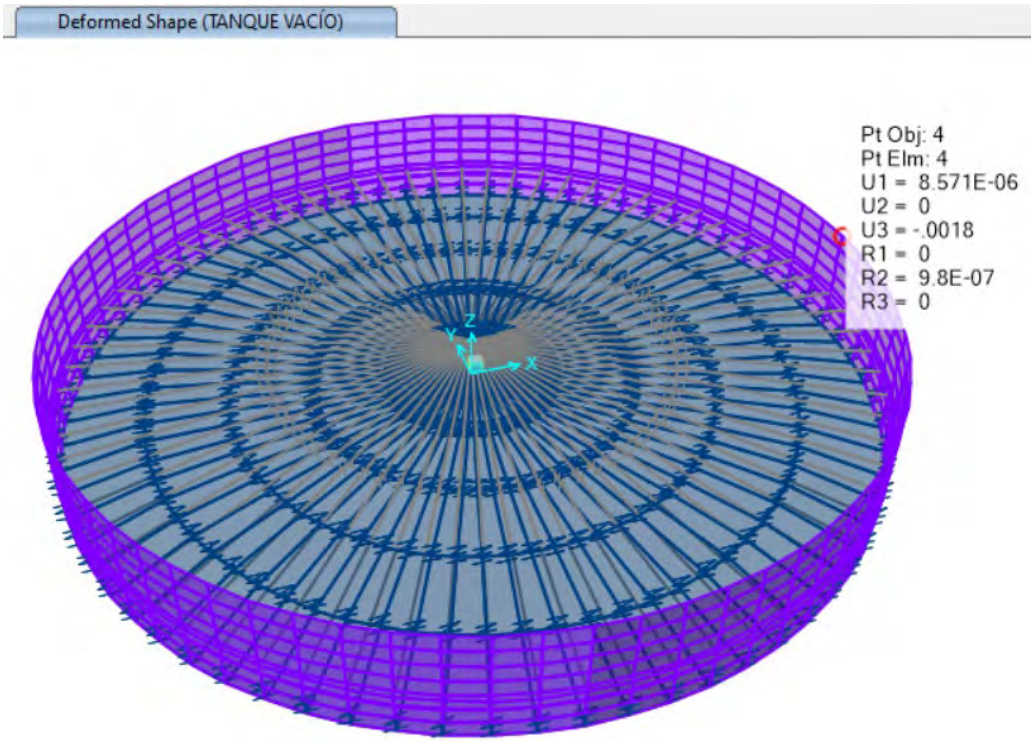


Figura 75 Deformación Máxima TANQUE VACÍO – Resultados Método MSM.

Fuente: Elaboración propia.

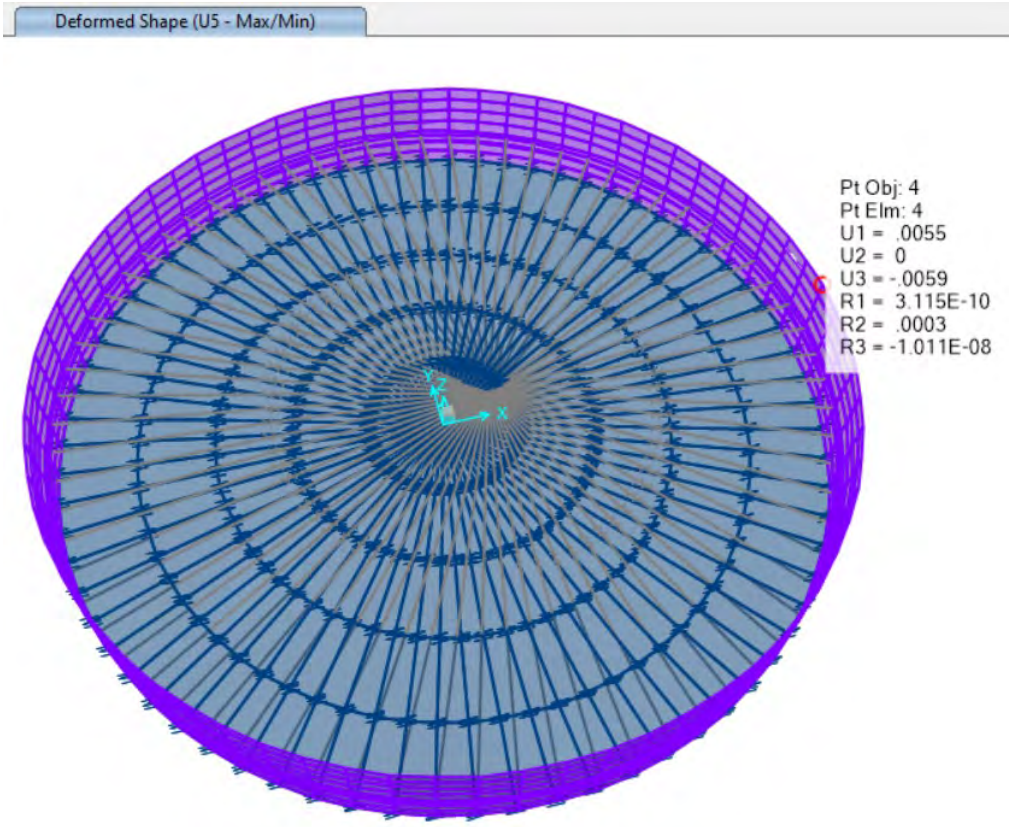


Figura 76 Deformación Última – Resultados Método MSM.

Fuente: Elaboración propia.

A partir de las figuras anteriores se han determinado las deformaciones máximas en cada condición, las cuales se resumen a continuación:

$$\delta_{SERVICIO} = 0.6\ mm$$

$$\delta_{TANQUE\ VACÍO} = 0.086\ mm$$

$$\delta_u = 5.5\ mm$$

5.3.3. DETERMINACIÓN DE ACCIONES EN MUROS PERIMETRALES

La aceleración inducida por la función espectral sobre las masas concentradas, impulsiva y convectiva, generan acciones internas sobre los muros del tanque cilíndrico. Los mapas de momentos, cortante y tensión anular para la combinación crítica se muestran en las siguientes figuras:

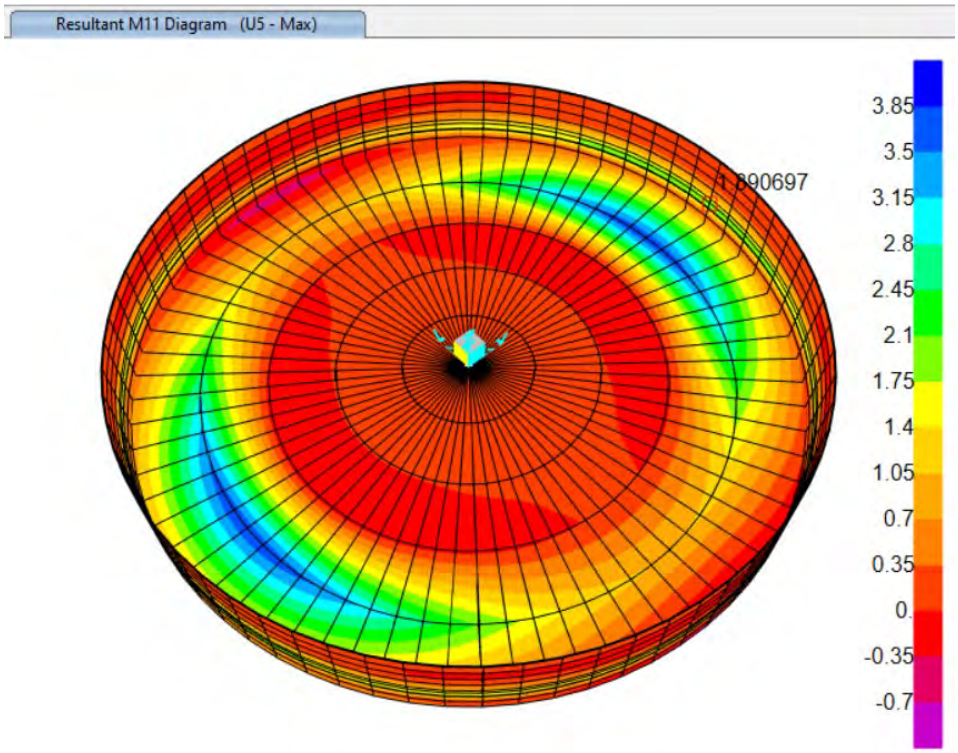


Figura 77 Momento resultante en dirección longitudinal (M11) [Ton-m] – Resultados Método MSM.

Fuente: Elaboración propia.

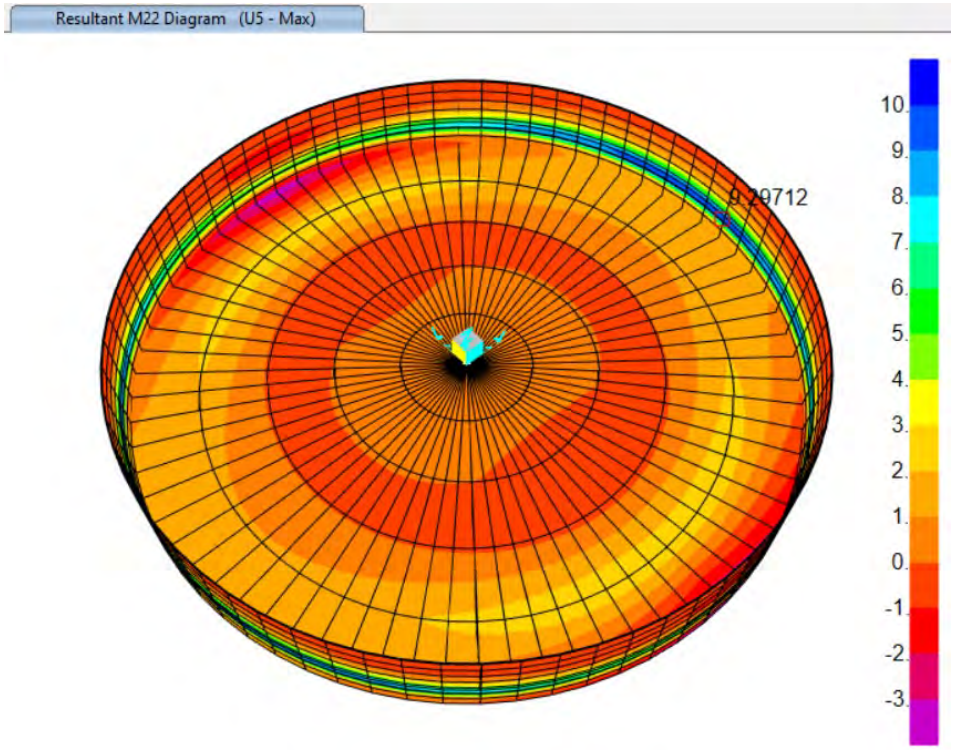


Figura 78 Momento resultante en dirección Vertical (M22) [Ton-m] – Resultados Método MSM.

Fuente: Elaboración propia.

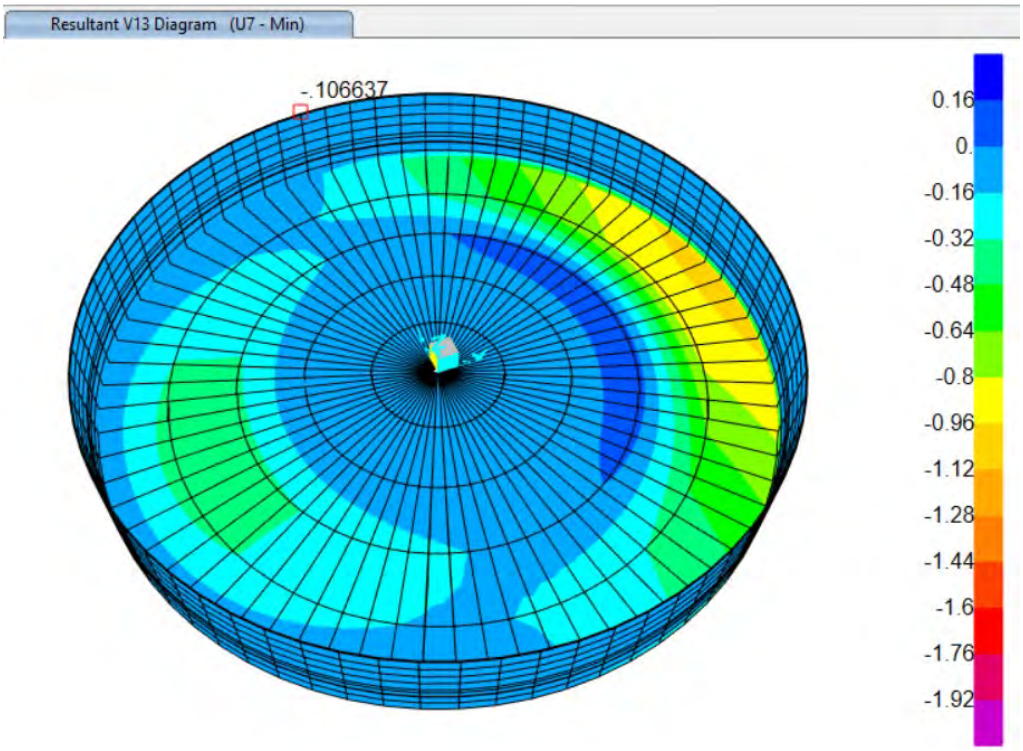


Figura 79 Corte diagonal resultante en dirección longitudinal (V13)[Ton] – Resultados Método MSM.

Fuente: Elaboración propia.

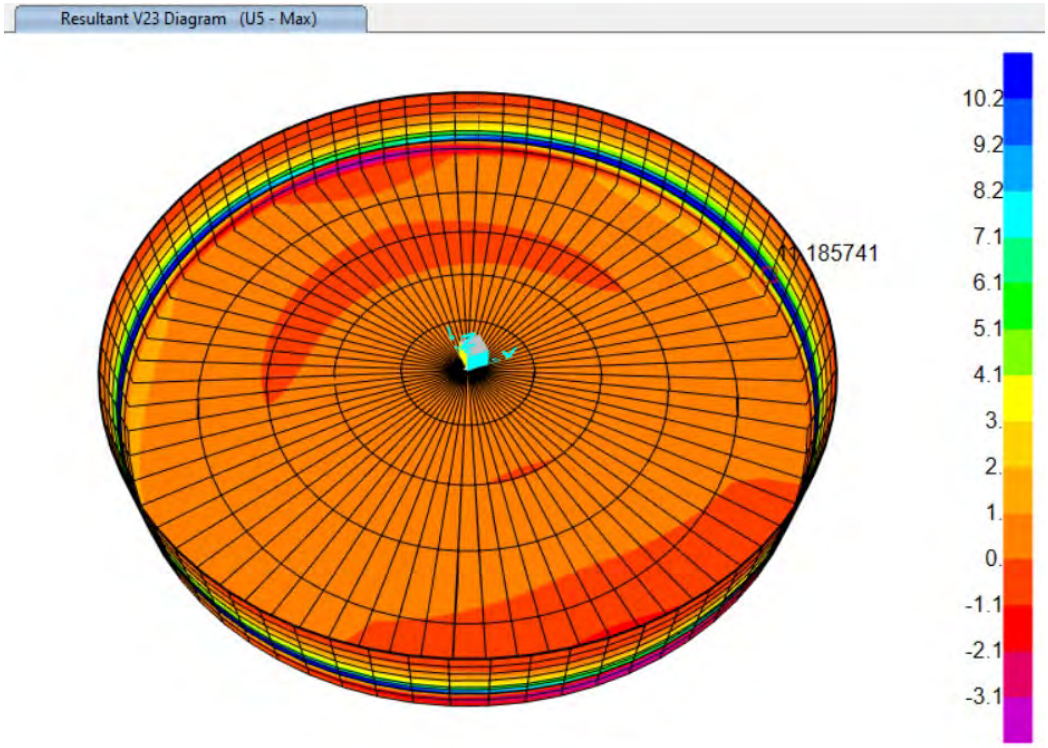


Figura 80 Corte diagonal resultante en dirección vertical (V23) [Ton] – Resultados Método MSM.

Fuente: Elaboración propia.

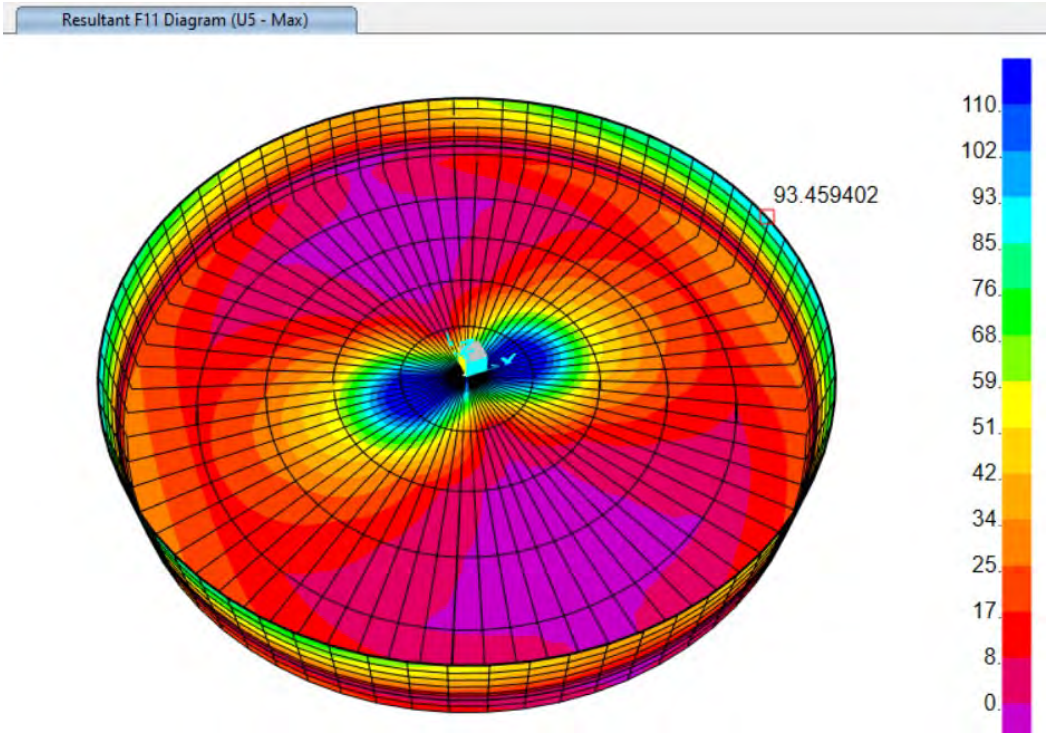


Figura 81 Tensión resultante en dirección longitudinal (F11) [Ton] – Resultados Método MSM.

Fuente: Elaboración propia.

5.3.4. DETERMINACIÓN DE LA RESPUESTA MODAL

Al igual que en el método convencional, la respuesta del análisis modal permite identificar la estabilidad global de la estructura. A continuación, se presentan los 10 primeros modos de vibración de la estructura para el modelo masa/resortes.

Caso de Respuesta	Modo	Periodo	Frecuencia	F. Angular
	---	s	Hz	rad/s
MODAL	1	17.570	0.057	0.358
MODAL	2	0.072	13.925	87.496
MODAL	3	0.072	13.925	87.496
MODAL	4	0.071	14.157	88.952
MODAL	5	0.071	14.157	88.952
MODAL	6	0.070	14.362	90.239
MODAL	7	0.070	14.362	90.239
MODAL	8	0.066	15.200	95.503
MODAL	9	0.066	15.200	95.503
MODAL	10	0.065	15.390	96.699

Tabla 8 Respuesta modal de la estructura – Resultados Método MSM.

Fuente: Elaboración propia.

5.4. EVALUACIÓN DE RESULTADOS

En esta sección se desarrollará un análisis comparativo a partir de los resultados presentados tanto para el método de análisis convencional como para el método de análisis dinámico MSM. Asimismo, se abordan las consideraciones y limitaciones de cada método que, con base en el esquema teórico, contribuirán a la comprensión general del comportamiento estructural del objeto de estudio. Los principales parámetros a comparar son los siguientes:

- Acciones en base: Corte basal y Momento en la base.
- Deformaciones máximas: Los puntos más críticos de la deformada de la estructura que se presentan como resultado del análisis para distintas condiciones.
- Acciones en muros perimetrales: Momentos flectores, fuerzas cortantes y tensión perimetral.
- Respuesta modal: Diez primeros modos de vibración.

5.4.1. ACCIONES EN BASE

Los resultados de las acciones en base son un parámetro muy importante para el diseñador, a partir de los cuales se puede generar una idea preliminar de la magnitud y relevancia de los efectos causados tanto por cargas gravitacionales como sísmicas.

Por un lado, es previsible que la presión de contacto ejercida sobre el suelo y el peso de la estructura reportaran los mismos resultados para ambos modelos; sin embargo, se considera importante realizar esta verificación como elemento de control.

Por otro lado, se identifica una variación en cuanto a la magnitud de momentos y cortantes resultantes en la base de la estructura al comparar el método convencional con el método MSM.

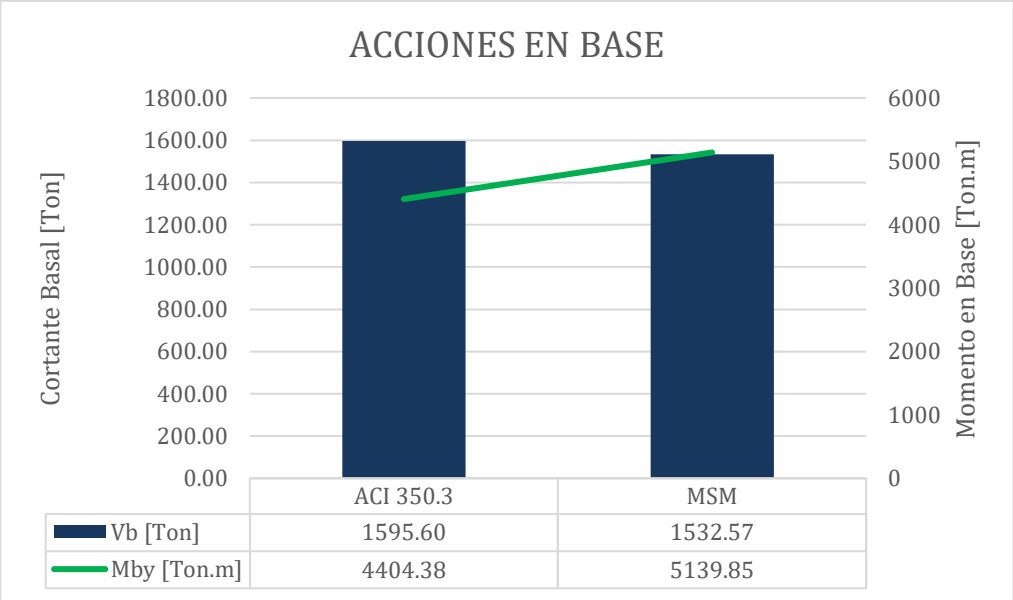


Figura 82 Comparación de Acciones en Base – ACI 350.3 vs. MSM

Fuente: Elaboración propia.

En la figura anterior se observa que los resultados presentados en cuanto a cortante basal son similares. La variación entre ambos es de aproximadamente 4% y se debe a las simplificaciones empleadas durante la modelación del método convencional para generar la distribución de las presiones impulsivas y convectivas sobre las paredes del tanque.

De igual manera, el momento en base exhibe una variación entre los resultados de un método u otro. Esto se debe a las simplificaciones adoptadas al momento de modelar el modelo por el método convencional dado que, al ajustar la pendiente de la distribución de presiones en vertical, se produce un desface en la altura a la que se concentran las masas convectivas en impulsivas con respecto a la base del tanque. Esta variación rodea el 15%.

5.4.2. DEFORMACIONES MÁXIMAS

La geometría de la deformada en los muros perimetrales ante condiciones de servicio, al igual que las deformaciones en condiciones últimas, han sido análogas tanto para el método ACI 350.3 como para el método MSM; sin embargo, es notorio que la deformada del modelo

masa/resorte presenta discontinuidades sobre los ejes radiales debido a la modelación de los resortes correspondientes a la rigidez de la masa convectiva.

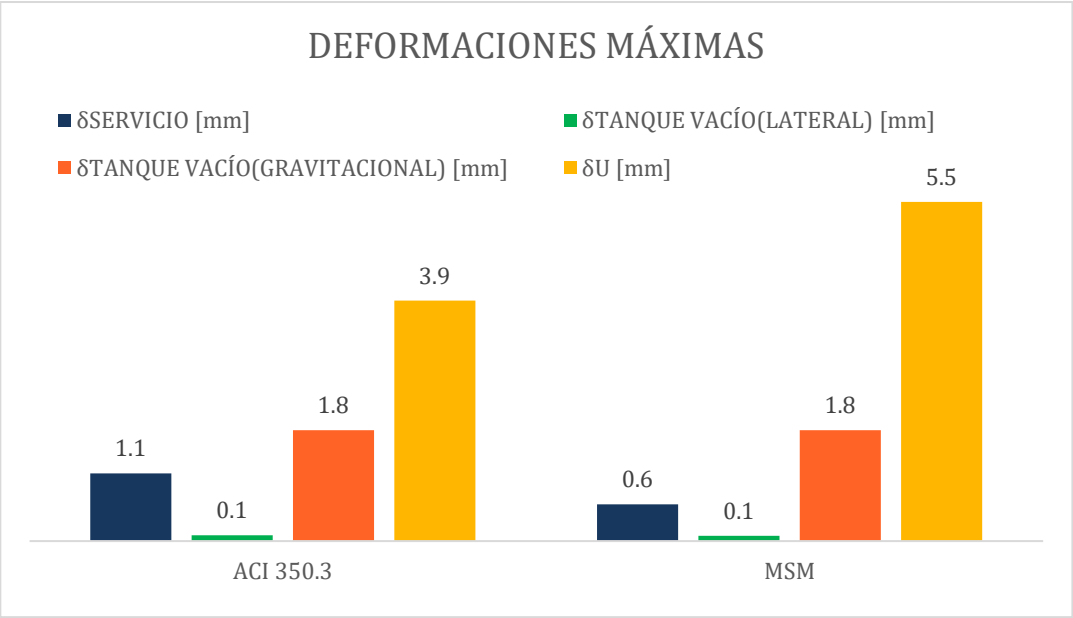


Figura 83 Comparación de deformaciones máximas – ACI 350.3 vs. MSM

Fuente: Elaboración propia.

Por otro lado, las deformaciones máximas esperadas del caso del modelo masa/resorte se presentan en la corona del muro perimetral, mientras que las deformaciones máximas esperadas del modelo convencional se encuentran a media altura. Esto se debe a la variación en la distribución vertical de la rigidez lateral de los muros, causada por la modelación de los resortes y diafragmas requeridos por el método MSM para la simulación del comportamiento dinámico del fluido.

5.4.3. ACCIONES EN MUROS PERIMETRALES

Las combinaciones de carga que incluyen la componente sísmica han resultado críticas en los muros perimetrales, tanto para momentos y cortantes como para carga axial longitudinal. En términos generales, la combinación crítica para acciones internas de los elementos fue U5 (1.2 (D+F) + 1.0 E + 1.6 H).

Los resultados del análisis en el modelo convencional, comparados con los del modelo masa/resorte, presentan mapas de momentos y cortantes semejantes. La diferencia entre ellos radica en que, a diferencia del modelo convencional, el modelo masa/resorte expone una concentración de acciones a la altura de concentración de las masas impulsiva y convectiva. Por esta razón, la magnitud de momentos y cortantes máximos es ligeramente superior en este modelo.

En cuanto a la tensión anular, se presenta un caso parecido al de las deformaciones máximas esperadas. Debido a la diferencia entre la distribución de rigidez lateral, las tensiones máximas en el modelo masa/resorte se localizan de manera incremental en elevación; por su lado, el modelo convencional presenta tensiones máximas a media altura. A este efecto se suma una variación en la magnitud de la carga axial de 10% aproximadamente.

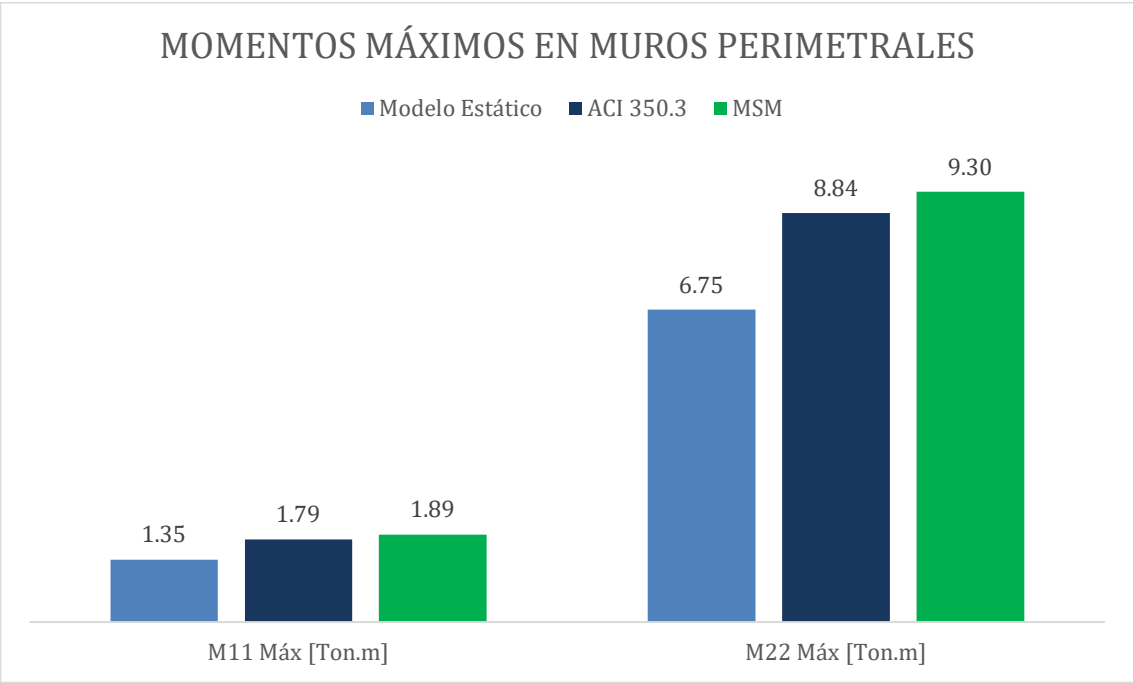


Figura 84 Comparación de momentos máximos – Estático vs. ACI 350.3 vs. MSM

Fuente: Elaboración propia.

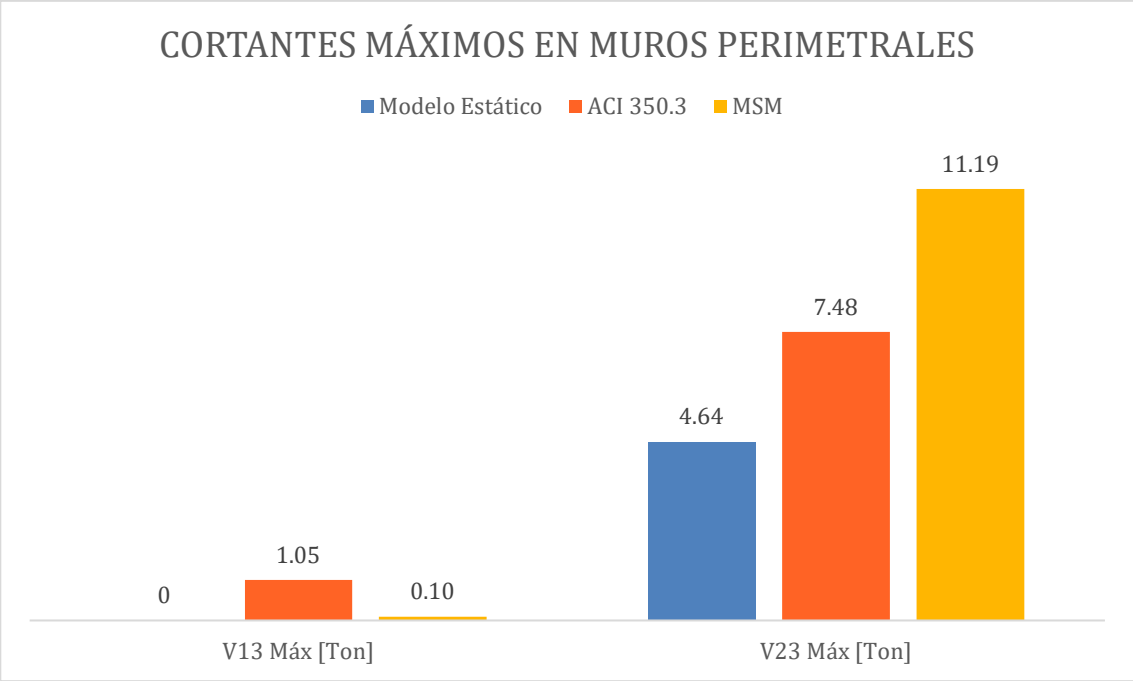


Figura 85 Comparación de cortantes máximos – Estático vs. ACI 350.3 vs. MSM

Fuente: Elaboración propia.

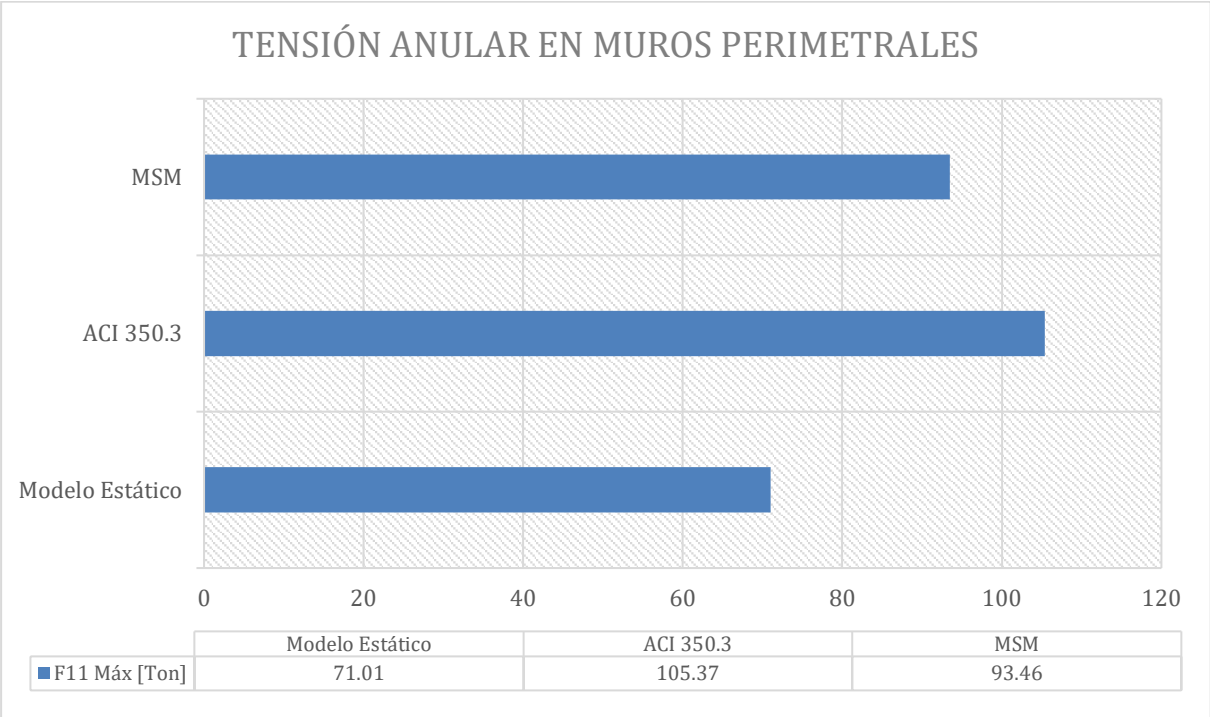


Figura 86 Comparación de Tensiones perimetrales – Estático vs. ACI 350.3 vs. MSM

Fuente: Elaboración propia.

5.4.4. RESPUESTA MODAL ESPECTRAL.

La respuesta modal espectral es completamente distinta entre el método ACI350.3 y el método MSM. Por un lado, el modelo convencional presentó resultados homogéneos en cuanto a los periodos de los modos de vibración. Por otro lado, el modelo masa/resorte presentó un periodo extremadamente alto en el primer modo de vibración, seguido de periodos cortos y bastante homogéneos a partir del segundo modo. A continuación, se presenta un resumen de los 10 primeros modos para cada método:

	ACI 350.3	**MSM**
Modo	**Periodo**	**Periodo**
---	s	s
1	0.164	17.570
2	0.164	0.072
3	0.154	0.072
4	0.154	0.071
5	0.142	0.071
6	0.142	0.070
7	0.132	0.070
8	0.132	0.066
9	0.111	0.066
10	0.111	0.065

Tabla 9 Comparación de Respuestas Modales – ACI 350.3 vs. MSM

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO VI

6. DISEÑO Y DETALLAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS DE HORMIGÓN ARMADO

El presente capítulo se enfoca en precisar la generalidad de los criterios y requerimientos necesarios para un correcto diseño y detallamiento de los elementos estructurales de tanques y reservorios cilíndricos de hormigón armado, tales como el caso de estudio planteado. De manera específica, se abarcarán temas relacionados al dimensionamiento geométrico de los elementos estructurales, y las especificaciones de los materiales a utilizar, el diseño del refuerzo necesario para resistir las solicitaciones obtenidas del análisis, así como los criterios limitantes y requerimientos mínimos, y las recomendaciones para el detallamiento estructural.

6.1. GEOMETRÍA DE TANQUES CILÍNDRICOS

El predimensionamiento de los elementos estructurales del tanque cilíndrico constituye el primer paso hacia un diseño estructural adecuado, para lo cual habrá que sustentarse en la bibliografía.

El código ACI 350-06 define algunos criterios limitantes para la configuración geométrica de los elementos estructurales, entre los cuales se destacan aquellos mencionados a continuación (American Concrete Institute, 2006a):

- La sección 7.7.1 define el recubrimiento libre mínimo para la protección del refuerzo para hormigón colado in-situ. En elementos expuestos permanentemente al suelo se deberá colocar 7.5 cm y en muros, vigas o columnas en contacto con agua se deberá colocar 5.0 cm.

- La sección 14.6 del código establece que el espesor mínimo para muros de más de 3 metros de altura será de 30 cm. Para alturas inferiores, el espesor no podrá ser menor a 15 cm.
- La sección 19.2 establece que el espesor mínimo para elementos tipo membrana no será inferior a 10 cm, lo cual es aplicable generalmente a losas de cubierta o elementos interiores del tanque cilíndrico.

En cuanto a la relación entre el diámetro y la altura recomendados para este tipo de estructuras, la revista “International Journal of Advances and Trends in Engineering Materials and their Applications” publicó en 2012 un artículo en el cual se evalúa el comportamiento de las fuerzas hidrodinámicas sobre tanques de almacenamiento circulares durante la acción de un sismo. El resultado del estudio concluye que: para tanques circulares con una relación de aspecto R/H inferior a 0.66, los muros se comportan como una viga en cantiliver y la componente impulsiva resulta ser mandatoria en el movimiento; por el contrario, si la relación R/H resulta ser mayor a 0.66, la componente convectiva será la que controle el movimiento (Khouri & Elias, 2012).

Un estudio posterior, realizado por Titiksh (2019), ha analizado los costos directos de construcción para tanques de hormigón armado con varias relaciones de aspecto. La conclusión de este estudio ha determinado que la relación de aspecto R/H óptima es de 0.833 (H/D=0.60).

En el contexto establecido en los párrafos anteriores, es altamente recomendable utilizar una relación de aspecto R/H mayor a 0.66 y cercana a 0.833. De esta manera, se mitigarán los daños causados por el oleaje en la estructura y sus alrededores, se reducirá el momento de volteo y será más fácil de predecir el comportamiento general de la estructura.

6.2. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN ARMADO PARA TANQUES CILÍNDRICOS

El hormigón que se utiliza en estructuras hidráulicas estará expuesto a distintos agentes ambientales que pueden comprometer la integridad de la estructura. Por esta razón, el código define parámetros normativos para la elaboración de un material resistente a los sulfatos y bajo contenido de la relación agua/cemento. Estos requerimientos están descritos en la Tabla 4.3.1 del código.

TABLE 4.3.1—REQUIREMENTS FOR CONCRETE EXPOSED TO SULFATE-CONTAINING SOLUTIONS

Sulfate exposure	Water soluble sulfate (SO_4) in soil, percent by weight	Sulfate (SO_4) in water, ppm	Cement type	Maximum water-cementitious ratio, by weight*	Minimum specified compressive strength f_c', psi*
Negligible	0.00-0.10	0-150	—	0.45	—
Moderate†	0.10-0.20	150-1500	II, IP(MS), IS(MS), I(PM)(MS), I(SM)(MS)	0.42	4500
Severe	0.20-2.00	1500-10,000	V	0.40	5000
Very severe‡	Over 2.00	Over 10,000	V plus pozzolan§	0.40	5000

*A lower water-cementitious materials ratio or higher strength may be required for corrosion protection for concrete exposed to chlorides (Table 4.2.2).
†Seawater.
‡Additional corrosion barriers such as coatings or liners shall be required for very severe exposure.
§Pozzolan that has been determined by test or service record to improve sulfate resistance when used in concrete containing Type V cement.

Tabla 10 Requerimientos para hormigón expuesto a sulfatos – ACI 350-06.

Fuente: American Concrete Institute (2006a).

Como se puede observar en la tabla anterior, dependiendo del grado de exposición a los sulfatos se establece una capacidad a la compresión mínima del hormigón. Esta limitante influirá directamente sobre el módulo de elasticidad empleado para el análisis estructural. Pese a que los requerimientos del código son claras respecto a las expresiones para la determinación de este módulo, se recomienda emplear expresiones calibradas a la localidad en la cual se pretenda construir la estructura.

Por otro lado, las propiedades del acero de refuerzo establecidas por el código ACI 350 datan de la época en la que fue publicada su versión más reciente: 2006. Esto implica que algunas de las consideraciones realizadas entonces pueden caer en la obsolescencia. Por esta razón, se recomienda emplear los requerimientos definidos por el código ACI 318-19.

Table 20.2.2.4(a)—Nonprestressed deformed reinforcement

Usage	Application		Maximum value of f_y or f_{yt} permitted for design calculations, psi	Applicable ASTM specification			
				Deformed bars	Deformed wires	Welded wire reinforcement	Welded deformed bar mats
Flexure; axial force; and shrinkage and temperature	Special seismic systems	Special moment frames	80,000	A706[2]	Not permitted	Not permitted	Not permitted
		Special structural walls[1]	100,000				
	Other		100,000[3] [4]	A615, A706, A955, A996, A1035	A1064, A1022	A1064, A1022	A184[5]
Lateral support of longitudinal bars; or concrete confinement	Special seismic systems		100,000	A615, A706, A955, A996, A1035	A1064, A1022	A1064[6], A1022[6]	Not permitted
	Spirals		100,000	A615, A706, A955, A996, A1035	A1064, A1022	Not permitted	Not permitted
	Other		80,000	A615, A706, A955, A996	A1064, A1022	A1064, A1022	Not permitted
Shear	Special seismic systems[7]	Special moment frames[8]	80,000	A615, A706, A955, A996	A1064, A1022	A1064[6], A1022[6]	Not permitted
		Special structural walls[9]	100,000				
	Spirals		60,000	A615, A706, A955, A996	A1064, A1022	Not permitted	Not permitted
	Shear friction		60,000	A615, A706, A955, A996	A1064, A1022	A1064, A1022	Not permitted
	Stirrups, ties, hoops		60,000	A615, A706, A955, A996, A1035	A1064, A1022	A1064 and A1022 welded plain wire	Not permitted
			80,000	Not permitted	Not permitted	A1064 and A1022 welded deformed wire	Not permitted
Torsion	Longitudinal and transverse		60,000	A615, A706, A955, A996	A1064, A1022	A1064, A1022	Not permitted
Anchor reinforcement	Special seismic systems		80,000	A706[2]	Not permitted	Not permitted	Not permitted
	Other		80,000	A615, A706, A955, A996	A1064, A1022	A1064, A1022	A184[5]
Regions designed using strut-and-tie method	Longitudinal ties		80,000	A615, A706, A955, A996	A1064, A1022	A1064, A1022	Not permitted
	Other		60,000				

[1] All components of special structural walls, including coupling beams and wall piers.

[2] ASTM A615 Grade 60 shall be permitted if requirements of 20.2.2.5(b) are satisfied.

[3] In slabs and beams not part of a special seismic system, bars that pass through or extend from special structural walls shall satisfy 20.2.2.5.

[4] Longitudinal reinforcement with f_y > 80,000 psi is not permitted for intermediate moment frames and ordinary moment frames resisting earthquake demands E.

[5] Welded deformed bar mats shall be permitted to be assembled using only ASTM A615 or A706 deformed bars of Grade 60 or Grade 80.

[6] ASTM A1064 and A1022 are not permitted in special seismic systems if the weld is required to resist stresses in response to confinement, lateral support of longitudinal bars, shear, or other actions.

[7] This application also includes shear reinforcement with a maximum value of 80,000 psi f_y or f_{yt} permitted for design calculations for diaphragms and foundations for load combinations including earthquake forces if part of a building with a special seismic system.

[8] Shear reinforcement in this application includes stirrups, ties, hoops, and spirals in special moment frames.

[9] Shear reinforcement in this application includes all transverse reinforcement in special structural walls, coupling beams, and wall piers. Diagonal bars in coupling beams shall comply with ASTM A706 or Footnote [2].

Tabla 11 Propiedades de acero deformado para hormigón no pretensado – ACI 318-19.

Fuente: American Concrete Institute (2019).

6.3. REFORZAMIENTO DE TANQUES CILÍNDRICOS

El diseño del acero de refuerzo de los muros, tanto vertical como longitudinal, dependerá de las solicitaciones en flexión y tensión obtenidas del análisis estructural. Igualmente, las losas serán diseñadas en función de los esfuerzos transmitidos por el líquido y por los muros. Para todos los elementos se debe verificar la resistencia al corte, la cuantía de acero mínima y el nivel de fisuramiento máximo del hormigón en condiciones de servicio.

En cuanto a la resistencia a flexión y tensión, el código ACI 350-06 establece que se estime la cuantía de acero de acuerdo con la teoría de última resistencia. Los factores de reducción, combinaciones de carga y control de deflexiones requeridas por el diseño se especifican en las secciones 9.2, 9.3 y 9.5 (American Concrete Institute, 2006a).

El refuerzo a flexión se lo realiza principalmente en la dirección vertical para resistir los momentos alrededor del eje tangencial, los cuales serán críticos para el diseño. Se considerará únicamente el aporte del acero en la zona de tensión.

$$Flexión: \emptyset_f Mn \geq Mu \rightarrow \emptyset_f = 0.9$$

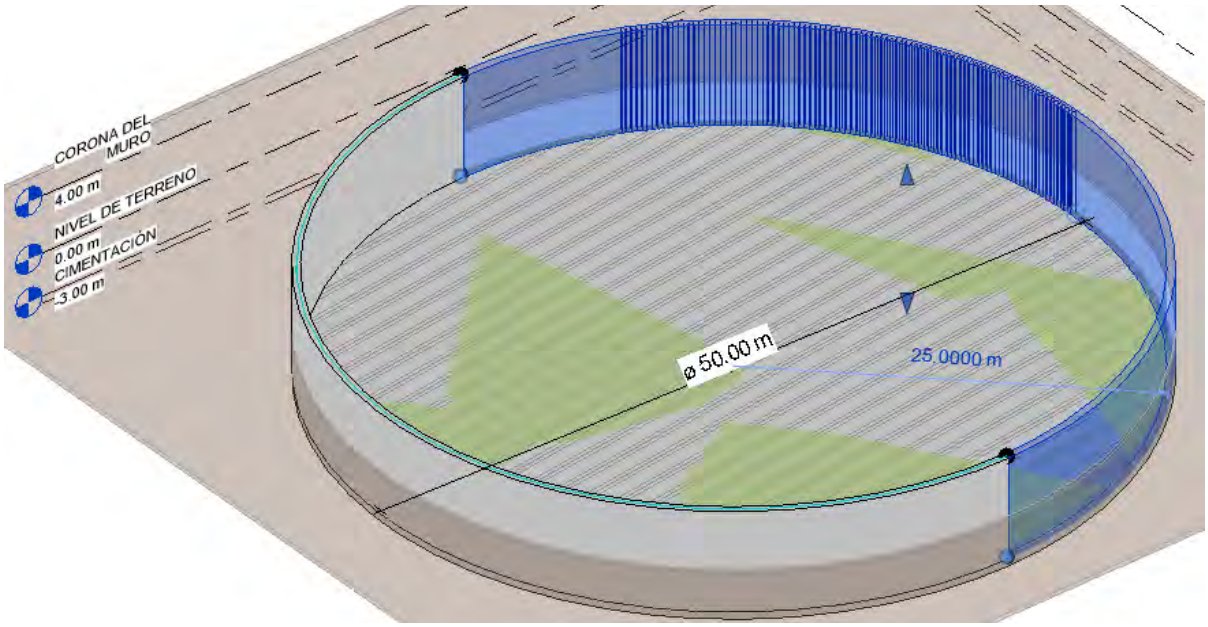


Figura 87 Refuerzo por Flexión – Tanque Cilíndrico

Fuente: Elaboración propia.

En la dirección longitudinal, el refuerzo se diseñará para resistir las cargas de tensión perimetral. En este caso, se despreciará el aporte del concreto para evitar esfuerzos de agrietamiento, y se considerará el aporte de todo el refuerzo contenido en la sección.

$$Tensión: \emptyset_t Rn \geq Ru \rightarrow \emptyset_t = 0.9$$

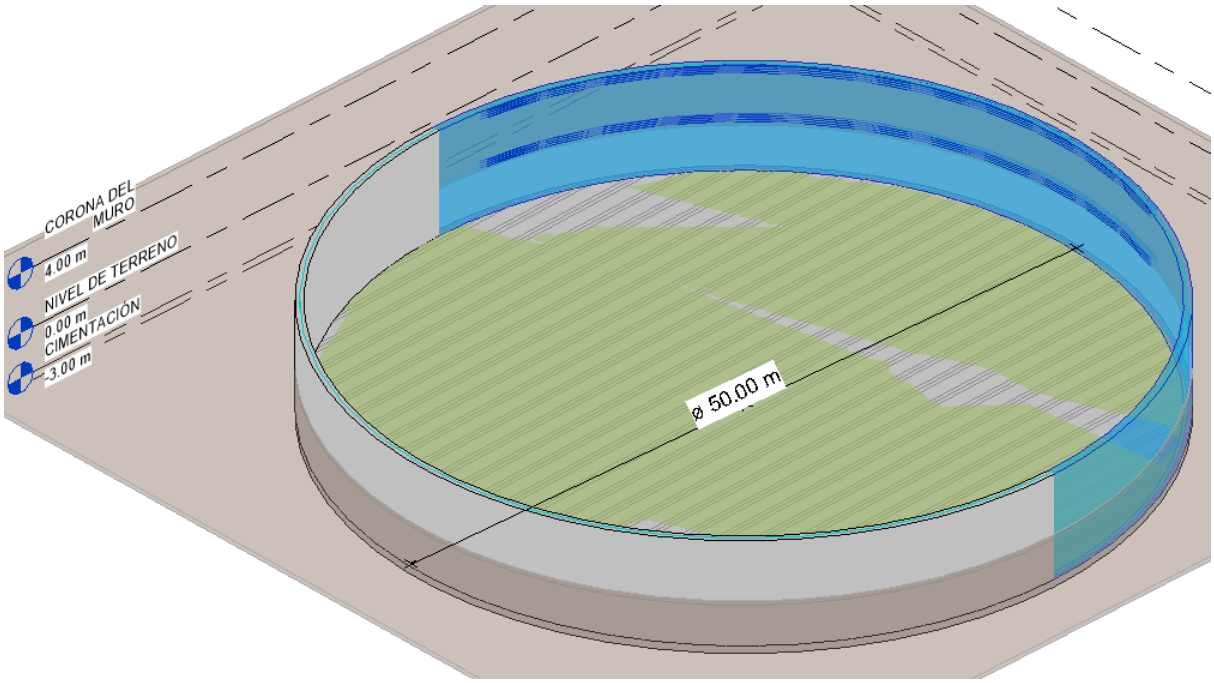


Figura 88 Refuerzo por tensión perimetral – Tanque Cilíndrico

Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente se deberá realizar una verificación de la resistencia a corte de la sección de hormigón en contraste con las solicitaciones tomadas del análisis. Para este efecto se recomienda obviar el aporte de acero de refuerzo a la resistencia, de manera que el hormigón sea capaz de soportar los esfuerzos a cortante por sí mismo, sin llegar a la falla. La sección 11.3 del código ACI establece la siguiente expresión para la estimación de la resistencia del hormigón a corte (American Concrete Institute, 2006a).

$$\mathrm{Vc} = 0.53\sqrt{f'c} * b * d\ [kgf; cm]$$

$$Cortante: \emptyset_v Vn \geq Vu \rightarrow \emptyset_v = 0.75$$

6.3.1. CUANTÍA MÍNIMA

En lo que respecta al acero mínimo de refuerzo por flexión, la sección 10.5 del código ACI 350-06 establece una cuantía de 0.0033 en la zona de tracción del concreto. Tomando en consideración que tanto muros como losas se verán sometidos a movimientos cíclicos durante un evento sísmico, es conveniente emplear esta cuantía mínima en ambas caras de la sección (American Concrete Institute, 2006a).

Por otro lado, para la determinación de la cuantía mínima debida a los efectos de retracción y fraguado del hormigón, el código ACI 350-06 presenta los siguientes requerimientos:

TABLE 7.12.2.1—MINIMUM SHRINKAGE AND TEMPERATURE REINFORCEMENT

Length between movement joints, ft	Minimum shrinkage and temperature reinforcement ratio	
	Grade 40	Grade 60
Less than 20	0.0030	0.0030
20 to less than 30	0.0040	0.0030
30 to less than 40	0.0050	0.0040
40 and greater	0.0060*	0.0050*

*Maximum shrinkage and temperature reinforcement where movement joints are not provided.

Note: This table applies to spacing between expansion joints and full contraction joints. When used with partial contraction joints, the minimum reinforcement ratio shall be determined by multiplying the actual length between partial contraction joints by 1.5.

Tabla 12 Cuantía mínima de acero por retracción y fraguado – ACI 350-06.

Fuente: American Concrete Institute (2006a).

En la tabla anterior se define la cuantía mínima de una sección en función del grado del acero de refuerzo empleado y la distancia entre juntas constructivas; sin embargo, debido a la incertidumbre que puede causar el proceso constructivo durante la etapa de diseño, se recomienda emplear los criterios definidos por el código ACI 224-01. Este código establece, en su sección 3.5.2, una cuantía de 0.006 para garantizar un control de fisuración admisible (American Concrete Institute, 2001).

6.3.2. CONTROL DE FISURACIÓN

Uno de los criterios fundamentales del diseño de estructuras hidráulicas es la verificación por condiciones de serviciabilidad del hormigón armado. Este es el principal aporte del código ACI 350-06, ya que la limitación del esfuerzo máximo del acero (relacionado con el ancho de fisura permisible) busca garantizar la impermeabilidad de los elementos estructurales y evitar el colapso de la estructura por filtración del líquido contenido. Para ello se deberán considerar las siguientes acotaciones (American Concrete Institute, 2006a):

- El control de serviciabilidad está ligado directamente con el espaciamiento del acero de refuerzo y el diámetro de las varillas. Según la sección 7.12.2 del código, el acero de refuerzo de un elemento tipo muro o losa no deberá espaciarse a más de 300 mm y el diámetro mínimo de una varilla de refuerzo a usar será 13 mm.
- Este control se realizará para verificar que, para cargas de serviciabilidad, la estructura sea capaz de resistir las solicitaciones sin llegar a la fluencia del acero. El cumplimiento de este criterio se verifica de acuerdo con la expresión 10-4 de la sección 10.6.4.

$$fs_{máx} = \frac{320}{\beta\sqrt{s^2 + 4(2 + d_b/2)^2}} \leq 36\ Ksi$$

- A partir del esfuerzo del acero de refuerzo se puede estimar el ancho de fisura promedio que se producirá en el concreto, de acuerdo con la sección C10.6.4 del código.

$$w = 0.076\,\beta\, fs^3 \sqrt[3]{dc\ A}$$

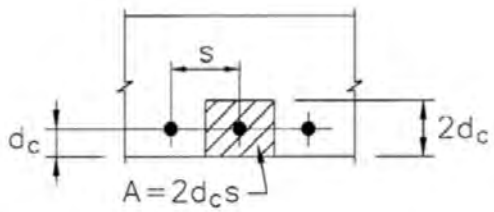


Fig. RC.10.6.4—Effective tension area of concrete.

Figura 89 Área de tensión efectiva del concreto – Control de Fisuración ACI 350-06

Fuente: American Concrete Institute (2006a).

6.4. DETALLAMIENTO ESTRUCTURAL DE TANQUES CILÍNDRICOS

En esta sección se describen las recomendaciones a nivel de detalle para el diseño de los elementos estructurales que conforman los tanques y reservorios cilíndricos de hormigón armado. Este nivel de detallamiento responde a la necesidad de generar condiciones que permitan un adecuado comportamiento global de la estructura.

Si se considera que la tensión perimetral resulta ser el parámetro crítico en este tipo de estructuras, al mismo tiempo que se desprecia la capacidad del hormigón a resistir esfuerzos de tensión, entonces es altamente recomendable incluir vigas anillo o elementos internos del muro en sentido perimetral. Esto se generará a partir de una sección de hormigón armado confinada mediante el uso de estribos sobre el refuerzo longitudinal del muro, aplicado en las zonas de mayor demanda.

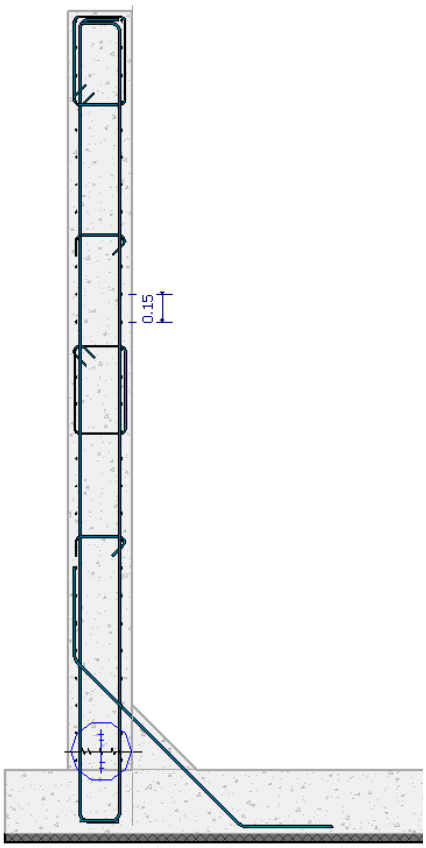


Figura 90 Vigas Anulares – Detallamiento Estructural de Tanques Cilíndricos

Fuente: Elaboración propia.

En cuanto a la distribución de traslapes en tensión para muros y losas, la ACI 350-06 (American Concrete Institute, 2006b), en su sección 12.15, establece como recomendación general que dicha distribución sea como máximo el 50% del refuerzo de manera simultánea. Por otro lado, pese a que la longitud de traslape se define a partir de la clasificación de la varilla y de la longitud de desarrollo establecida (sección 12.2, ACI 350), es recomendable utilizar por lo menos 60 diámetros de varilla como longitud de traslape. Estas recomendaciones permitirán una adecuada transferencia de carga.

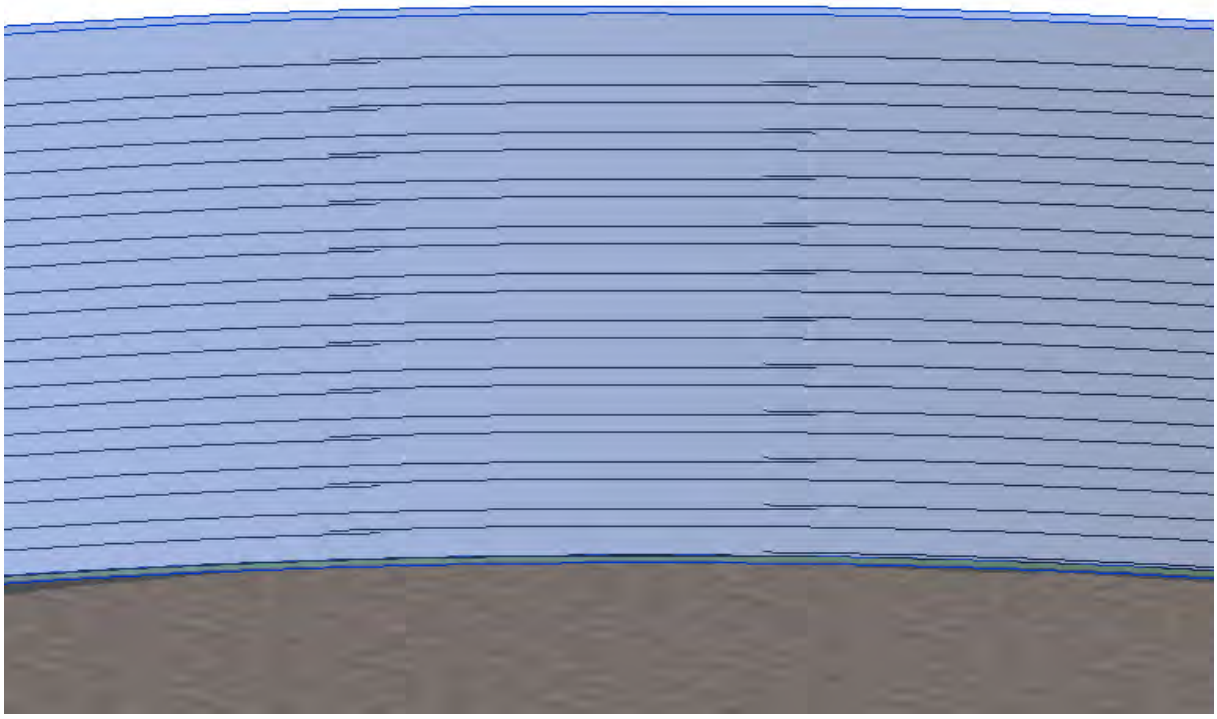


Figura 91 Distribución máxima de traslapes en vertical – Detallamiento Estructural de Tanques Cilíndricos

Fuente: Elaboración propia.

Con el propósito de evitar la manifestación de planos de falla verticales, se recomienda de manera adicional emplear el mismo criterio de distribución máxima de traslapes en sentido horizontal. Esta práctica permite garantizar un adecuado comportamiento de los muros perimetrales de un tanque cilíndrico.

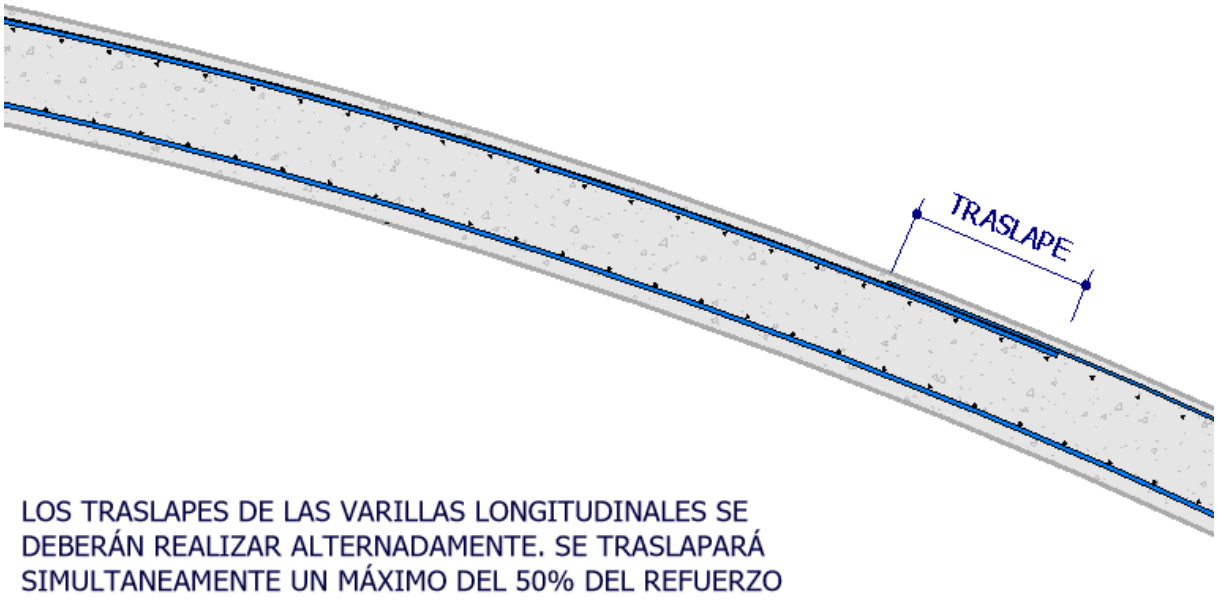


Figura 92 Distribución máxima de traslapes en horizontal – Detallamiento Estructural de Tanques Cilíndricos

Fuente: Elaboración propia.

Una parte fundamental al momento del detallamiento estructural en elementos de hormigón armado es la terminación del acero de refuerzo y la configuración de zonas de coyuntura (tales como la unión entre muros y losas). Al respecto, la ACI 350-06 (2006a) define en su capítulo 7 los requerimientos para ganchos estándar, los cuales son iguales a aquellos establecidos en el capítulo 25 del código ACI 318-19 (2019).

Adicionalmente, la ACI 350-06 establece recomendaciones para ganchos en zonas sísmicas (American Concrete Institute, 2006a):

- Utilizar terminaciones no menores a 135° en estribos, corbatas, o cualquier elemento utilizado como refuerzo a cortante o confinamiento.
- Utilizar una extensión de 6 diámetros de varilla o 75 milímetros en las terminaciones de varillas longitudinales dentro nudos o juntas entre elementos estructurales.

Como recomendación adicional, se considera importante utilizar una varilla de refuerzo adicional que transfiera los esfuerzos de tensión entre los muros y la losa de cimentación, considerando un chaflan de recubrimiento, tal como se ilustra en la siguiente figura:

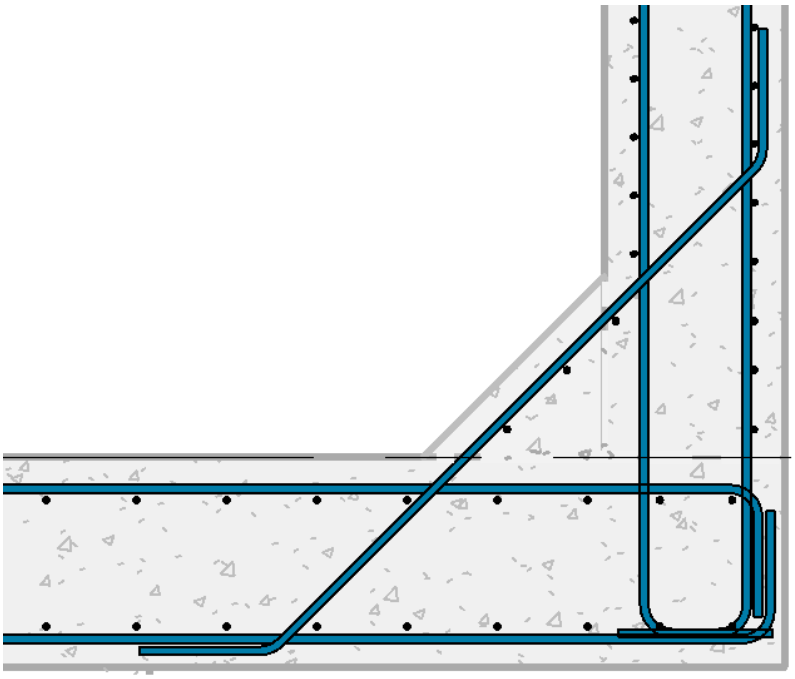


Figura 93 Reforzamiento en juntas entre muros y losas de cimentación – Detallamiento Estructural de Tanques Cilíndricos

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, se considera imprescindible tomar en consideración las siguientes recomendaciones de la ACI 350-06 con respecto a la protección contra filtraciones de los elementos contenedores de líquido que se encuentran en contacto con el suelo:

- Dependiendo de la planificación durante la etapa de construcción de la estructura se establecerán juntas constructivas, tanto en muros como en losas. En este punto es recomendable emplear el uso de barreras contra agua (waterstops) para evitar filtraciones del líquido contenido. Estas barreras se deben colocar de manera continua y uniforme a lo largo de la junta, deberán tener un recubrimiento mínimo de 5 cm a cada

lado y se separarán del acero de refuerzo 2.5 cm como mínimo (American Concrete Institute, 2006a, pág. 461).

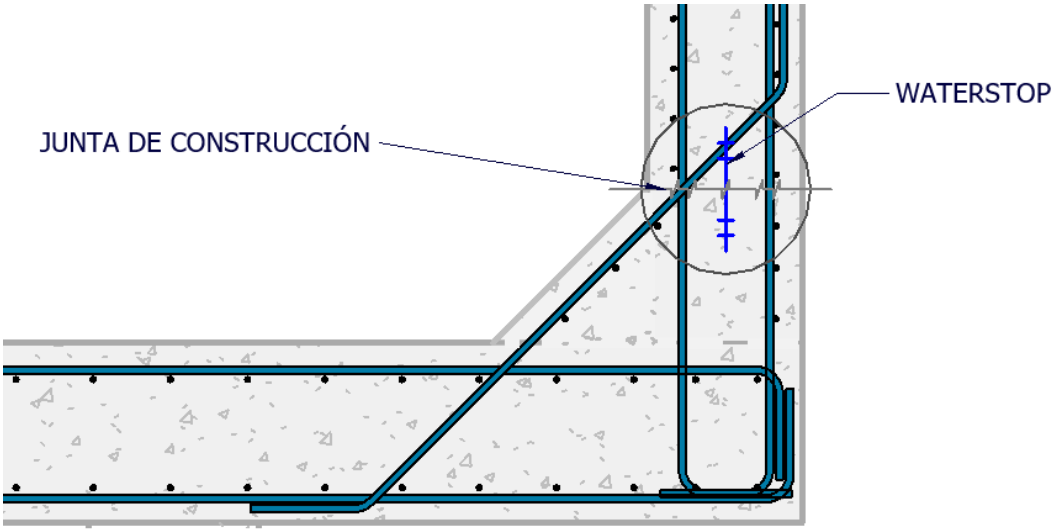


Figura 94 Localización de juntas constructivas y waterstop – Detallamiento Estructural de Tanques Cilíndricos

Fuente: Elaboración propia.

- Con el propósito de evitar la filtración del líquido contenido, es recomendable colocar una malla geotextil o un impermeabilizante sobre la superficie del tanque que se encuentra en contacto con el suelo. De igual manera, esta recomendación aplica para evitar erosión de la superficie del hormigón en caso de que los elementos estructurales se encuentren bajo el nivel freático (American Concrete Institute, 2006a, pág. 463).

CAPÍTULO VII

7. CONCLUSIONES

La intención original de esta investigación ha sido evaluar los resultados del análisis estructural de un caso de estudio propuesto, de manera tal que se evidencien las diferencias relativas presentadas mediante dos modelos matemáticos distintos, y exponer paralelamente las pautas y recomendaciones constructivas señaladas por la bibliografía para estructuras cilíndricas contenedoras de líquido. Esta meta se ha alcanzado satisfactoriamente, complementando de manera bilateral el análisis estructural con criterios de diseño.

7.1. CONSIDERACIONES GENERALES

De la relación entre vulnerabilidad y amenaza sísmica de tanques y reservorios cilíndricos de hormigón armado se establece la necesidad de un proceso de análisis y diseño sismorresistente. Para ello se deberá considerar en primera instancia los mecanismos de falla típicos de la estructura y sus respectivas medidas de mitigación de daño, entre las cuales resaltan los siguientes puntos:

- Para evitar daños en conexiones entre tanques y tuberías se deberá contemplar el uso de accesorios sismorresistentes o materiales flexibles.
- Para evitar el falla parcial o total de la cimentación, causada por la interacción entre el suelo y la estructura, se deberá contemplar un control adecuado de asentamientos, construir sobre suelos competentes (evitar suelos heterogéneos, expansivos o licuables), y reconocer la necesidad de un mejoramiento de suelo de ser necesario.
- Para evitar daños sobre el acero de refuerzo ante la presencia de agrietamiento en el hormigón, se deberá contemplar un correcto diseño y detallamiento de las secciones.

7.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

A partir de los resultados analíticos obtenidos mediante el modelo de análisis estructural pseudo-estático (definido por la ACI 350.3) y del modelo de análisis dinámico (masa/resorte), ha sido posible llegar a varias conjeturas, mismas que se exponen a continuación:

- Los resultados de las acciones en base de la estructura presentan valores similares, comparando el modelo convencional con el modelo dinámico. Por un lado, el método convencional resulta ser conservador con una variación del 4% en el cortante basal; por otro lado, el momento en base del método dinámico supera con un 15% a los valores presentados por el método estático.
- En cuanto a la deformada de la estructura para condiciones de servicio, los resultados mantienen la tendencia uniforme entre los dos métodos; sin embargo, al momento de evaluar las deformaciones en muros causadas bajo condiciones últimas se ha determinado que existe una variación importante (cercana al 40%). En este caso, el modelo masa/resorte es predominantemente más conservador
- Los mapas de momentos obtenidos mediante ambos métodos han sido evaluados tomando en consideración sus valores máximos. Como resultado de la evaluación se obtienen variaciones cercanas al 5%, lo que indica un rango aceptable de variación.
- Las fuerzas cortantes muestran variaciones más bruscas, superiores al 30% (según el análisis comparativo, sección 5.4). Este rango de variación es importante al momento de realizar el diseño de los elementos estructurales y deja en evidencia una notable limitación del método convencional.
- El estado de tensión perimetral tiene una particularidad al comparar ambas metodologías. La zona crítica de tensión perimetral en el caso del modelo

convencional se encuentra a media altura, mientras que la zona crítica del modelo dinámico se encuentra en la corona del muro. Las mayores magnitudes de tensión se han presentado en el modelo convencional (10% adicional). En este caso, ya que no es posible descartar los resultados de uno u otro modelo, se ve la necesidad de reforzar la estructura para resistir las dos condiciones.

- La respuesta modal de los dos modelos es distinta, como se ha mencionado anteriormente. Esto se debe a las condiciones de rigidez lateral de los muros según las consideraciones de cada modelo, y al desfase en la vibración de la masa convectiva respecto de la masa impulsiva y la masa propia de la estructura. Cualquiera que sea el caso, no habrá una influencia significativa al momento de realizar el diseño.
- Un profesional que ignorase las cargas dinámicas del líquido contenido en estructuras de este tipo cometería un error relativo al 30% de la demanda esperada en condiciones últimas. Esto desencadenaría en una deficiencia importante en la resistencia de los elementos estructurales. Por esta razón, se evidencia la necesidad de realizar un análisis estructural que considere los efectos del sismo.

Después de la evaluación se concluye que el método convencional presenta resultados confiables y, en términos prácticos, es un punto de partida suficientemente acertado como para realizar un diseño sismorresistente adecuado; sin embargo, es recomendable considerar una calibración del modelo considerando: 40% en la magnitud de las fuerzas cortantes, un reforzamiento a media altura del muro equivalente al requerido en la corona del muro y una reducción del 40% en la tolerancia de las deformaciones máximas esperadas.

7.3. DISEÑO Y DETALLAMIENTO

Paralelamente, se ha realizado una recapitulación general de las recomendaciones y requerimientos de diseño normativos, aplicables a tanques y reservorios cilíndricos. El nivel y caracterización del detallamiento de los elementos de hormigón armado que constituyen las estructuras hidráulicas tiene una relevancia similar a la del análisis para alcanzar un comportamiento adecuado durante su etapa de construcción y operación.

Aspectos tales como las características geométricas de la estructura, propiedades de los materiales, diseño y detallamiento de las secciones de hormigón armado, constituyen pautas fundamentales para la aplicación práctica del contenido de este estudio en el campo de la ingeniería estructural. Las principales recomendaciones abarcadas en el capítulo 6 se resumen a continuación:

- Los elementos expuestos permanentemente al suelo se deberán tener un recubrimiento de 7.5 cm. Los elementos en contacto con agua se deberán tener un recubrimiento de 5 cm.
- Para muros con alturas superiores a 3 metros se deberá utilizar un espesor mínimo de 30 cm. En losas de cubierta o elementos tipo membrana se utilizará un espesor de 10 cm como mínimo.
- La relación de aspecto (R/H) recomendable para muros en tanques o reservorios cilíndricos debe ser mayor a 0.66.
- En estructuras de baja exposición a los sulfatos, la relación agua/cemento no deberá superar 0.45. Se recomienda utilizar una resistencia a la compresión de hormigón de 28 MPa como mínimo. Por otro lado, en estructuras expuestas a concentraciones moderadas, la relación agua cemento será 0.42 o menor y la capacidad a la compresión del hormigón será mínimo de 31 MPa. Adicionalmente, en estructuras

de severa y muy severa exposición a los sulfatos, la relación agua cemento deberá ser menor o igual a 0.40 y la capacidad a la compresión del hormigón será mínimo de 35 MPa.

- El diseño de la armadura vertical en muros, así como la armadura longitudinal y transversal en losas, se realizará a flexión. El diseño de la armadura longitudinal en muros deberá ser capaz de resistir las solicitaciones tanto a flexión como a tensión perimetral (principalmente la última). Adicionalmente, se deberá verificar la capacidad a cortante de las secciones considerando únicamente el aporte del hormigón.
- En todos los casos, la armadura cumplir con los criterios de cuantía mínima y espaciamiento máximo definidos por los criterios de serviciabilidad para el control del ancho de fisura y la mitigación de los efectos de retracción y fraguado.
- Generar vigas perimetrales embebidas en los muros, confinando varillas de refuerzo longitudinal en las zonas críticas de tensión, permitirá un adecuado comportamiento global de la estructura. Esta práctica es altamente recomendable.
- Los traslapes del refuerzo longitudinal deberá realizarse alternadamente, con un máximo simultáneo del 50% de la cuantía. Esto evitará planos de falla verticales y asegurará una adecuada transferencia de carga.
- La terminación del refuerzo deberá cumplir con los siguientes criterios: Utilizar terminaciones no menores a 135° en estribos, corbatas, o cualquier elemento utilizado como refuerzo a cortante o confinamiento y utilizar una extensión de 6 diámetros de varilla o 75 milímetros en las terminaciones de varillas longitudinales dentro nudos o juntas entre elementos estructurales.

- Es recomendable utilizar una varilla de refuerzo adicional que transfiera los esfuerzos de tensión entre los muros y la losa de cimentación, considerando un chaflan de recubrimiento (ver figura 93).
- En cuanto a la protección contra filtraciones, es de suma importancia colocar waterstops o elementos similares dentro de las juntas de construcción y geotextil o un impermeabilizante sobre la superficie del tanque que se encuentra en contacto con el suelo.

7.4. APLICACIÓN TEÓRICA Y FUTURAS INVESTIGACIONES

Este estudio se ha enfocado únicamente en tanques de geometría cilíndrica, con condiciones de apoyo definidas y bajo consideraciones de modelos clásicos de análisis. Esto implica que el campo de investigación queda abierto a futuros estudios, dentro de los cuales se podría analizar: las ventajas y desventajas de estructuras con otra configuración geométrica, diversas relaciones de aspecto o una comparación entre tanques de cimentación superficial y tanques elevados.

7.5. APLICACIÓN PROFESIONALIZANTE EN EL MEDIO NACIONAL

A partir de la reflexión a cerca del nivel de importancia de estructuras tales como tanques y reservorios para el abastecimiento de servicios, y su indispensable función durante situaciones emergentes, se considera precisa la aplicación a nivel profesional de los contenidos abarcados en este documento. Se desea generar un aporte a la actualización de la normativa nacional, de manera que se conforme un capítulo dedicado al diseño y construcción sismorresistente de estructuras hidráulicas, cuyo resultado constituya una guía para el desarrollo de la infraestructura del país en los años venideros.

REFERENCIAS

American Concrete Institute. (2001). *Control of Cracking in Concrete Structures (ACI 224R-01).* Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute.

American Concrete Institute. (2006a). *Code Requirements for Enviromental Engineering Concrete Structures and Commentary (ACI 350-06).* Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute.

American Concrete Institute. (2006b). *Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary (ACI 350.3-06).* Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute.

American Concrete Institute. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19).* Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute.

ASCE/SEI. (2016). *ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.* Reston, VI: American Society of Civil Engineers.

Elnashai, A., & Di Sarno, L. (2008). *FUNDAMENTALS OF EARTHQUAKE ENGINEERING.* West Sussex, UK: Wiley.

Haroun, M. A. (1980). *Dynamic Analyses of Liquid Storage Tanks.* Pasadena, CA: California Institute of Technology.

Haroun, M. A., & Housner, G. W. (1981). Seismic Design of Liquid Storage Tanks. *Journal of the Technical Councils of ASCE*, 191-207.

Housner, G. W. (1954). *Earthquake Pressures on Fluid Containers.* Pasadena, CA: California Institute of Technology .

Housner, G. W. (1957). Dynamic pressure on accelerated fluid containers. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 15-35.

Jaiswal, O. R., & Jain, S. K. (2005a). Modified proposed provisions for aseismic design of liquid storage tanks: Part I – codal provisions. *Journal of Structural Engineering. Vol. 32, No. 3.*, 195–206.

Jaiswal, O., & Jain, S. (2005b). Modified proposed provisions for aseismic design of liquid storage tanks: Part II – commentary and examples. *Journal of Structural Engineering. Vol. 32, No. 4.*, 297-310.

Khouri, M., & Elias, W. (2012). Part C: On the Evaluation of Hydrodynamic Forces in Shallow Circular Storage Tanks due to Seismic Action. *International Journal of Advances and Trends in Engineering Materials and their Applications*, 73-80.

Li, Y., & Gou, H. (2018). Modeling Problem of Equivalent Mechanical Models of a Sloshing Fluid. *Shock and Vibration*, 1-13.

MIDUVI. (2014). *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN: PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE.* Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

Nelson, J. D., & Miller, D. J. (1992). *EXPANSIVE SOILS Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering.* New York: JOHN WILEY & SONS, INC.

OPS. (2003). *Reducción del Daño Sísmico - Guía para las Empresas de Agua.* Lima: Organización Panamericana de la Salud.

Titiksh, A. (2019). Parametric study on cylindrical water tanks by varying their aspect. *Asian Journal of Civil Engineering*, 187–196.

Yepes, H., Audin, L., Alvarado, A., Beauval, C., Aguilar, J., Font, Y., & Cotton, F. (Diciembre de 2016). A new view for the geodynamics of Ecuador: Implication. *Tectonics*, 1249–1279.

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO A: COMPARACIÓN ENTRE COMBINACIÓN SRSS Y SUMA ALGEBRAICA PARA COMPONENTES DINÁMICAS DEL SISMO – MÉTODO ACI 350.3……. pp.134

ANEXO A: COMPARACIÓN ENTRE COMBINACIÓN SRSS Y SUMA ALGEBRAICA PARA COMPONENTES HIDRODINÁMICAS DEL SISMO – MÉTODO ACI 350.3

De los resultados evaluados en el capítulo 5 del presente documento se evidencia una particularidad que comparten los métodos comparados: ambos presentan valores absolutos tanto para la deformada de la estructura como para los mapas de acciones internas. A partir de esto, se ha intentado aislar la respuesta de la estructura en un momento tal que su deformada alcance el punto máximo causado por la componente horizontal del sismo, aunque sin resultados favorables.

Este razonamiento ha impulsado a la elaboración de este anexo, enfocado únicamente en el método convencional. Se busca determinar la variación de los resultados para 2 escenarios distintos: SRSS y suma algebraica de las componentes sísmicas.

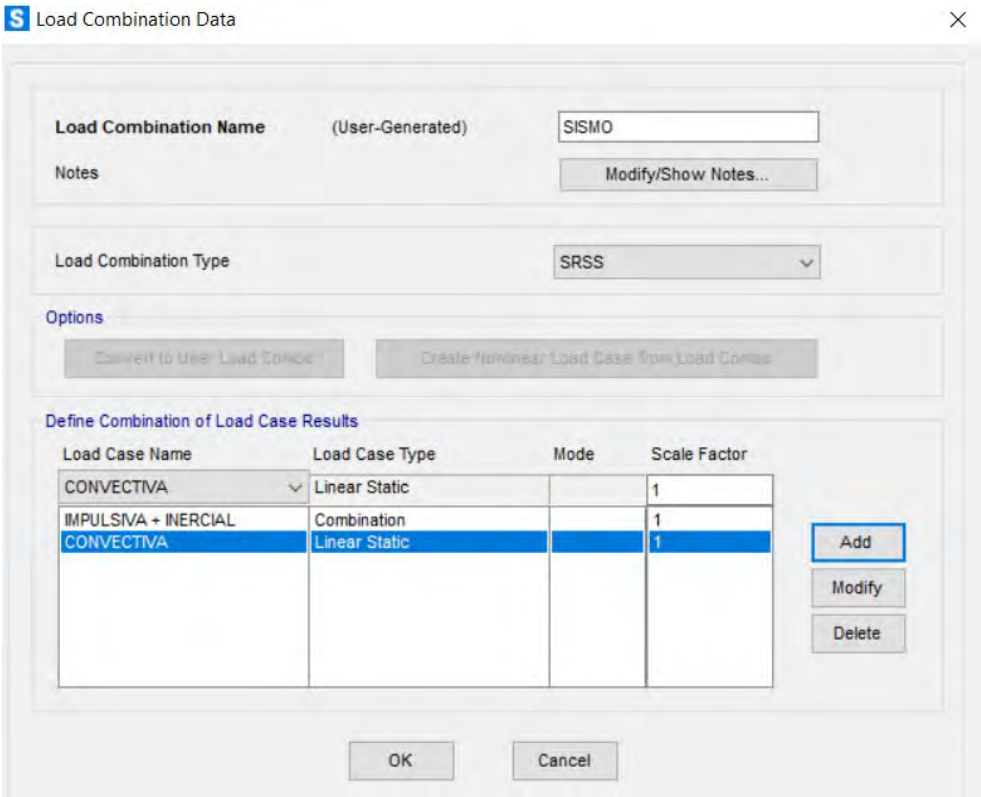


Figura 95 Anexo A: Combinación SISMO SRSS – Método ACI 350.3 – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

Adicionalmente, se propone generar una combinación lineal (suma algebraica) en dirección del sismo de manera que se pueda determinar la deformada de la estructura sin que los resultados se vean comprometidos por la relación en valor absoluto.

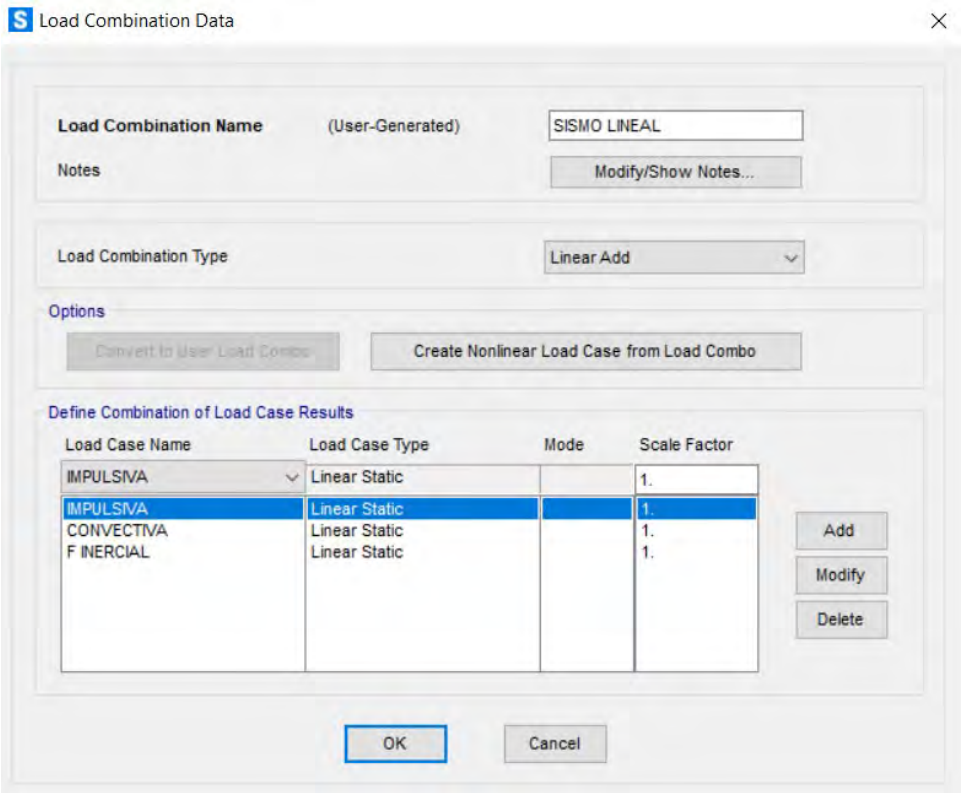


Figura 96 Anexo A: Combinación SISMO SRSS – Método ACI 350.3 – SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

Una vez definido el modelo se procede a comparar los resultados en cuanto a deformación y acciones internas, tanto para la combinación sísmica definida por la normativa (SRSS) como para la combinación propuesta (LINEAL o suma algebraica).

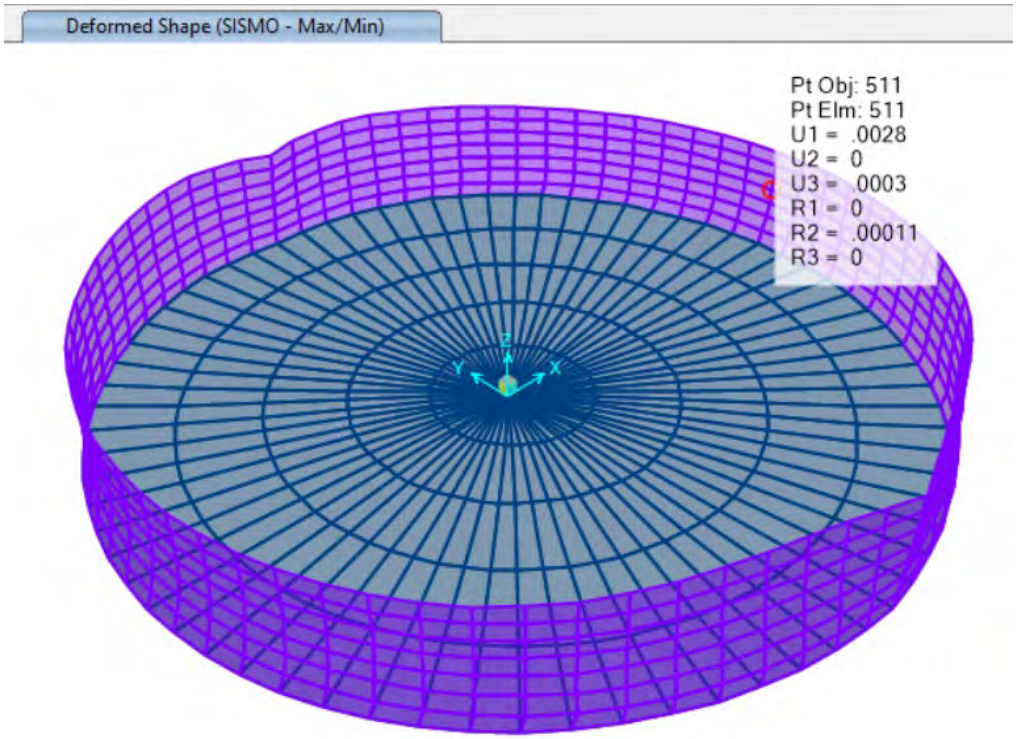


Figura 97 Anexo A: Deformación por SISMO (SRSS).

Fuente: Elaboración propia.

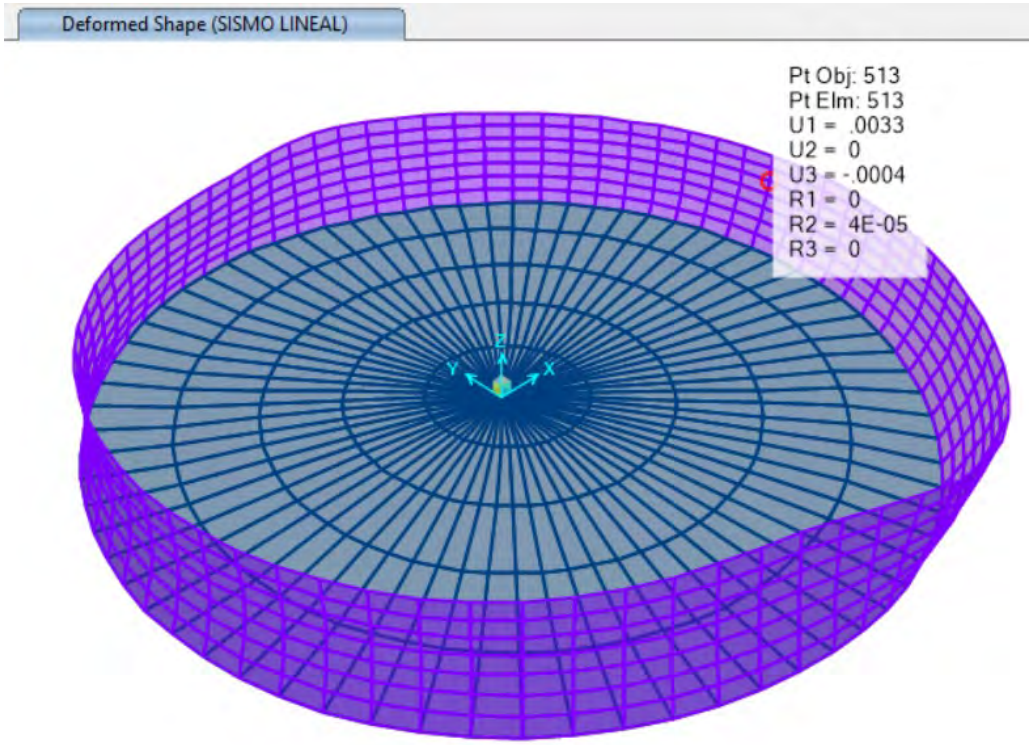


Figura 98 Anexo A: Deformación por SISMO (SRSS).

Fuente: Elaboración propia.

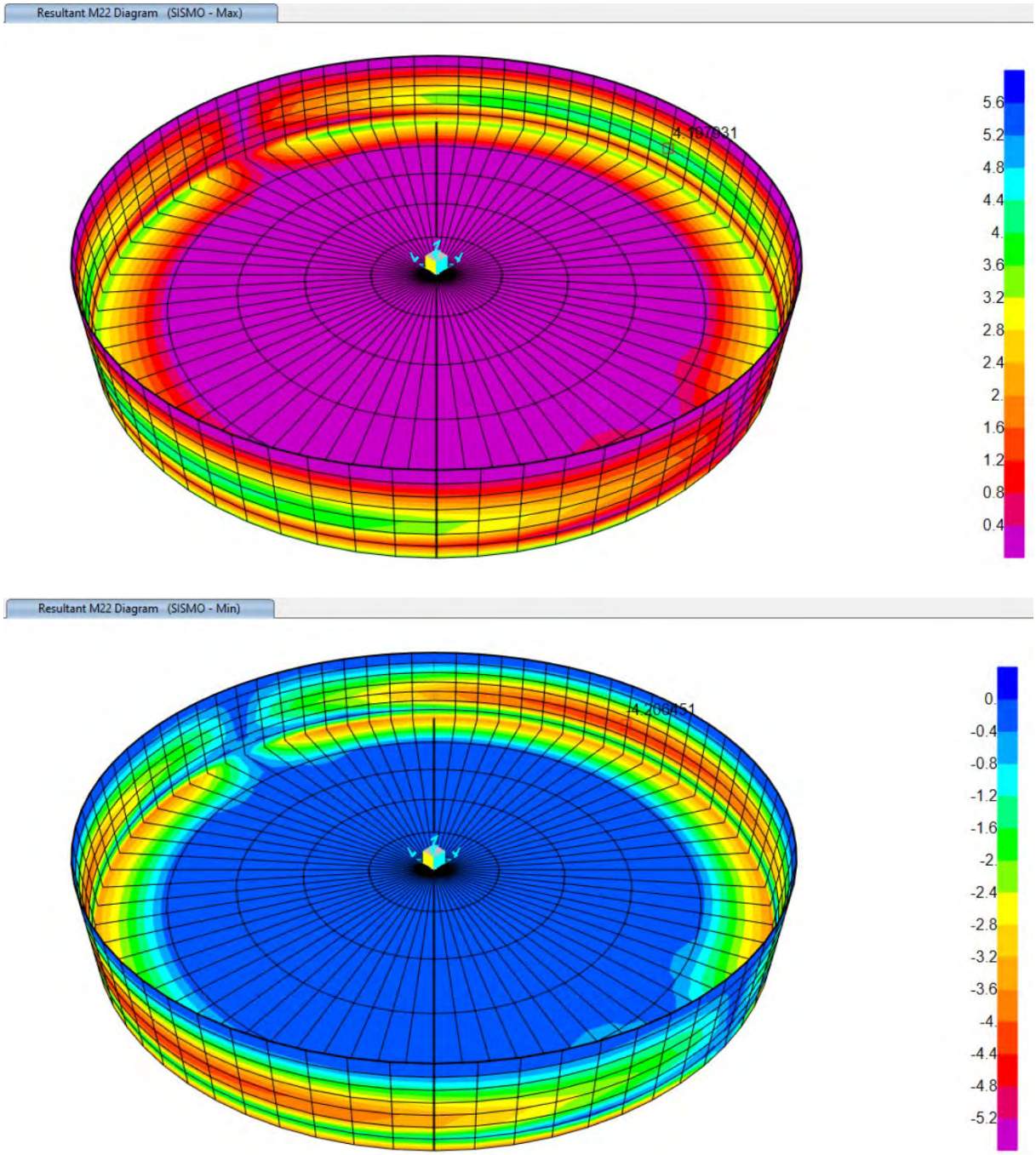


Figura 99 Anexo A: Mapa de momentos M22 por SISMO (SRSS) Máx/Mín.

Fuente: Elaboración propia.

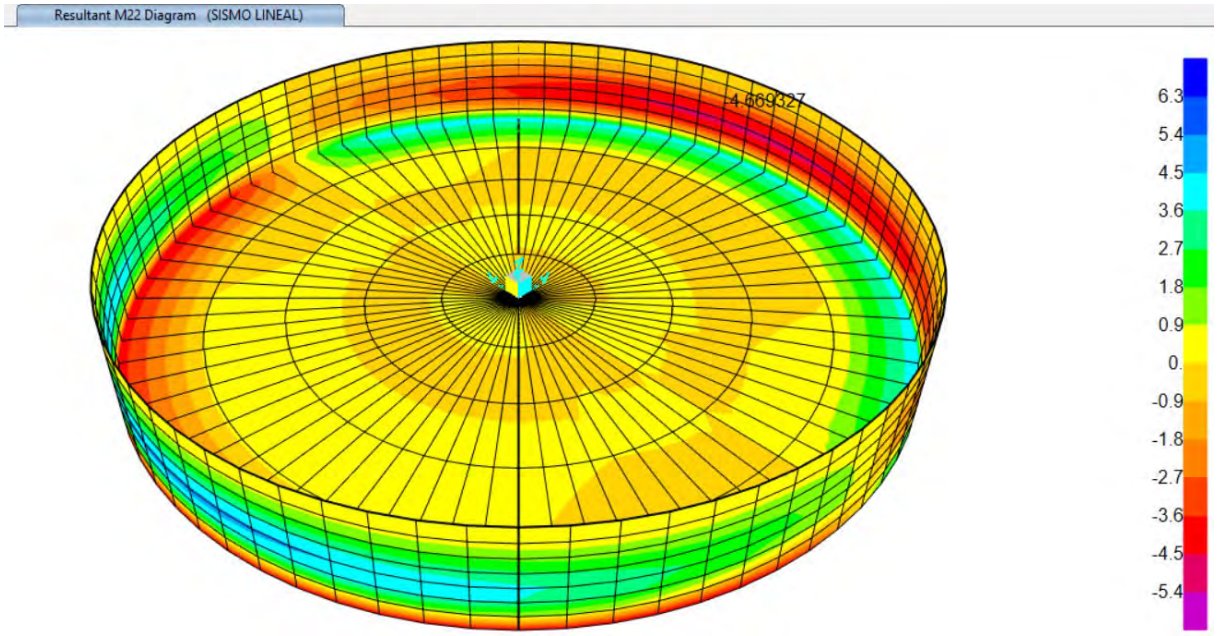


Figura 100 Anexo A: Mapa de momentos M22 por SISMO (LINEAL).

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar en las figuras 46 y 47, la deformación en los muros del tanque es distinta para la carga sísmica definida por medio de una combinación lineal y una combinación tipo SRSS. Asimismo, en las figuras 48 y 49 se muestran los mapas de momento M22 de la estructura considerando la sumatoria lineal de las componentes sísmicas en una sola dirección, cuyas magnitudes difieren con respecto a la combinación tipo SRSS. Al respecto, la ACI 350.3, secciones 3.3 y 4.1, establece que: debido a que los componentes impulsivo y convectivo no están en fase entre ellos, la práctica es combinarlos usando el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) (American Concrete Institute, 2006b).

Si bien, una combinación lineal de efectos de las distintas componentes sísmicas resulta ser conservadora (lineal vs. SRSS), ésta no logra captar de manera adecuada el comportamiento dinámico de las masas impulsiva y convectiva. Entonces, con el propósito de respetar los requerimientos del método convencional se recomienda utilizar la combinación SRSS para el análisis.