

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Posgrados

Análisis y diseño estructural sismo resistente de reservorios rectangulares de hormigón armado de gran volumen, con la aplicación de las normativas nec2015 – aci350 y la utilización del programa computacional SAP 2000.

Proyecto de Investigación y Desarrollo

Esteban Hermosa Castro

**Msc. Ing. Félix Vaca
Director de Trabajo de Titulación**

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

Quito, septiembre 2021

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ
COLEGIO DE POSGRADOS

HOJA DE APROBACIÓN DE TRABAJO DE TITULACIÓN

Análisis y diseño estructural sismo resistente de reservorios rectangulares de hormigón de armado de gran volumen, con la aplicación de las normativas NEC2015 – ACI350 y la utilización del programa computacional SAP 2000.

Esteban Hermosa Castro

Nombre del Director del Programa:	Fernando Romo
Título académico:	Master of 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 os Philosophy

Quito, septiembre 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: Esteban Hermosa Castro

Código de estudiante: 00215117

C.I.: 1716513252

Lugar y fecha: Quito, septiembre 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

A Dios por guiar siempre mi camino y darme la fortaleza para conseguir este anhelado logro, a mi esposa por su amor y apoyo incondicional en todo momento, a mis padres que siempre confiaron en mí y me motivaron día a día para formarme como profesional y mejor ser humano, a mis hermanos y sobrinos por sus muestras de aliento, cariño y apoyo constante.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la Universidad San Francisco que me brindo la oportunidad de crecer como profesional y fortalecer mis conocimientos académicos

Al Ing. Félix Vaca por guiarme en el desarrollo de esta investigación, brindarme todo su apoyo y por compartir sus valiosos aportes durante este proceso.

A todos mis profesores por los conocimientos y enseñanzas transmitidas, y a mis compañeros por el tiempo y experiencias de aprendizaje compartidas.

RESUMEN

El presente documento ha desarrollado el comportamiento y análisis estructural de reservorios de hormigón armado simplemente apoyado, para lo cual se ha considerado como ubicación la ciudad de Quito, considerada como ciudad con un alto Peligro sísmico.

En la actualidad las estructuras hidráulicas sismo resistentes no están contempladas a profundidad dentro de la normativa ecuatoriana, por lo que incursionar en este campo permitirá establecer una metodología de diseño aplicada a este tipo de estructuras dentro del país.

Al tratarse de estructuras esenciales y tomando en cuenta que las mismas no pueden presentar daños durante la ocurrencia de un evento sísmico, se considera necesario profundizar el análisis y diseño sismo resistente de este tipo de estructuras en donde se pretende abarcar el diseño de estructuras no convencionales con base en las normativas que regulan el comportamiento de reservorios.

El diseño de este tipo de estructuras debe garantizar además de una adecuada resistencia, la durabilidad e impermeabilidad para que pueda funcionar el reservorio correctamente durante su vida útil.

Para la modelación y la obtención de la respuesta estructural del reservorio, se utilizará el programa computacional SAP2000, aplicando las normativas ACI350.3-06 y NEC2015 que regulan el comportamiento de estas estructuras.

Palabras Clave: Análisis estructural, reservorios rectangulares, Sap 2000, Modelo de Housner, ACI-350.03, espectro de diseño, resortes masa convectiva.

ABSTRACT

This document has developed the behavior and structural analysis of simply supported reinforced concrete reservoirs, for this project Quito has been considered a city with a high seismic risk.

At this time, earthquake resistant hydraulic structures are not contemplated in depth within the Ecuadorian regulations, therefore entering this field will allow establishing a design methodology applied to this type of structures within the country.

On having essential structures and taking into account that they cannot present damage during the occurrence of a seismic event, it is considered necessary to deepen the analysis and earthquake resistant design of this type of structures where it is intended to cover the design of non-conventional structures based on the regulations governing the behavior of reservoirs.

The design of this type of structure must also guarantee adequate resistance, durability and impermeability so that the reservoir can function correctly during its useful life.

For modeling and obtaining the structural response of the reservoir, the computer program SAP2000 will be used, applying the ACI350.3-06 and NEC2015 regulations governing the behavior of these structures.

Key Words: Structural analysis, rectangular reservoirs, Sap 2000, Housner model, ACI-350.03, design spectrum, convective mass springs

TABLA DE CONTENIDO.

1. Introducción	17
1.1. Objetivo general.	17
1.2. Objetivo específico	18
1.3. Alcances.	18
2. Marco teórico.	19
2.1. Antecedentes.	19
2.2. Vulnerabilidad de reservorios ante la ocurrencia de sismos	21
2.3. Comportamiento de reservorios ante la ocurrencia de sismos	22
3. Metodología de diseño.	25
3.1. Condiciones de carga para tanques y reservorios aci 350.....	25
3.2. Requerimientos según la normativa ecuatoriana NEC2015 Y ACI 350-06.....	27
3.2.1. Presión impulsiva y convectiva - ACI 350.....	27
3.2.2. Empujes estáticos y dinámicos del suelo - ACI 350.	29
3.2.3. Cálculo de períodos impulsivo y convectivo - ACI 350.	32
3.2.4. Chequeo de fisuración del concreto. (ACI-350-06)	33
3.2.5. Chequeo de fisuración del concreto. (ACI-350-06)	34
3.2.6. Refuerzo mínimo de elementos sometidos a flexión (ACI-350-06).....	34
3.2.7. Refuerzo mínimo vertical y horizontal (ACI-350-06).....	35
3.3. Modelo geométrico de reservorio.	35
3.3.1. Hormigón para elementos en contacto con agua, agua contaminadas y lodos (ACI-350-06)	36
3.3.2. Espesor de losa de fondo (ACI-350-06).....	39
4. Análisis estructural de reservorios rectangulares	44
4.1. Análisis de espectro de diseño.	45
4.1.1. Determinación de los parámetros de Respuesta Espectral S_s y S₁	45
4.1.2. Determinación de parámetros de período.	46
4.1.3. Determinación de los coeficientes de sitio y parámetros de aceleración.	47
4.1.4. Determinación de los coeficientes de sitio y parámetros de aceleración	48
4.1.5. Determinación de los coeficientes de sitio y parámetros de aceleración.	49
4.1.6. Determinación del factor de Importancia y Requisitos de Diseño Estructural.....	50
4.1.7. Espectro de diseño	51
4.1.8. Ingreso de los parámetros sísmicos al programa de cálculo Sap 200.....	51

4.2.	Modelo estático lineal para análisis de reservorios	52
4.3.	Definición de combinaciones de carga	53
4.3.1.	Asignación de cargas hidrostáticas	54
4.3.2.	Asignación de cargas por fuerza inercial	62
4.3.3.	Asignación de presiones impulsivas	63
4.3.4.	Asignación de presiones convectivas	68
4.3.5.	Asignación de presión activa del suelo	71
4.4.	Modelo dinámico lineal para análisis de reservorios	74
4.4.1.	Consideraciones y aplicación del programa de calculo Sap 2000 para la modelación 80	
4.4.2.	Asignación de masa para la componente impulsiva sobre paredes de reservorio ..	80
4.4.3.	Asignación de masa convectiva para la componente impulsiva sobre paredes $l=40$ M.	84
4.4.4.	Asignación de presión activa del suelo	92
4.4.5.	Asignación de coeficiente de balasto en losa inferior	93
4.4.6.	Definición de espectro elástico de diseño	95
5.	Diseño de elementos estructurales.....	96
5.1.	Resultados método pseudoestático.....	97
5.1.1.	Verificación de acciones en la base en método pseudoestático.....	102
5.1.2.	Determinación de deformaciones máximas	103
5.1.3.	Determinación de acciones en muros perimetrales	104
5.1.4.	Determinación de la respuesta modal	111
5.2.	Resultados del método dinámico	112
5.2.1.	Verificación de acciones en la base en método pseudoestático.....	112
5.3.	Determinación de deformaciones máximas	114
5.4.	Determinación de acciones máximas método dinámico	116
5.5.	Verificación y cumplimiento de requisitos mínimos y normativas aplicadas.....	122
5.5.1.	Hormigón estructural en obras hidráulicas.....	122
5.5.2.	Cuantía mínima refuerzo vertical y horizontal	123
5.5.3.	Control de efectos de retracción y fraguado	127
6.	Análisis de resultados	128
6.1.	Reacciones en la base.....	129
6.2.	Momentos máximos en muros	130
6.3.	Momentos máximos en losa.....	135

7. Detallamiento estructural	136
8. Conclusiones	143
9. Referencias bibliográficas	147

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Calculo de masas impulsiva y conectiva.....	24
Tabla 2	Refuerzo mínimo por compresión y temperatura para muros.....	34
Tabla 3	Requerimiento de hormigón para estructuras expuestas.	37
Tabla 4	Curva de peligro Sísmico para la ciudad de Quito- NEC- 2015	46
Tabla 5	Valores aproximados de parámetros de periodo.	47
Tabla 6	Tabla Clasificación del suelo ASCE 7-10.....	48
Tabla 7	Tabla 11.4.1 Factor Coeficiente de sitio, Fa	49
Tabla 8	Tabla 11.4.2 Factor Coeficiente de sitio, Fa	49
Tabla 9	Valores para factor de reducción de carga sísmica R ACI.350.3R-06.....	51
Tabla 10	Reacciones en la base.....	102
Tabla 11	Participación Modal método estático.	111
Tabla 12	Reacciones en la base.....	113
Tabla 13	Acero de refuerzo vertical muro L=40 m.....	125
Tabla 14	Comparación Momentos máximos método estatico-dinamico-ACI-350.3R.....	132
Tabla 15	Comparación Momentos máximos método estatico-dinamico-ACI-350.3R.....	134

Índice de Figuras

Ilustración 1 Interacción placa Nazca y Sudamericana.....	19
Ilustración 2 Fallas potenciales Ecuador – Colombia.....	20
Ilustración 3 Representación del líquido almacenado de acuerdo a Housner (1963)	23
Ilustración 4 Condiciones de carga de tanques.PCA.....	26
Ilustración 5 Distribución hidrodinámica e hidrostática de presiones en muros.....	28
Ilustración 6 Presión dinámica del suelo y su aplicación.....	29
Ilustración 7 Distribución de presión dinámica del suelo	30
Ilustración 8 Cuna activa en el suelo.....	30
Ilustración 9 Hormigón $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$	37
Ilustración 10 Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	38
Ilustración 11 Propiedades de muros perimetrales	38
Ilustración 12 Geometría del reservorio.....	39
Ilustración 13 Discretización de elementos shell.....	41
Ilustración 14 Asignación de edge constraints.....	42
Ilustración 15 Discretización de elementos estructurales.	42
Ilustración 16 Resultados de la discretización de la estructura.....	43
Ilustración 17 Criterios para clasificar suelos NEC-2015.....	48
Ilustración 18 Factor de importancia de uso del tanque.....	50
Ilustración 19 Espectro de diseño ASCE 7 – 16	51
Ilustración 20 Ingreso de parámetros sísmicos en el programa de cálculo.....	52
Ilustración 21 Definición de Load Pattern H20	55
Ilustración 22 Asignación de joint pattern	56
Ilustración 23 Asignación de presiones de agua en paredes del tanque.....	56
Ilustración 24 Asignación de presiones hidrostática en las paredes del tanque.....	57
Ilustración 25 Asignación de presión lateral del agua.....	57
Ilustración 26 Distribución de presiones por efectos de agua.....	58
Ilustración 27 Mapa de presiones hidrostática	59
Ilustración 28 Deformada de estructura por efectos de carga hidrostática	59
Ilustración 29 Momento M22 producto de cargas hidrostática.....	60
Ilustración 30 Momento máximo M22= 20.42 T.m en pared L= 40 m	60
Ilustración 31 Momento máximo M22= 17.06 T.m en pared L= 20 m	60
Ilustración 32 Momento M11 producto de cargas hidrostática.....	60
Ilustración 33 Momento M11 producto de cargas hidrostática.....	61
Ilustración 34 Fuerza de tensión F11	61
Ilustración 35 Momento M22 en losa producto de cargas hidrostática.....	61
Ilustración 36 Momento M22 en losa producto de cargas hidrostática.....	61
Ilustración 37 Distribución de fuerza inercial en paredes	62
Ilustración 38 Asignación de cargas por fuerza inercial.	63
Ilustración 39 Distribución de presiones impulsiva.	63
Ilustración 40 Asignación de presión impulsiva sobre las paredes del tanque.	65
Ilustración 41 Asignación de presión impulsiva sobre paredes L=40 m.....	65
Ilustración 42 Mapa de presión impulsiva sobre paredes L=40 m.....	66
Ilustración 43 Asignación de presión impulsiva sobre paredes L=20 m.....	67
Ilustración 44 Mapa de presión impulsiva sobre paredes L=20 m.....	67
Ilustración 45 Distribución de presiones convectiva.....	68
Ilustración 46 Asignación de presión convectiva sobre paredes L=40 m.....	69

Ilustración 47 Mapa de presión convectiva sobre paredes L=40 m	70
Ilustración 48 Mapa de presiones convectiva sobre paredes L=20 m.....	71
Ilustración 49 Distribución de presión activa del suelo	72
Ilustración 50 Asignación de Joint Pattern presión activa del suelo.....	73
Ilustración 51 Asignación de presión lateral del suelo.....	73
Ilustración 52 Distribución de presiones activa del suelo	74
Ilustración 53 Localización de punto de aplicación de masa impulsiva.....	81
Ilustración 54 Asignación de masa en paredes de tanque L=40m	82
Ilustración 55 Asignación de masa en paredes de tanque L=40m	82
Ilustración 56 Asignación de diafragma rígido.....	83
Ilustración 57 Punto de asignación de masa impulsiva.....	83
Ilustración 58 Asignación de punto de aplicación de masa convectiva.....	84
Ilustración 59 Definición de resortes para cada sentido de análisis.....	85
Ilustración 60 Modelo Masas Resortes	85
Ilustración 61 Asignación de link suport properties. En sentido Y.....	86
Ilustración 62 Asignación de propiedades rigidez del resorte sentido Y	86
Ilustración 63 Asignación de resortes a paredes del tanque sentido Y	87
Ilustración 64 Asignación de fuerzas convectivas en paredes de L= 40 m.....	88
Ilustración 65 Asignación de fuerzas convectivas W_c	89
Ilustración 66 Asignación de propiedades del resorte en sentido X	89
Ilustración 67 Modelo Masas Resortes	90
Ilustración 68 Asignación de propiedades de rigidez sentido X	90
Ilustración 69 Asignación de resortes en sentido X	91
Ilustración 70 Asignación de fuerzas convectivas en paredes de L= 20 m.....	91
Ilustración 71 Asignación de masa convectivas X y Y en paredes del reservorio.....	92
Ilustración 72 Asignación de presión activa del suelo	93
Ilustración 73 Asignación de coeficiente de balasto = 2200 T/m ³	94
Ilustración 74 Definición de espectro de respuesta elástico.....	95
Ilustración 75 Definición de caso de carga dinámicos U1 dirección X	96
Ilustración 76 Momento resultante en dirección longitudinal (M11) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático.....	97
Ilustración 77 Momento resultante en dirección longitudinal (M22) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático.....	98
Ilustración 78 Momento resultante en dirección longitudinal (M22) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático muros.....	99
Ilustración 79 Momento resultante en dirección longitudinal (M22) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático Losa	99
Ilustración 80 Cortante resultante en dirección longitudinal (V13) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático.....	100
Ilustración 81 Cortante resultante en dirección longitudinal (V23) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático Muros	100
Ilustración 82 Cortante resultante en dirección longitudinal (V23) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático Losa	101
Ilustración 83 Tensión resultante en dirección longitudinal (F11) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático.....	101
Ilustración 84 Presión de Suelo de fundación en condiciones de Servicio – Resultados Método ACI 350.3	103
Ilustración 85 Deformaciones máximas por cargas de servicio Método ACI 350.3.....	104

Ilustración 86 Deformaciones máximas por cargas ultimas Método ACI 350.3	104
Ilustración 87 Momento resultante en dirección vertical (M22) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3.....	105
Ilustración 88 Momento resultante en dirección vertical Muros (M22) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3.....	105
Ilustración 89 Momento resultante en dirección vertical Losa (M22) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3.....	106
Ilustración 90 Momento resultante en dirección longitudinal Muro (M11) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3	106
Ilustración 91 Momento resultante en dirección longitudinal Losa (M11) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3	107
Ilustración 92 Momento resultante en dirección longitudinal (M22 Muros) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3	107
Ilustración 93 Momento resultante en dirección longitudinal (M22 Losa) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3	108
Ilustración 94 Momento resultante en dirección longitudinal (M11) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3.....	108
Ilustración 95 Momento resultante en dirección vertical Losa (M22) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3.....	109
Ilustración 96 Momento resultante en dirección vertical Muros (M22) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3.....	109
Ilustración 98 Momento resultante en dirección vertical (M22) Losa [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3.....	110
Ilustración 99 Momento resultante en dirección vertical (M22) Muros [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3.....	111
Ilustración 100 Presión de Suelo de fundación en condiciones de Servicio – Resultados Método ACI 350.3	114
Ilustración 101 Deformaciones máximas por cargas de servicio Método ACI 350.3.....	115
Ilustración 102 Deformaciones máximas por cargas de ultimas Método ACI 350.3	115
Ilustración 103 Momento resultante en dirección longitudinal (M11) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3.....	116
Ilustración 104 Momento resultante en dirección vertical (M22) Losa [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3.....	117
Ilustración 105 Momento resultante en dirección vertical (M22) Muros [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3.....	117
Ilustración 107 Momento resultante en dirección vertical (M22) Losa [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3.....	118
Ilustración 108 Momento resultante en dirección vertical (M22) Muros [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3	119
Ilustración 110 Momento resultante en dirección vertical Losa (M22) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3.....	119
Ilustración 111 Momento resultante en dirección vertical (M22) Muros [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3	120
Ilustración 112 Momento resultante en dirección horizontal (M11) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3.....	120
Ilustración 113 Momento resultante en dirección vertical (M22) Losa [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3.....	121

Ilustración 114 Momento resultante en dirección vertical (M22) Muro [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3	121
Ilustración 115 Hormigón estructural $f'_c=280 \text{ Kg/cm}^2$	123
Ilustración 116 Momento máximos M22 combinación U7 sentido Y	125
Ilustración 117 Ilustración 118 Momento máximos M22 combinación U7 sentido Y	126
Ilustración 119 Refuerzo mínimo por contracción y temperatura.....	127
Ilustración 120 Acciones en base método estatico-dinamico-ACI-350.3R	129
Ilustración 121 Momento maximo pared L = 40 resultante en dirección vertical (M22) [Ton-m] – Resultados Método estático	130
Ilustración 122 Momento maximo pared L = 40 resultante en dirección vertical (M22) [Ton-m] – Resultados Método dinámico	131
Ilustración 123 Momento maximo pared L = 40 resultante en dirección horizontal (M11) [Ton-m] – Resultados Método estático	131
Ilustración 124 Momento maximo pared L = 40 resultante en dirección horizontal (M11) [Ton-m] – Resultados Método dinámico	131
Ilustración 125 Momento maximo pared L = 20 resultante en dirección vertical (M22) [Ton-m] – Resultados Método estático	132
Ilustración 126 Momento maximo pared L = 20 resultante en dirección vertical (M22) [Ton-m] – Resultados Método dinámico	133
Ilustración 127 Momento maximo pared L = 20 resultante en dirección horizontal I (M11) [Ton-m] – Resultados Método estático	133
Ilustración 128 Momento maximo pared L = 20 resultante en dirección horizontal I (M11) [Ton-m] – Resultados Método dinámico	134
Ilustración 129 Momento maximo losa de cimentacion (M22) [Ton-m] – Resultados Método dinámico sentido Y.....	135
Ilustración 130 Momento maximo losa de cimentacion (M11) [Ton-m] – Resultados Método estático o sentido Y	136
Ilustración 131 Esquema armado representativo muros tanque rectangular.....	137
Ilustración 132 Detalle conexión con cimentación	138
Ilustración 133 Detalle de reforzamiento estructural muro tipo.	138
Ilustración 134 Detallamiento estructural en planta	139
Ilustración 135 Detalle de alternancia de reforzamiento por traslape a tensión.....	140
Ilustración 136 Longitud de ganchos estándar según ACI.....	141
Ilustración 137 Distribución de acero longitudinal y transversal.....	142

CAPITULO I

1. INTRODUCCIÓN

Los reservorios son estructuras de tipo esencial construidas con el propósito de almacenar algún material o sustancia fluida tales como agua purificada, combustibles, productos químicos, agua residual etc. La operatividad y funcionalidad son vitales para los sistemas de distribución de agua, y con más importancia en aquellas estructuras que sirven para almacenar sustancias corrosivas o explosivas en la industria petroquímica, por esta razón que es de gran importancia establecer un comportamiento seguro bajo la acción de cargas sísmicas.

1.1.OBJETIVO GENERAL.

Dentro de los objetivos de este trabajo se busca determinar la respuesta sísmica de reservorios rectangulares de gran dimensión, en relación con la variación de presiones, fuerzas laterales y momentos producidos usando el modelo Housner y mediante un análisis dinámico.

Además, establecer los parámetros comparativos entre un modelo dinámico y la condición estática de cargas permanentes que intervienen en el análisis y diseño estructural de reservorios rectangulares.

Con el análisis de estos dos modelos se busca establecer parámetros referenciales que sirvan como sugerencia para el desarrollo de una normativa ecuatoriana.

1.2.OBJETIVO ESPECIFICO.

Establecer un modelo representativo de la estructura en análisis con la aplicación del programa computacional Sap2000.

Definir los parámetros base para el análisis de reservorios con la aplicación de la normativa ACI-350.3-06 y comparar con la información establecida por la normativa ecuatoriana de la construcción.

Determinar el detallamiento estructural en este tipo de elementos y establecer cuantías referenciales que sirvan como guía para la construcción de reservorios rectangulares en zonas de alta amenaza sísmica.

Determinar y conocer el proceso detallado de análisis estructural de tanques rectangulares de concreto armado.

1.3. ALCANCES.

Establecer los parámetros comparativos entre un modelo dinámico y la condición estática de cargas permanentes que intervienen en el análisis y diseño estructural de reservorios rectangulares de gran dimensión.

Al tratarse de estructuras esenciales y tomando en cuenta que las mismas no pueden presentar daños considerables durante la ocurrencia de un evento sísmico, se considera necesario profundizar el análisis y diseño sismo resistente de este tipo de estructuras, conocer cuáles son los parámetros que regulan el comportamiento de sus elementos.

CAPITULO II

2. MARCO TEORICO.

2.1.ANTECEDENTES.

Las estructuras como reservorios serán diseñadas bajo la filosofía sismo resistente, tomando en consideración la relación de sitio y las zonas sísmicas de fallas activas, la respuesta sísmica del suelo en el sitio y las características de respuesta dinámica de toda la estructura.

Como antecedente general es importante recalcar que Ecuador se encuentra dentro de una zona de alta amenaza sísmica debido a su localización geográfica. Por un lado, hacia la costa del Océano Pacífico se tiene un gran historial de sismos subductivos generados por la interacción entre la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana.



Ilustración 1 Interacción placa Nazca y Sudamericana

En la actualidad la concepción y diseño de este tipo de estructuras no ha sido analizada a profundidad dentro de la normativa vigente que regula los diseños sismo resistentes y dada la

alta actividad sísmica existente en el país, resulta de vital importancia el profundizar el análisis y diseño de este tipo de estructuras.

Adicional a lo mencionado con anterioridad, 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 potencial 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).

Al ser una falla dentro de la región 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, a continuación, se puede evidenciar en el siguiente grafico la dimensión de la falla que atraviesa gran parte del territorio Ecuatoriano.

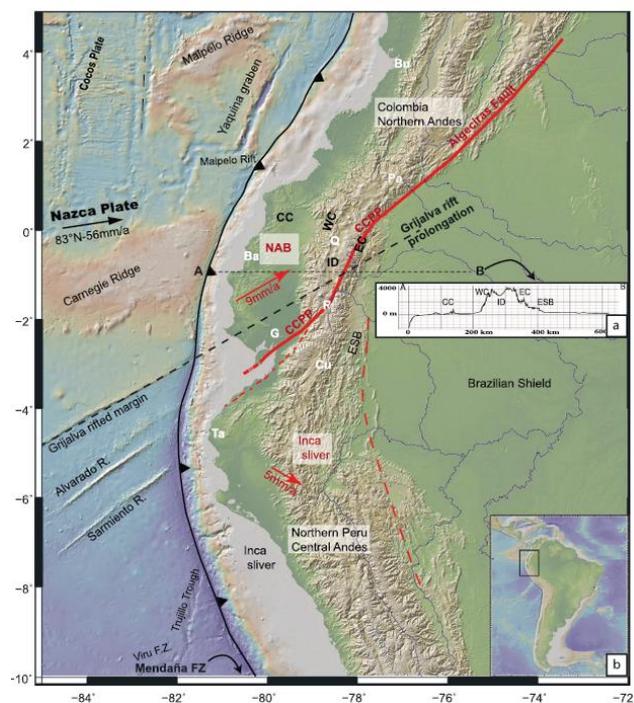


Ilustración 2 Fallas potenciales Ecuador – Colombia.

Para este caso se presentará la descripción del modelo matemático propuesto para el estudio, este modelo considera el tanque de almacenamiento parcialmente enterrado a una altura de 3 m de dimensiones 40m de largo x 20 m de ancho x 6 m de altura y la interacción con el líquido que está en su interior. Para realizar los modelos se utilizará el programa SAP 2000 como software de apoyo para la obtención de resultados, ya que este programa permite realizar análisis dinámico de estructuras realizando una revisión de los modos de vibración que puedan presentarse.

El modelo matemático de la estructura en análisis tomara en consideración la representación de las fuerzas hidrostáticas, así como las consideraciones producto de sismo, cargas, apoyos, materiales, secciones etc. que serán contempladas en la modelación. El desarrollo de esta investigación se basara en la teoría de elementos finitos, la misma que permite considerar la estructura del tanque con su geometría, espesores de paredes, y losa de fondo. Los modelos matemáticos que se representaran consideran también la interacción de la estructura con el líquido almacenado y los efectos del mismo sobre la estructura.

2.2.VULNERABILIDAD DE RESERVORIOS ANTE LA OCURRENCIA DE SISMOS.

En algunas ciudades del Ecuador, las estructuras o tanques reforzados de almacenamiento de agua han soportado de una manera aceptable los eventos sísmicos, sin embargo, durante la ocurrencia del terremoto del 16 de abril en Manabí, se evidenciaron fallas estructurales en varias estructuras de almacenaje de líquidos, que incluso tuvieron que ser demolidas tras los daños en sus elementos producto del evento telúrico . Las nuevas estructuras de concreto a construirse en Ecuador deben ser diseñadas en conformidad con la última Norma ACI 350

del American Concrete Institute, (estructuras de ingeniería ambiental en hormigón armado), ya que es una de las normas consideradas de aplicación en la normativa ecuatoriana en este tipo de estructuras. Es entendible que los países de alta amenaza sísmica que carezcan de normas especiales para el diseño de estos componentes, revisen y adapten una norma exclusiva para su diseño.

2.3.COMPORTAMIENTO DE RESERVORIOS ANTE LA OCURRENCIA DE SISMOS .

Para modelar los efectos del líquido almacenado en el reservorio se considera la teoría de Housner (1963) de hidrodinámica de fluidos, esta teoría es aplicable para recipientes cuya superficie de líquido almacenado está libre y en reposo como es el caso de nuestro análisis. Esta teoría permite considerar al líquido almacenado como dos masas, una de ellas fija que se desplazara conjuntamente con el tanque (Masa Impulsiva: M_i), y se ubica en la parte inferior de este. La segunda masa se localiza sobre la anterior y se desliza sobre ella (Masa Convectiva: M_c) cuando se produce vibración en la estructura producto de efectos sísmicos.

En concordancia con el párrafo anterior, para reproducir el comportamiento físico del líquido almacenado ante el fenómeno de vibración, la teoría indica que se puede considerar al líquido como un conjunto de dos masas que están ligadas a las paredes del tanque mediante resortes, estos resortes son: uno infinitamente rígido para la masa de agua inferior M_i ; que permite simular que al desplazarse el tanque la masa inferior se mueva en conjunto con el cuerpo del tanque y un resorte con rigidez K , para la masa superior M_c .

La altura H_i y H_c en la que las masas M_i y M_c se localizan, depende de las ecuaciones 4 y 5 respectivamente. La ilustración 2 muestra la relación entre masas, alturas y resortes antes mencionados.

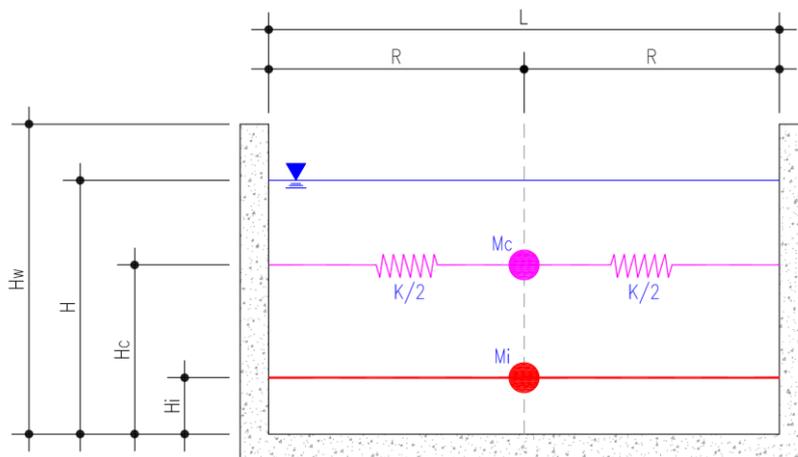


Ilustración 3 Representación del líquido almacenado de acuerdo a Housner (1963)

Donde L es la longitud para tanques rectangulares, que este caso particular tendrá dimensiones similares en ambos sentidos.

En depósitos, en los cuales $H \leq 0.75L$, donde H es el tirante del líquido y L es la longitud del tanque en la dirección en la cual se lleva a cabo el análisis sísmico, las masas y/o pesos y sus alturas se calculan de la siguiente manera:

ECUACION	MAGNITUD	TANQUE RECTANGULAR
1	MASA IMPULSIVA Ec.9-1 ACI 350.3R-06	$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left(0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)\right)}{0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)}$
2	MASA CONVECTIVA Ec.9-2 ACI 350.3R-06	$W_c = \frac{0.83 \cdot \tanh\left(3.16 \cdot \frac{H}{L}\right)}{3.16 \cdot \frac{H}{L}} \cdot W_L$

3	RESORTE PARA LA MASA CONVECTIVA	$K = \frac{12 \cdot H}{W} \cdot \left(\frac{W_c}{L}\right)^2$
4	ALTURA PARA MASA IMPULSIVA Ec.9-3/9-4 ACI 350.3R-06	$h_{L_{EBP}} := \begin{cases} \frac{L}{H_L} < 1.333 \\ \left(0.50 - 0.09375 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)\right) \cdot H_L \\ \text{else} \\ 0.375 \cdot H_L \end{cases}$
5	ALTURA PARA MASA CONVECTIVA Ec.9-5 ACI 350.3R-06	$h_{c_{EBP}} := \left(1 - \frac{\cosh\left(3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right)\right) - 1}{3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right) \cdot \sinh\left(3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right)\right)}\right) \cdot H_L$

Tabla 1 Calculo de masas impulsiva y conectiva

Para considerar el momento hidrodinámico del fondo del tanque se tiene que $\alpha=1.33$ y $\beta=2.0$, mientras que $\alpha=0.0$ y $\beta=1.0$ si solo interesan los efectos de las presiones hidrodinámicas en las paredes del recipiente.

En las expresiones anteriores:

W = peso del líquido que contiene el depósito.

Mi = masa impulsiva.

Mc = masa convectora.

Wi = peso de la masa impulsiva.

Wc = peso de la masa convectora.

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

R = radio del depósito cilíndrico.

D = diámetro del depósito cilíndrico.

H = altura del tirante del líquido.

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

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

H_w = altura de la pared del depósito.

K = rigidez del resorte al cual está unida la masa Convectiva.

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

CAPITULO III

3. METODOLOGIA DE DISEÑO.

3.1. CONDICIONES DE CARGA PARA TANQUES Y RESERVORIOS ACI 350

A continuación, se detallan el procedimiento para los cálculos de los muros y la losa de fondo o cimentación del tanque.

Empuje del suelo :

q = presión en la base de la placa/muro por distribución triangular del suelo

$$q = k_a \cdot w \cdot a$$

Donde, a = altura de la placa o muro

k_a = coeficiente de presión activa o pasiva, según aplique. Para agua, el coeficiente de presión activa $k_a = 1.0$, mientras que para el suelo $k_a = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$, donde ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo.

$$w = 1000 \frac{Kg}{m^3}$$

Para las Condiciones de carga se identificará una de las condiciones establecidas según la normativa PCA, Rectangular Concrete Tanks que establece lo siguiente:

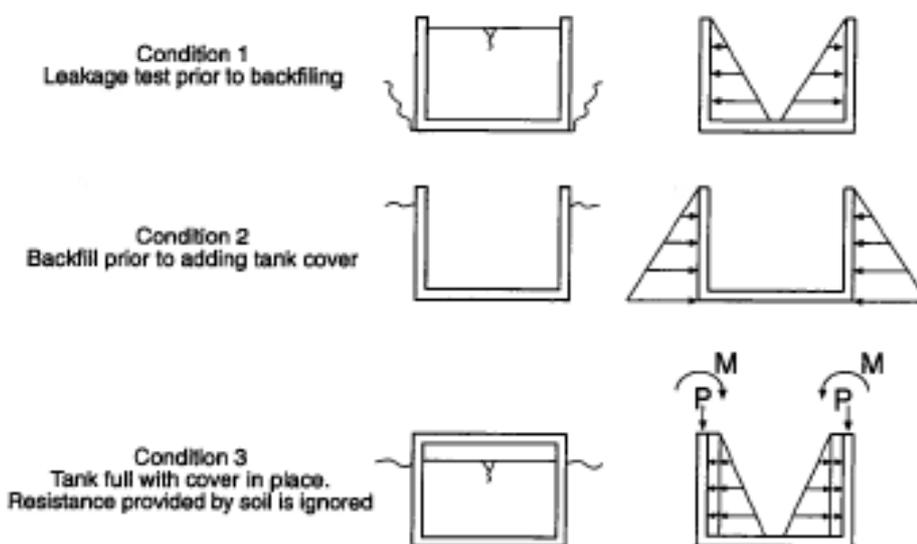


Ilustración 4 Condiciones de carga de tanques.PCA

Para nuestro caso de análisis se aplicará la condición 2 que establece un empuje de suelo según las características geotécnicas descritas en el estudio de suelos proporcionado y la combinación 1 para aquellos que no están sometidos al empuje del suelo.

Relación largo ancho de muros:

Muros Largos:

$$\frac{b}{a} = \frac{40}{6} = 6.66$$

Muros Cortos:

$$\frac{b}{a} = \frac{20}{6} = 3.33$$

De acuerdo con las condiciones de construcción e integridad estructural, los muros se analizarán para las condiciones de frontera de restricciones fijas en sus 3 bordes y una libre en su parte superior puesto que no existe losa superior.

3.2.REQUERIMIENTOS SEGÚN LA NORMATIVA ECUATORIANA NEC2015 Y ACI 350-06.

3.2.1. PRESION IMPULSIVA Y CONVECTIVA - ACI 350

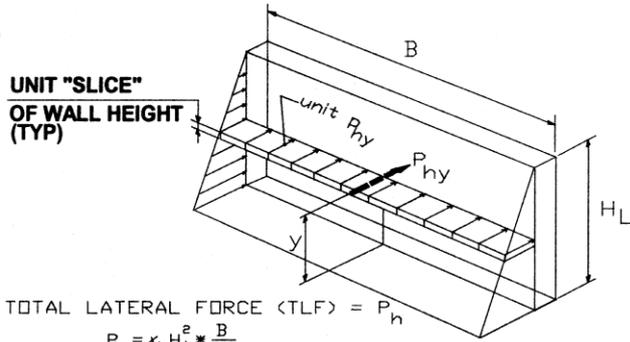
Las expresiones para el cálculo las presiones hidrodinámicas impulsivas y conectivas recomendadas del ACI 350.3R – 06. 5.3 se muestra a continuación.

PRESION IMPULSIVA TANQUES RECTANGULARES

$$P_i = \frac{1}{\sqrt{3}} \gamma_w C_i \tanh\left(\sqrt{3} \frac{L}{H_L}\right) \left[4H_L - 6h_i - (6H_L - 12h_i) \frac{y}{H_L} \right]$$

PRESION CONECTIVA TANQUES RECTANGULARES

$$P_i = 0.132 \gamma_w C_c \left(\frac{L}{H_L}\right)^2 \tanh\left(\sqrt{3} \frac{H_L}{L}\right) \left[4H_L - 6h_c - (6H_L - 12h_c) \frac{y}{H_L} \right]$$



UNIT "SLICE"
OF WALL HEIGHT
(TYP)

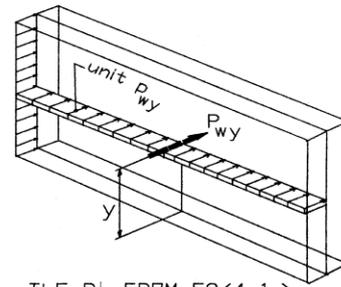
TOTAL LATERAL FORCE (TLF) = P_h

$$P_h = \sigma_L H_L^2 * \frac{B}{2}$$

P_{hy} = RESULTANT FORCE @ HEIGHT $y = \sigma_L (H_L - y) * B$

$$\text{Unit } q_{hy} = \frac{P_{hy}}{B}$$

HYDROSTATIC PRESSURES q_{hy}

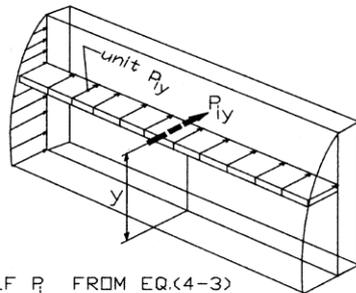


TLF P'_W FROM EQ.(4-1a)

P_{wy} = RESULTANT FORCE @ HEIGHT y (R5.3.1)

$$\text{Unit } p_{wy} = \frac{P_{wy}}{B} \quad \text{(R5.3.1)}$$

WALL INERTIA UNIT FORCE p_{wy}

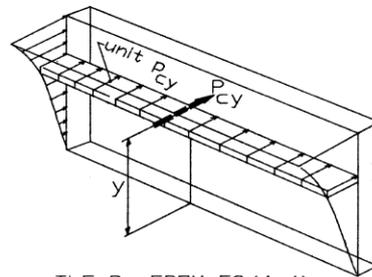


TLF P'_i FROM EQ.(4-3)

P_{iy} = RESULTANT FORCE @ HEIGHT y (R5.3.1)

$$\text{Unit } p_{iy} = \frac{P_{iy}}{B} \quad \text{(R5.3.1)}$$

IMPULSIVE PRESSURES p_{iy}



TLF P'_c FROM EQ.(4-4)

P_{cy} = RESULTANT FORCE @ HEIGHT y (R5.3.1)

$$\text{Unit } p_{cy} = \frac{P_{cy}}{B} \quad \text{(R5.3.1)}$$

CONVECTIVE PRESSURES p_{cy}

Ilustración 5 Distribución hidrodinámica e hidrostática de presiones en muros.

3.2.2. EMPUJES ESTATICOS Y DINAMICOS DEL SUELO - ACI 350.

La sección 8.1 del ACI 350.3R – 06 exige que se debe tomar en cuenta el efecto de la presión dinámica del suelo cuando se está calculando el cortante en la base, para tanques parcialmente o totalmente enterrados y para el diseño de los muros.

El coeficiente de presión lateral en reposo, K_0 , debe ser usado en la estimación de la presión del suelo a menos que se demuestre por cálculos que la estructura se deflecta lo suficiente para disminuir el coeficiente a valores entre K_0 y el coeficiente de presión lateral activa, K_a

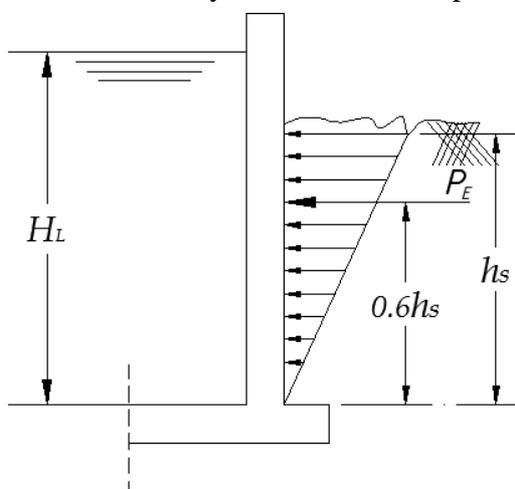


Ilustración 6 Presión dinámica del suelo y su aplicación

El coeficiente de presión lateral en reposo del suelo, K_0 , varía entre los valores:

Suelos Cohesivos: 0.40 – 0.80

Suelos No Cohesivos: 0.40 – 0.60

Fuerza de presión dinámica activa del suelo:

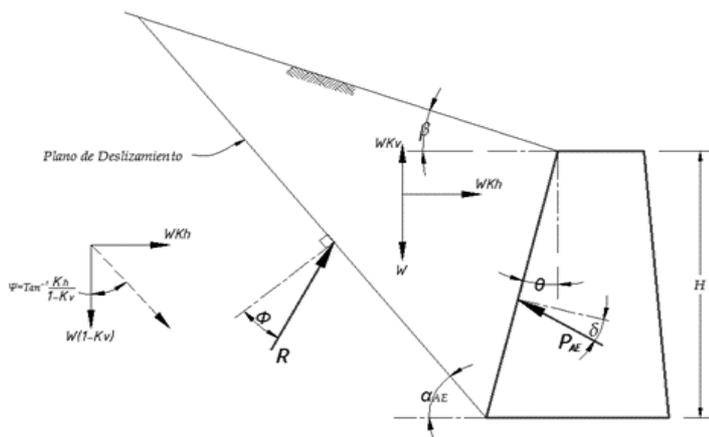


Ilustración 7 Distribución de presión dinámica del suelo

$$P_{AE} = K_{AE} \frac{1}{2} [\gamma_s (1 - K_v)] H^2$$

Donde, P_{AE} representa la presión total (Estática + Dinámica), γ_s es el peso unitario del relleno del suelo, H es la altura del relleno, K_v es la aceleración vertical del suelo dividida por la gravedad y K_{AE} es el coeficiente de presión dinámica lateral activa igual a:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi)}{\cos \psi \cos(\psi + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi)}{\cos(\delta + \psi)}} \right]^2}$$

Ilustración 8 Cuna activa en el suelo

$$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{K_h}{1 - K_v} \right]$$

El ángulo plano de la superficie de deslizamiento se extiende hacia arriba, desde el talón del muro a través del relleno y su ángulo de inclinación α_{AE} con la horizontal. α_{AE} fue determinada por Zarrabi (1978) y es igual a:

$$\alpha_{AE} = \phi - \psi + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan(\phi - \psi - \beta) + c_{1AE}}{C_{2AE}} \right]$$

donde:

$$c_{1AE} = \sqrt{\tan(\phi - \psi - \beta) [\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \theta)] [1 + \tan(\delta + \psi + \theta) \cot(\phi - \psi - \theta)]}$$

$$c_{2AE} = 1 + \tan(\delta + \psi + \theta) [\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \theta)]$$

La ubicación vertical de la fuerza PAE está por el rango de 0.4 a 0.55 veces la altura del relleno o del muro. Sin embargo, para su aplicación se tendrá en cuenta lo indicado en el ACI 350.3R – 06

El coeficiente de aceleración horizontal, kh , de acuerdo con la sección 7.5 de los comentarios del FEMA 450, debe tomarse igual a:

$$K_h = \frac{S_{DS}}{2.5}$$

Para estructuras de retención, siendo habitual que el valor del coeficiente de aceleración vertical, kv , sea por lo general igual a cero.

La siguiente tabla muestra los movimientos mínimos en el tope de un muro cualquiera para que la Presión Activa y pasiva sean activadas

Tipo de Relleno	Δ/H^*	
	Activa	Pasiva
Arena Densa	0.001	0.010
Arena Medianamente Densa	0.002	0.020
Arena Suela	0.004	0.040
Limo Compactado	0.002	0.020
Arcilla Marga Compactada	0.010	0.055
Arcilla Pesada Compactada	0.010	0.050

* Δ = Movimiento en el Tope del Muro y H = altura del Muro

Suelo	K_A	K_o	K_P
No Cohesivo	0.22 - 0.33	0.4 - 0.6	3 - 14
Cohesivo	0.50 - 1.00	0.4 - 0.8	1 - 2

3.2.3. CALCULO DE PERIODOS IMPULSIVO Y CONVECTIVO - ACI 350.

Las fórmulas que se presentan a continuación consideran a las paredes del Tanque como rígidas.

Estas son las que están contenidas en el ACI 350.3R – 06

PERIODO IMPULSIVO TANQUES RECTANGULARES

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}}, \quad K = \frac{E_c}{48} \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^3, \quad W = W_w + W_R + W_i$$

PERIODO CONVECTIVO TANQUES RECTANGULARES

$$T_c = \frac{2\pi}{\lambda} \sqrt{L}, \quad \lambda = \sqrt{\sqrt{10}g \tanh \left[\sqrt{10} \frac{H_L}{L} \right]}$$

Donde,

W = Peso total del reservorio incluyendo el peso Impulsivo, Kips

E_c = Módulo de Elasticidad del Concreto,

K = Rigidez a flexión de un muro de ancho unitario, $Lbft$

t_w = Espesor del Muro, in

r = Radio interior del tanque, ft

L = Longitud interior del muro del tanque, en dirección paralela a la dirección del movimiento del suelo, ft .

D = Diámetro interior del tanque, ft .

g = Aceleración de la gravedad, $32.2375fts^2$

H_L = Altura del líquido, ft

h_w = Altura del Muro, ft

γ_c = Peso específico del concreto, $149.83Lbft^3$

3.2.4. CHEQUEO DE FISURACION DEL CONCRETO. (ACI-350-06)

El control de fisuras se realiza bajo las cargas de servicio, el cual esta estrictamente ligado al espaciamiento maximo del acero de referzo y se pueda garantizar la impermeabilidad de las paredes y elementos según lo establece el ACI350-06

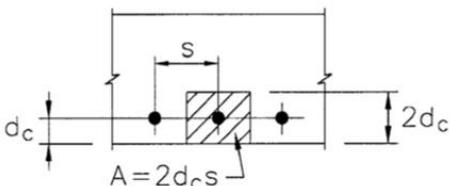
$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad \text{or} \quad s = 0.5(Z/f_s)^3 / d_c^2$$


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

A partir de la expresión mostrada para determinar, z , es posible determinar el máximo espaciamiento, $s_{m\acute{a}x}$, que tendrá el refuerzo para el control de fisuras.

$$s_{m\acute{a}x} = \frac{z^3}{2d_c^2 f_s^3} \quad [in]$$

Cuando las estructuras están sujetas a una exposición muy agresiva o diseñadas para ser estancas, el comité 350 de ACI recomienda limitar el valor de z a 1700 N/mm correspondiente a un ancho de fisura de 0,20 mm

Con respecto a la amplitud de fisuras de los elementos que han de contener agua, se adopta el criterio de diseño ACI. Este criterio es también en conformidad con los Eurocodes. Para el concreto reforzado de alta exposición a la corrosión, diseñado para estar en estrecho contacto con agua, se tiene un ancho de fisura máximo de 0.2 mm. Recomendación basada en el código ACI 350-06: Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures.

3.2.5. CHEQUEO DE FISURACION DEL CONCRETO. (ACI-350-06)

Las secciones de concreto que miden al menos 60 cm, podrían tener un refuerzo mínimo por contracción y temperatura, basado el análisis en una capa de hormigón de 30 cm a cada lado. El refuerzo en la parte inferior de losas en contacto con suelo puede reducirse al 50 por ciento de lo requerido en la Tabla 7.12.2.1.

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 2 Refuerzo mínimo por compresión y temperatura para muros

El refuerzo por contracción y temperatura no deberá espaciarse a más de 30.48 cm y el diámetro mínimo de la barra de refuerzo a usar será de 1.27 cm . En cualquier cara, por lo menor una cantidad mayor a 1/3 del refuerzo por contracción y temperatura deberá ser distribuido. (ACI 350 – 06/7.12.2.2)

3.2.6. REFUERZO MÍNIMO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN (ACI-350-06)

En cada sección de un miembro sometido a flexión donde el refuerzo a tensión requerido por el análisis, el área A_s provisto no será menor que el dado por:

$$A_{S_{min}} = \frac{3 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} b_w \cdot d$$

Y no menor que:

$$\frac{200 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$

3.2.7. REFUERZO MÍNIMO VERTICAL Y HORIZONTAL (ACI-350-06)

El refuerzo mínimo vertical y horizontal está definido en las secciones 14.3.2 y 14.3.3 descritas a continuación: Ratio mínima deberá ser 0.003.

La norma en su sección 14.3.4 establece que para paredes con secciones transversales mayores a 25.4cm (10 pulgadas) se deberá cumplir que la distribución del refuerzo mínimo deberá ser realizada en dos capas, cumpliendo que cada capa sea: $\frac{1}{2} R_m \leq R_c \leq \frac{2}{3}$; donde R_m =refuerzo mínimo y R_c = refuerzo colocado.

3.3.MODELO GEOMETRICO DE RESERVORIO.

La respuesta sísmica des este tipo de estructuras como reservorios y tanques de almacenamiento esta relacionado estrictamente con la interacción entre el fluido y la estructura que lo soporta, sus materiales, dimensiones y condiciones de apoyo.

Como apoyo para la realización de modelos se utiliza el programa Sap2000 version 2020 , Integrated Software for Structural Analysis & Design, desarrollado por CSI Computers and Structures, Inc.

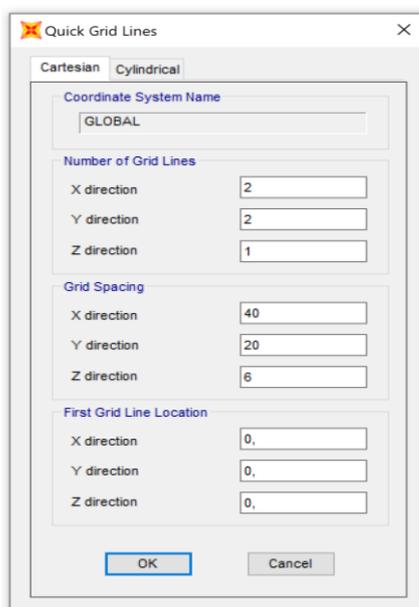
Para lo cual se definirá todos los parámetros que se utilizaran en el diseño con la ayuda de las herramientas del software.

Como punto de partida se plantean ejes que definan la geometría de la estructura, el tanque o reservorio tendrá las siguientes dimensiones:

Largo : 40 m

Ancho: 20 m

Altura : 6 m



3.3.1. HORMIGÓN PARA ELEMENTOS EN CONTACTO CON AGUA, AGUA CONTAMINADAS Y LODOS (ACI-350-06)

Para el concreto expuesto a concentraciones nocivas de los sulfatos del suelo, el agua y aguas residuales deben elaborarse con un cemento resistente a los sulfatos y bajo en agua con proporción al resto de materiales. La Tabla 4.3.1 del ACI-350-06 enumera los tipos apropiados de cemento y la máxima relación agua-cemento y la resistencia a la compresión mínima para diversas condiciones de exposición.

Al seleccionar un cemento para resistencia a los sulfatos, una de las principales consideraciones es su contenido de C3A (aluminato tricálcico) por exposiciones moderadas, el cemento Tipo II se limita a contenido máximo de C3A de 8.0 por ciento según ASTM C 150.4.12

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 3 Requerimiento de hormigón para estructuras expuestas.

Para nuestro análisis se tomará una resistencia a la compresión mínima de 28 Mpa según la tabla 4.

The screenshot shows a software dialog box titled "Material Property Data" for a concrete material. The "General Data" section includes: Material Name and Display Color (Fc=280), Material Type (Concrete), Material Grade (Fc 280), and Material Notes (Modify/Show Notes...). The "Weight and Mass" section shows: Weight per Unit Volume (2.403E-03) and Mass per Unit Volume (2.450E-06) in units of Kg/m³. The "Isotropic Property Data" section includes: Modulus Of Elasticity, E (202471.73), Poisson, U (0.2), Coefficient Of Thermal Expansion, A (9.900E-06), and Shear Modulus, G (84363.22). The "Other Properties For Concrete Materials" section includes: Specified Concrete Compressive Strength, f_c (280), Expected Concrete Compressive Strength (280), and an unchecked checkbox for "Lightweight Concrete" with a Shear Strength Reduction Factor field. At the bottom, there is a "Switch To Advanced Property Display" checkbox, "OK", and "Cancel" buttons.

Ilustración 9 Hormigón $f_c=280$ kg/cm²

Ilustración 10 Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Los muros estructurales que conforman las paredes del tanque han sido pre dimensionados de tal forma que el espesor mínimo para la altura considerada del reservorio es de 60 cm, para esta modelación se utilizaran elementos tipo Shell debido a que se necesita representar fuerzas tangenciales y de corte para los diferentes elementos y en los diferentes planos determinados.

Ilustración 11 Propiedades de muros perimetrales .

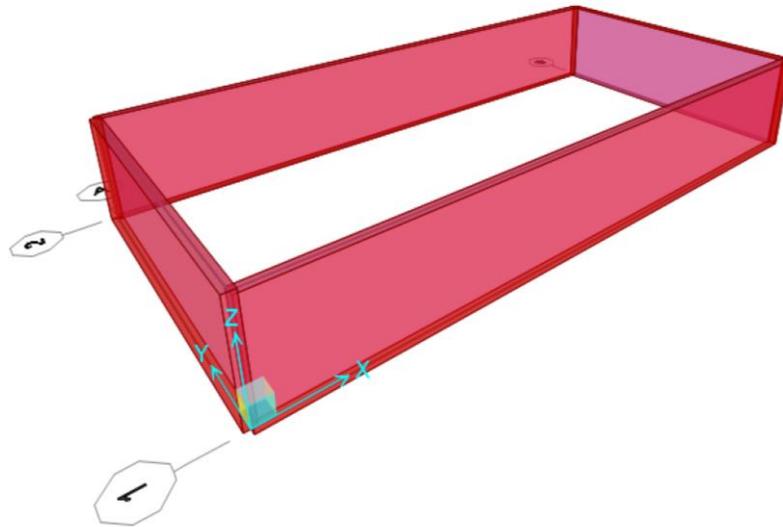


Ilustración 12 Geometría del reservorio

3.3.2. ESPESOR DE LOSA DE FONDO (ACI-350-06)

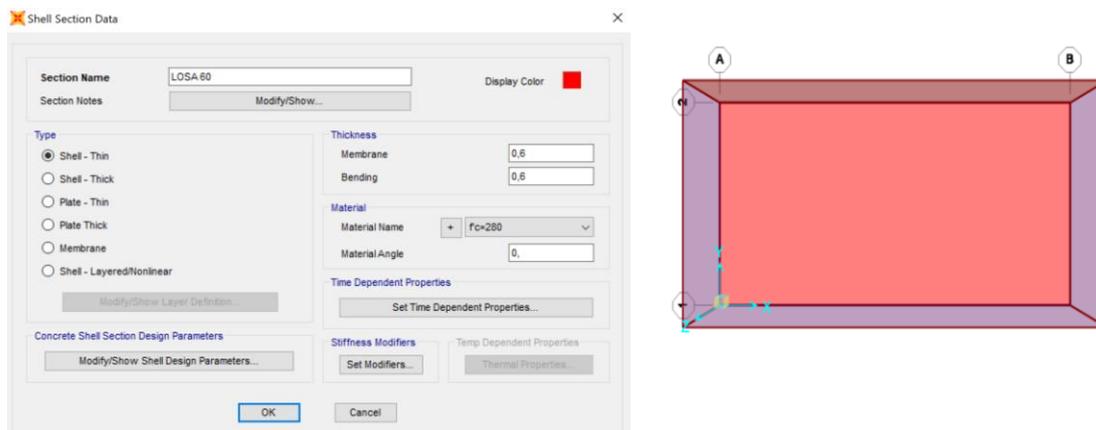
Según las consideraciones establecidas en el ACI -06 en su apartado H.3, nos proporciona valores referenciales de los espesores de losa que van apoyadas directamente sobre el suelo, en donde bajo estas consideraciones la losa estará sometida en su mayor parte a esfuerzos de compresión.

Según esta normativa el espesor mínimo de la losa de fono debe ser :

- Losa con una capa de refuerzo : $e = 10.16 \text{ cm}$
- Losa con refuerzo presforzado, $e=12.7 \text{ cm}$

- Losa con dos capas de refuerzo = $e = 15.24$ cm

Para la losa cimentación se han generado elementos Shell de acuerdo al predimensionamiento requerido, en donde como producto del mismo se obtuvo un valor de 60 cm.



Para la asignación de cargas a los elementos estructurales y muros es importante discretizar cada uno de sus componentes en segmentos más pequeños y representativos del modelo, de tal forma que los resultados obtenidos y la distribución de cargas sea más precisa y acorde al comportamiento real de la estructura.

Para esto se utilizara la herramienta Auto AreaMesh , que genera la discretización en elementos finitos, de tal forma que cada elemento represente una parte de su totalidad, en nuestro caso de análisis se discretizaran en elementos de 1.0 m en ambos sentidos.

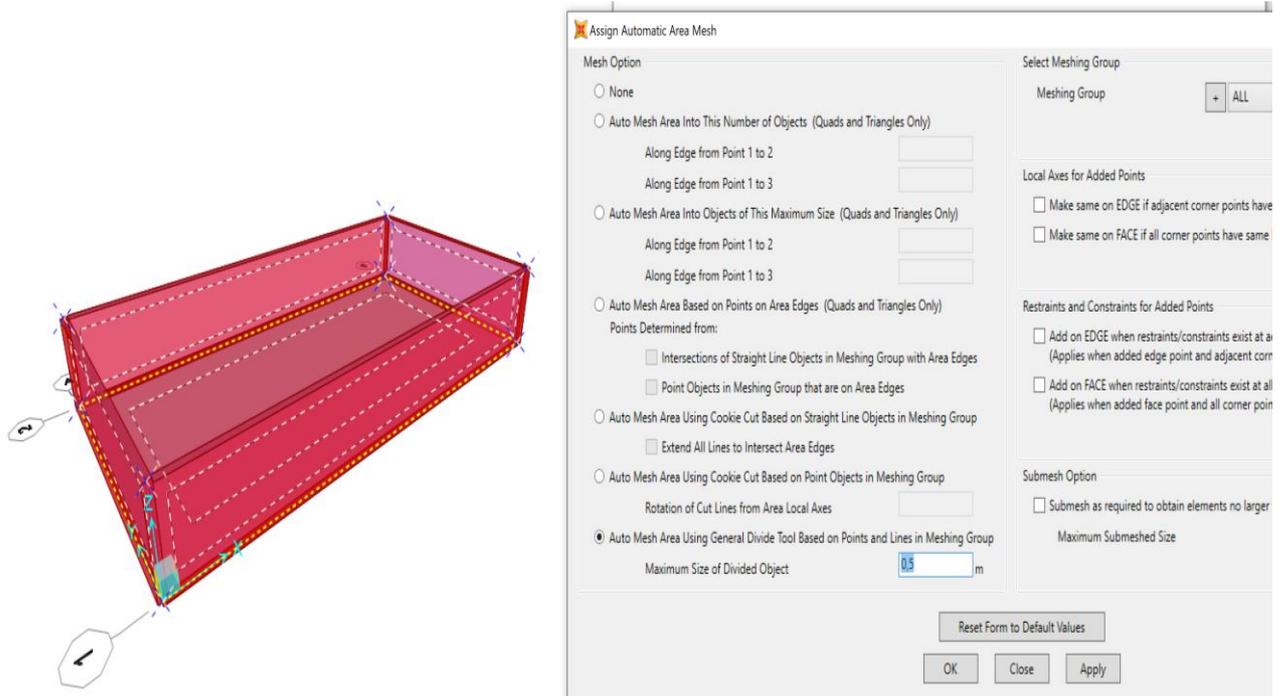


Ilustración 13 Discretización de elemntos shell

Adicional a este procedimiento se deben generar condiciones de borde en cada uno de los elementos es decir entre muros y losa, para lo cual utilizaremos la herramienta “ASSIGN EDGE CONSTRAINTS”, la misma que nos permite una correcta interacción y discretización entre cada uno de los elementos de borde, tomando como condiciones de apoyo un empotramiento en la base de la estructura.

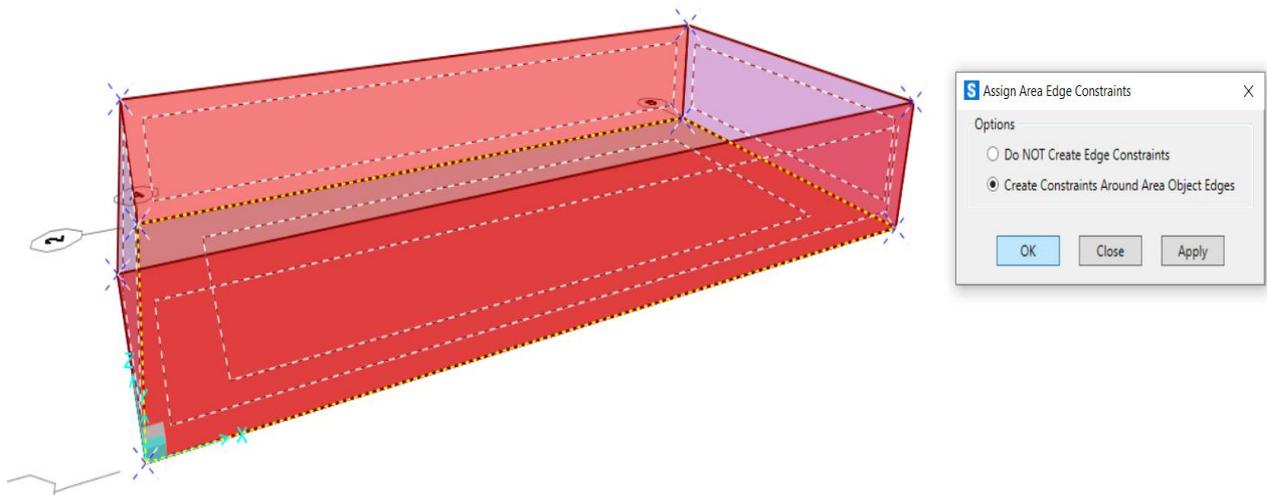


Ilustración 14 Asignación de edge constraints

Como se puede observar en la siguiente imagen todos los elementos entre muros y losa se encuentran correctamente discretizados, de tal manera que todos los nodos de los extremos coinciden.

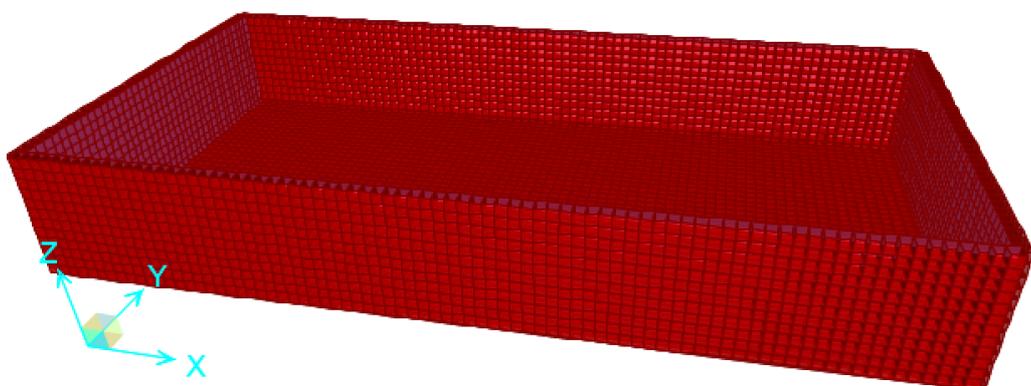


Ilustración 15 Discretización de elementos estructurales.

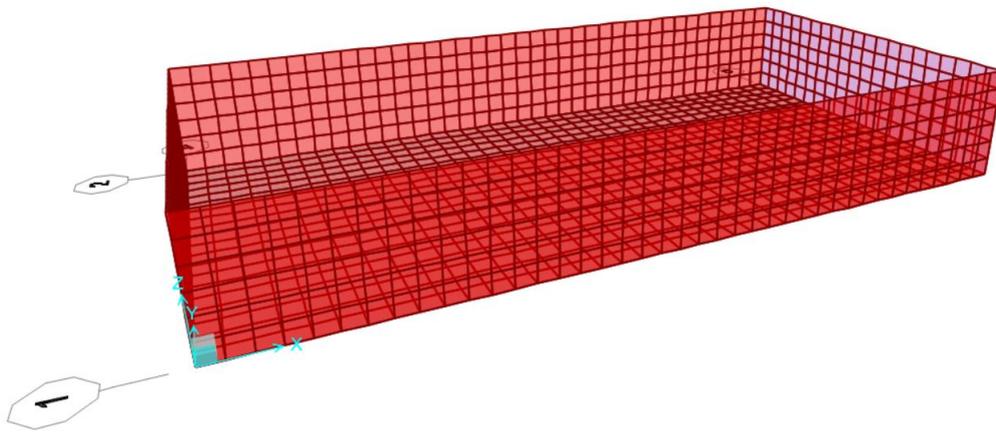


Ilustración 16 Resultados de la discretización de la estructura

3.3.3. CONDICIONES DE APOYO TANQUE ENTERRADO.

Una vez establecida la configuración y las condiciones de emplazamiento del tanque para nuestro caso en análisis, y partiendo de que el reservorio está conformado por cuatro muros continuos entre sí, se considera el borde inferior de los muros con su cimentación como empotrados en la base, al encontrarse el tanque parcialmente enterrado se restringe los desplazamientos en ambos sentidos de la estructura.

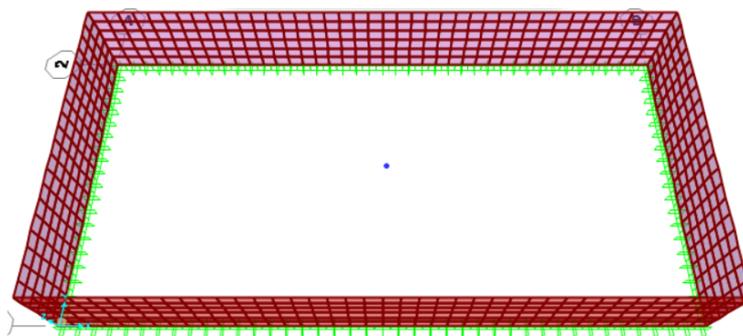


Ilustración 17 Condiciones de apoyo en la base

4. ANALISIS ESTRUCTURAL DE RESERVORIOS RECTANGULARES.

En este capítulo se desarrollará el análisis estructural de reservorios rectangulares con la utilización del programa computacional Sap2000, para lo cual empezaremos definiendo las condiciones necesarias de modelación como sus dimensiones, materiales, espectro de diseño, condiciones de apoyo y tipo de suelo.

Para este caso se presentará la descripción del modelo matemático propuesto para el estudio, este modelo considera el tanque de almacenamiento parcialmente enterrado a una altura de 3 m de dimensiones 40m de largo x 20 m de ancho x 6 m de altura y la interacción con el líquido que está en su interior. Para realizar los modelos se utilizará el programa SAP 2000 como software de apoyo para la obtención de resultados, ya que este programa permite realizar análisis dinámico de estructuras realizando una revisión de los modos de vibración que puedan presentarse.

El modelo matemático de la estructura en análisis tomara en consideración la representación de las fuerzas hidrostáticas, así como las consideraciones producto de sismo, cargas, apoyos, materiales, secciones etc. que serán contempladas en la modelación. El desarrollo de esta investigación se basara en la teoría de elementos finitos, la misma que permite considerar la estructura del tanque con su geometría, espesores de paredes, y losa de fondo. Los modelos matemáticos que se representaran consideran también la interacción de la estructura con el líquido almacenado y los efectos del mismo sobre la estructura.

4.1.ANALISIS DE ESPECTRO DE DISEÑO.

A continuación, se presentan los procedimientos y lineamientos que se utilizarán para determinar todos los parámetros de sismicidad que servirán para establecer las fuerzas de diseño en el reservorio.

En este capítulo se realizarán un análisis con el ASCE , ACI 350.3R – 06 , NEC 2015 y su posterior diseño con el ACI 350 – 06, se buscare incorporar todos los criterios aplicados a las normativas nacionales e internacionales,

El espectro de diseño se definirá como la respuesta máxima (en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración) que produce una acción determinada en una estructura, para nuestro caso de análisis tomaremos a profundidad la aplicación de la normativa vigente.

4.1.1. DETERMINACION DE LOS PARÁMETROS DE RESPUESTA ESPECTRAL S_s Y S_1 .

Los parámetros S_s y S_1 representan la aceleración espectral que experimenta una estructura a periodos de 0.2s para el MCE (Máximo Sismo Esperado) y la aceleración a 1s. Para lugares específicos de construcción del reservorio, S_s y S_1 son obtenidos de acuerdo al lugar específico de implantación.

Para nuestro caso en análisis se asumirá que el reservorio se construirá en la ciudad de Quito, para lo cual se determinan las respectivas aceleraciones basándonos en las curvas de peligro sísmico determinadas en NEC-2015 para la ciudad de Quito.

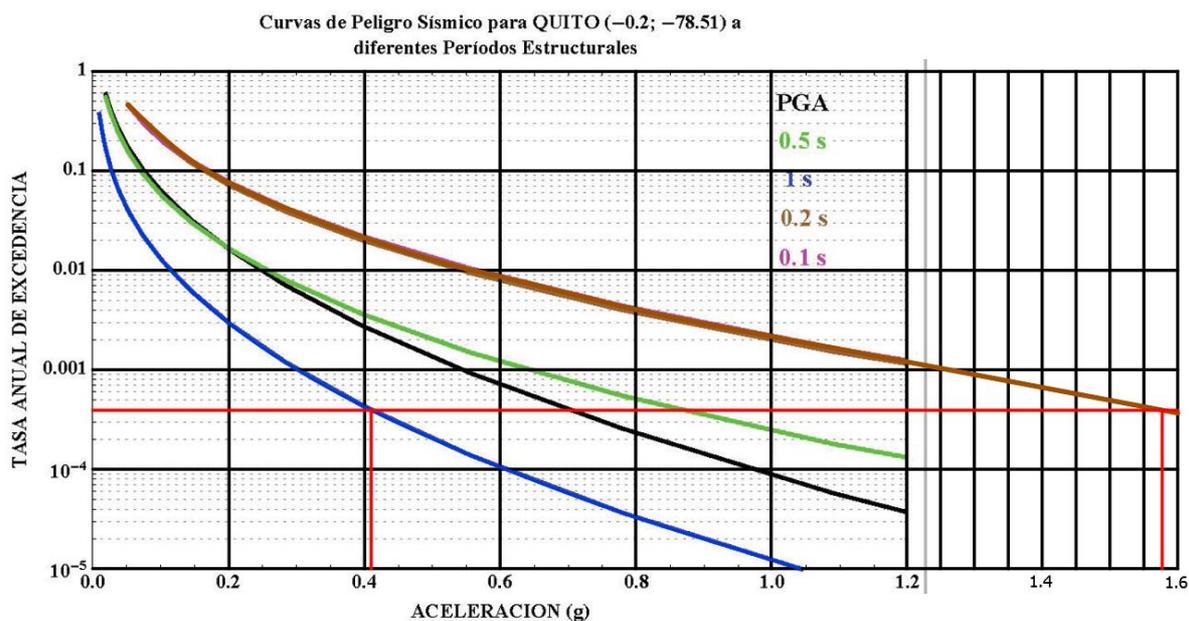


Tabla 4 Curva de peligro Sísmico para la ciudad de Quito- NEC- 2015

Para las estructuras esenciales, se deberá verificar un correcto desempeño sísmico para:

- Limitación de daño (nivel de seguridad de vida) ante un terremoto de 475 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00211)
- No-colapso (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.0004).

$S_s = 1.58$ → aceleración espectral a periodo de 0.1s para el MCE

$S_1 = 0.41$ → aceleración espectral a periodo corto para el MCE

4.1.2. DETERMINACION DE PARAMETROS DE PERIDO.

Para la determinación de estos parámetros se tomará en cuenta la tabla 12.8-2 establecida por ASCE/SEI 7-10 que establece lo siguiente:

Table 12.8-2 Values of Approximate Period Parameters C_t and x

Structure Type	C_t	x
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724) ^a	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466) ^a	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731) ^a	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731) ^a	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488) ^a	0.75

^aMetric equivalents are shown in parentheses.

Tabla 5 Valores aproximados de parámetros de periodo.

$$C_t = 0.02$$

$$x = 0.75$$

4.1.3. DETERMINACION DE LA CLASE DE SITIO.

El ASCE/SEI 7-10 en su sección 11.4.2 para definir la clase de sitio nos hace referencia a la utilización de la Tabla 20.3-1, la misma que establece de acuerdo al tipo de clasificación del suelo siguiente:

Table 20.3-1 Site Classification

Site Class	\bar{v}_s	\bar{N} or \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u
A. Hard rock	>5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	>50	>2,000 psf
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50	1,000 to 2,000 psf
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15	<1,000 psf
Any profile with more than 10 ft of soil having the following characteristics: —Plasticity index $PI > 20$, —Moisture content $w \geq 40\%$, —Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ psf			
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	See Section 20.3.1		

For SI: 1 ft/s = 0.3048 m/s; 1 lb/ft² = 0.0479 kN/m².

Tabla 6 Tabla Clasificación del suelo ASCE 7-10

Al no contar con un estudio de suelo definido y detallado para el proyecto, la clasificación del suelo se la realizara estableciendo una comparación con la normativa ecuatoriana de la construcción que establece lo siguiente:

Tipo de perfil	V_s	N o N_{ch}	S_u
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa

Ilustración 18 Criterios para clasificar suelos NEC-2015

Para el análisis y modelación de la estructura se utilizará un perfil de suelo:

Suelo tipo → C, que es uno de los suelos que comúnmente se pueden encontrar en la ciudad de Quito.

4.1.4. DETERMINACION DE LOS COEFICIENTES DE SITIO Y PARAMETROS DE ACELERACION.

El sitio del proyecto se ubica en la zona V, para un tipo de suelo tipo C establecido de acuerdo a parámetros referenciales de suelos, de acuerdo a esta información se definirá los coeficientes para el tipo de suelo.

Estos coeficientes están dados en las Tablas 11.4-1 y 11.4-2 del ASCE 7-10 y tienen que ver con los parámetros determinados en los pasos anteriores.

Coeficientes del sitio - Fa						
Tipo de Suelo	Ss ≤ 0.25	Ss = 0.5	Ss = 0.75	Ss = 1	Ss = 1.25	Ss ≥ 1.50
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	1
E	2.4	1.7	1.3	Ver seccion 11.4.8		
F	Ver seccion 11.4.8					

Tabla 7 Tabla 11.4.1 Factor Coeficiente de sitio, Fa

Coeficientes del sitio - Fv						
Tipo de Suelo	S1 ≤ 0.10	S1 = 0.20	S1 = 0.30	S1 = 0.40	S1 = 0.50	S1 ≥ 0.60
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	2,20 *	2,00 *	1,90 *	1,80 *	1,70 *
E	4,2	Ver seccion 11.4.8				
F	Ver seccion 11.4.8					
* Ver requerimientos parametros especificios 11.4.8						

Tabla 8 Tabla 11.4.2 Factor Coeficiente de sitio, Fv

Fa = 1.20 → Seleccionado

Fv = 1.50 → Seleccionado

4.1.5. DETERMINACION DE LOS COEFICIENTES DE SITIO Y PARAMETROS DE ACELERACION.

Las aceleraciones de respuesta espectral para períodos cortos y periodos de 1 segundo deben ser ajustadas a los efectos de la Clase de Sitio de la siguiente manera:

$$SMS = Fa.Ss = 1,90$$

$$SM1 = Fv.S1 = 0,62$$

La aceleración de respuesta espectral para períodos cortos y periodos de 1 segundo deben calcularse con las siguientes fórmulas:

$$S_{DS} = 2/3 * S_{MS} = 1,26$$

$$S_{D1} = 2/3 * S_{M1} = 0,41$$

4.1.6. DETERMINACION FACTOR DE IMPORTANCIA Y REQUISITOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL.

Para la determinación del factor de importancia se tomará la recomendación establecida por el ACI 350.3R – 06 en su Tabla 4.1.1(a) la misma que también nos proporciona valores del Factor de Importancia Sísmica. Para nuestro caso de análisis el factor será de 1.25.

Table 4.1.1(a)—Importance factor *I*

	Tank use	Factor <i>I</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.

Ilustración 19 Factor de importancia de uso del tanque

Los reservorios, tanques o depósitos son estructuras que no están clasificadas como edificación comunes o tradicionales dentro de las diferentes normativas, por lo tanto, su análisis para cargas laterales se realiza de manera distinta. Por esta razón no se pueden usar Factores de Reducción de Respuesta Sísmica, *R*, para edificaciones, a continuación, se determina el valor de *R* que se utilizara en el diseño según la aplicación de a Tabla 4.1.1 (b) del ACI.350.3R-06; valores de *R* para Reservorios, Tanques o Depósitos apoyados de concreto.

Table 4.1.1(b)—Response modification factor R

Type of structure	R_i		R_c
	On or above grade	Buried [†]	
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

Tabla 9 Valores para factor de reducción de carga sísmica R ACI.350.3R-06.

Para nuestro análisis tomaremos un valor de R_i igual a 2 y $R_c = 1$

4.1.7. ESPECTRO DE DISEÑO

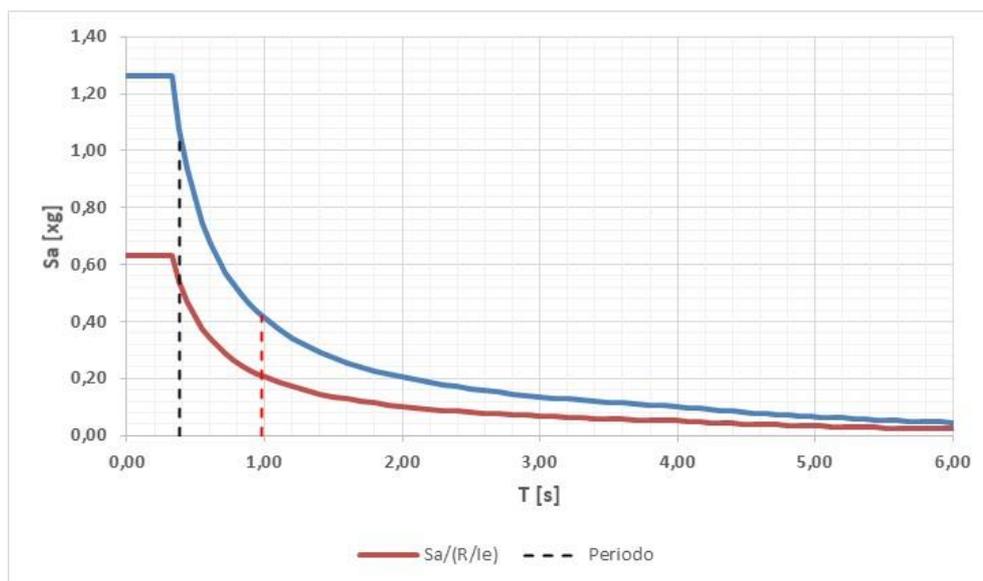


Ilustración 20 Espectro de diseño ASCE 7 – 16

4.1.8. INGRESO DE LOS PARAMETROS SISMICOS AL PROGRAMA DE CALCULO SAP 200.

Ilustración 21 Ingreso de parámetros sísmicos en el programa de cálculo.

4.2.MODELO ESTÁTICO LINEAL PARA ANÁLISIS DE RESERVORIOS.

Para el ingreso de los parámetros sísmicos que influirán en el diseño y análisis del reservorio se definirá dentro Load Patterns de acuerdo a las solicitaciones y demandas establecidas en las normativa ACI 350-06, siguiendo lo establecido por el modelo de Housner mediante determinación de fuerzas equivalentes aplicadas de la siguiente manera:

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
DEAD	Dead	1	
H2O	Other	0	
PWX	Other	0	
PWY	Other	0	
PIX	Other	0	
PIY	Other	0	
PCX	Other	0	
PCY	Other	0	
PSUELO	Other	0	

Donde,

- DEAD (D): Carga muerta producto del peso propio.
- H2O (F): Carga debido a la presión del fluido
- PWX (E): Carga Sísmica en X producida por la fuerza inercial de la masa del tanque.
- PWY (E): Carga Sísmica en Y producida por la fuerza inercial de la masa del tanque.
- PIX (E): Carga Sísmica en X producida por la masa impulsiva del fluido.
- PIY (E): Carga Sísmica en Y producida por la masa impulsiva del fluido.
- PCX (E): Carga Sísmica en X producida por la masa convectiva del fluido.
- PCY (E): Carga Sísmica en Y producida por la masa convectiva del fluido.

4.3.DEFINICION DE LAS COMBINACION DE CARGA

Para la combinación de las cargas se evaluará dos estados: el estado de cargas últimas, de acuerdo con lo establecido en el código ACI 350-06 capítulo 9 y el estado de serviciabilidad para control de agrietamiento. Las combinaciones de carga últimas estarán dadas por el efecto más desfavorable considerando las siguientes expresiones:

9.2.1 — Required strength U shall be at least equal to the effects of factored loads in Eq. (9-1) through (9-7). The effect of one or more loads not acting simultaneously shall be investigated.

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

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

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

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

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

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

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

Fuente: ACI 350-06

A continuación, se presentan los patrones de carga y combinaciones ingresados al programa, generando una combinación de cargas lineal que contemple los efectos de las cargas sísmicas consideradas en la definición de los load patern.

4.3.1. ASIGNACION DE CARGAS HIDROSTATICAS.

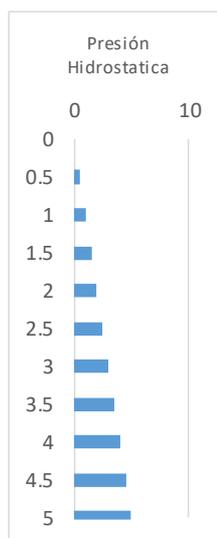
Para la consideración del modelo estático lineal se deberán incluir las fuerzas hidrostáticas en el reservorio en análisis, las mismas que corresponden al empuje que ejerce el agua en reposo en la cara interior de dicha estructura, que se aprecia como una distribución triangular sobre la totalidad o parcialidad del muro, dependiendo netamente de la geometría del tanque y en esencia del nivel de almacenaje del líquido.

Para nuestro análisis se considerará que el nivel del líquido se encuentra a una altura de 5.00 m

Distribución de presión hidrostática

HL = 5 m
 $\gamma_{H2O} = 1 \text{ T/m}^3$
 $Ph = \gamma \cdot H$

Y	Ph
0	0
0.5	0.5
1	1
1.5	1.5
2	2
2.5	2.5
3	3
3.5	3.5
4	4
4.5	4.5
5	5



Las fuerzas hidrostáticas responden a un modelo triangular ejercidas por la presión del agua como empuje en la cara interior de las paredes del tanque, a continuación, se asigna la distribución de presiones hidrostáticas sobre el modelo de los tanques.

Para la asignación de las presiones hidrostáticas sobre las paredes del tanque rectangular, se definirá un join patern que permita asignar a los nudos las cargas equivalentes del agua, para ello se utilizará la herramienta “DEFINE PATTERN NAME”.

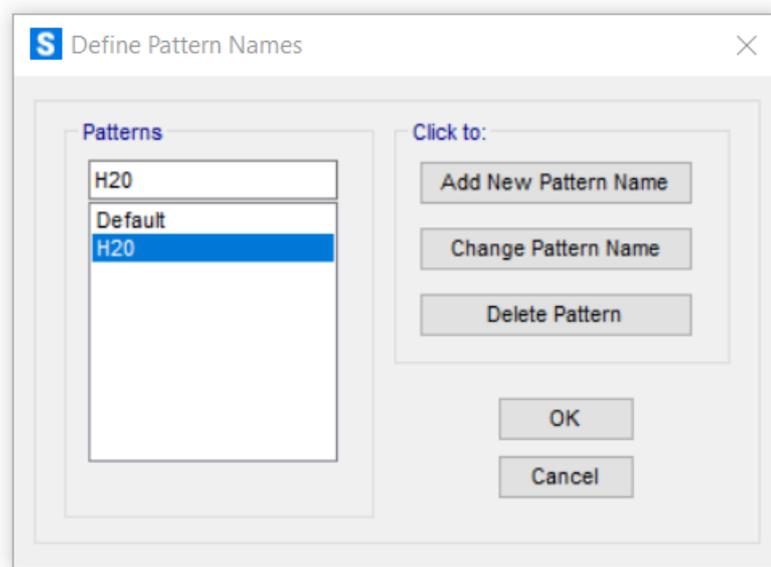


Ilustración 22 Definición de Load Pattern H20

Una vez definido el join patern, asignamos una función al mismo, en donde representa la presión del agua que ejerce en las paredes interiores del tanque, recordando que el nivel libre del líquido se encuentra a 5 m.

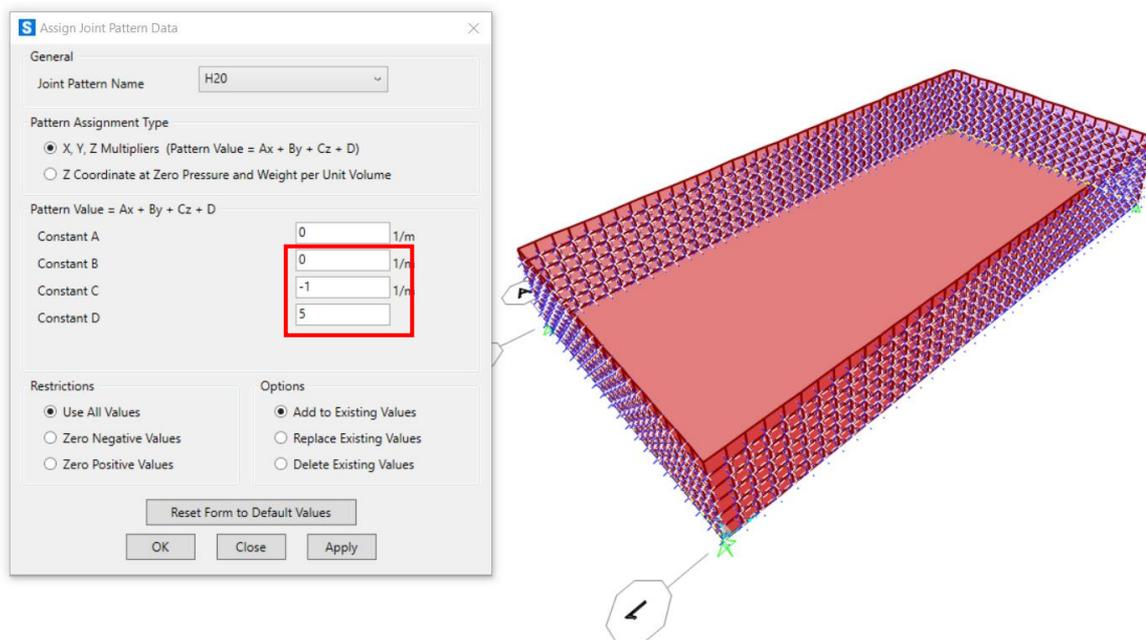


Ilustración 23 Asignación de joint pattern

Finalmente se puede observar en el gráfico siguiente que la distribución de presiones fue cargada a los respectivos nudos de todas las paredes del tanque.

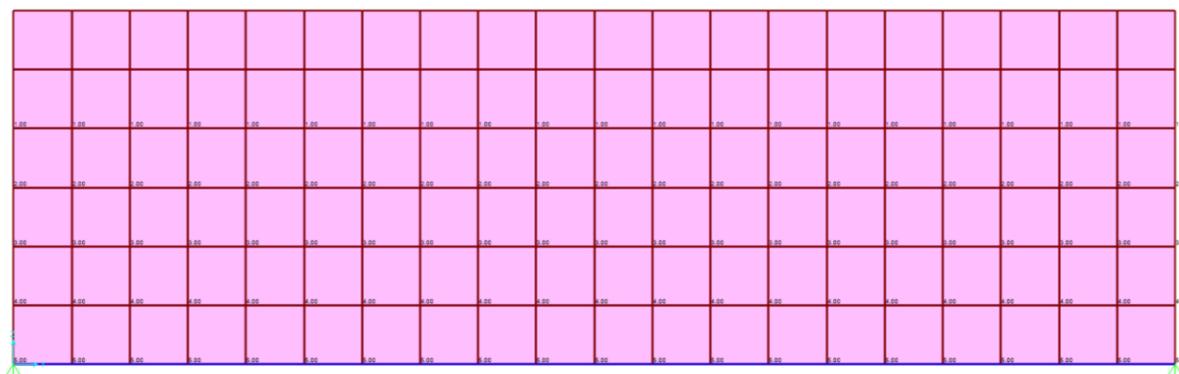
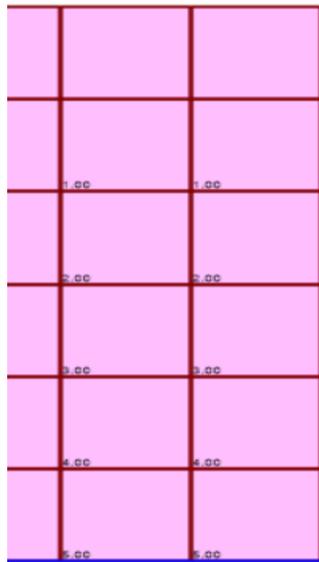


Ilustración 24 Asignación de presiones de agua en paredes del tanque.



Para una mejor visualización se realiza una ampliación de las cargas asignadas

Ilustración 25 Asignación de presiones hidrostática en las paredes del tanque

A continuación, se procedió a asignar cada uno de los elementos área con el patrón de carga definido y multiplicado por el peso específico del agua, que es equivalente a 1 T/m³

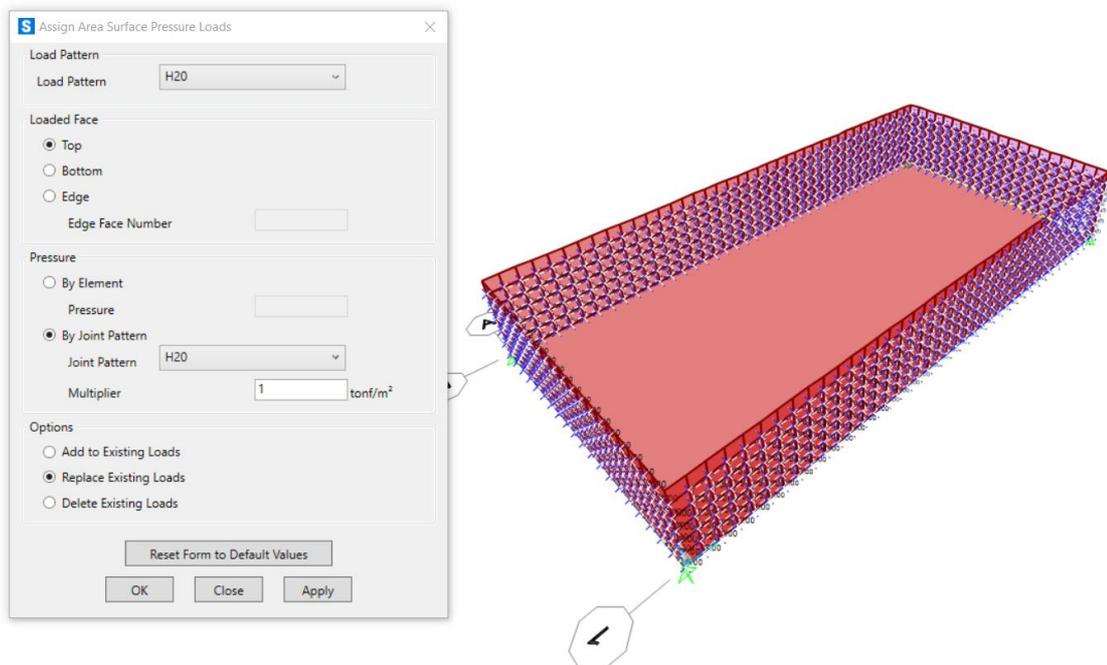
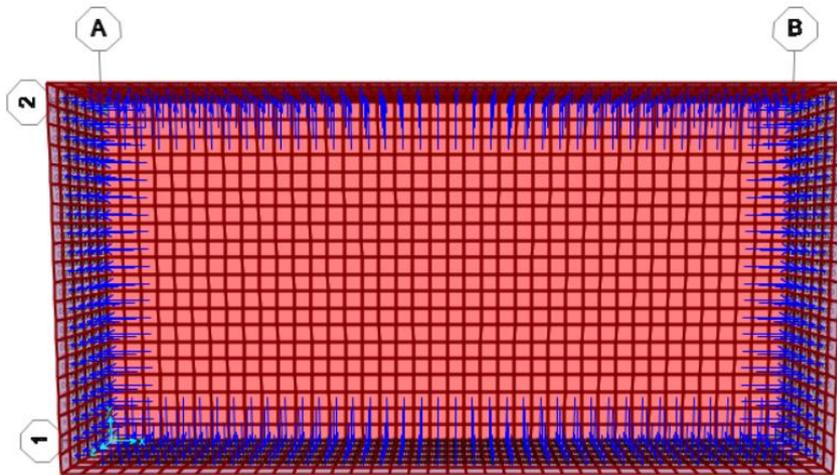


Ilustración 26 Asignación de presión lateral del agua

Se verifica que todas la presiones actuan desde el interior del tanque, de tal manera que el agua ejersa la presión desde el interior del tanque.



Finalmente, la losa inferior fue cargada con el peso equivalente a una columna de agua de 5 m, es decir una carga de 5 t/m².

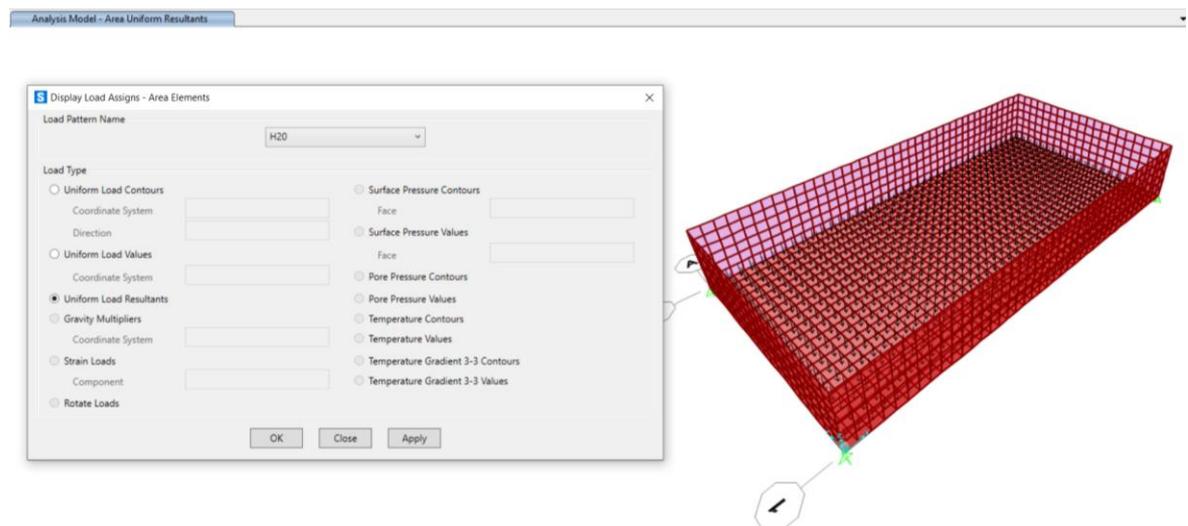


Ilustración 27 Distribución de presiones por efectos de agua.

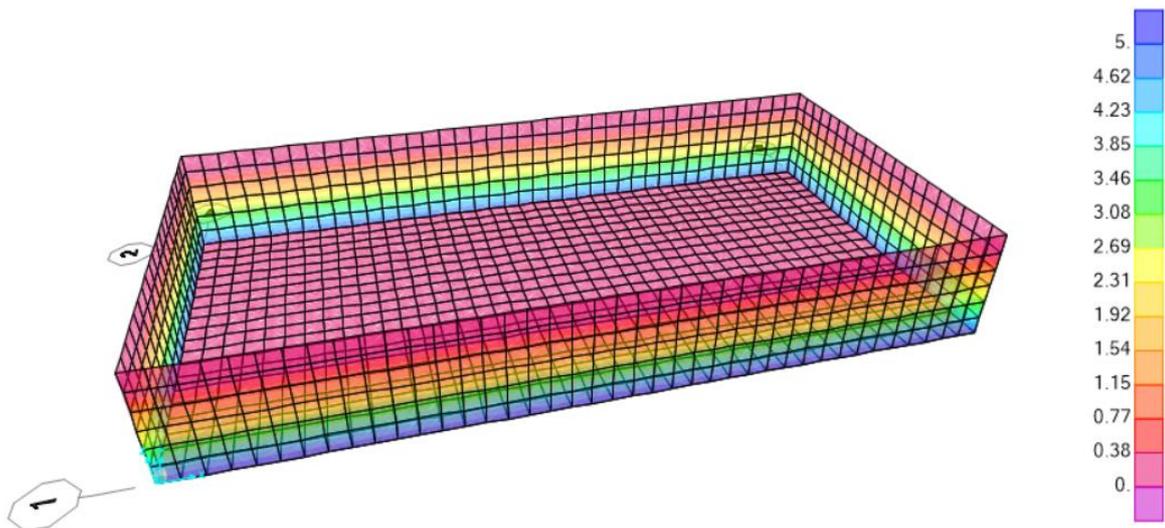
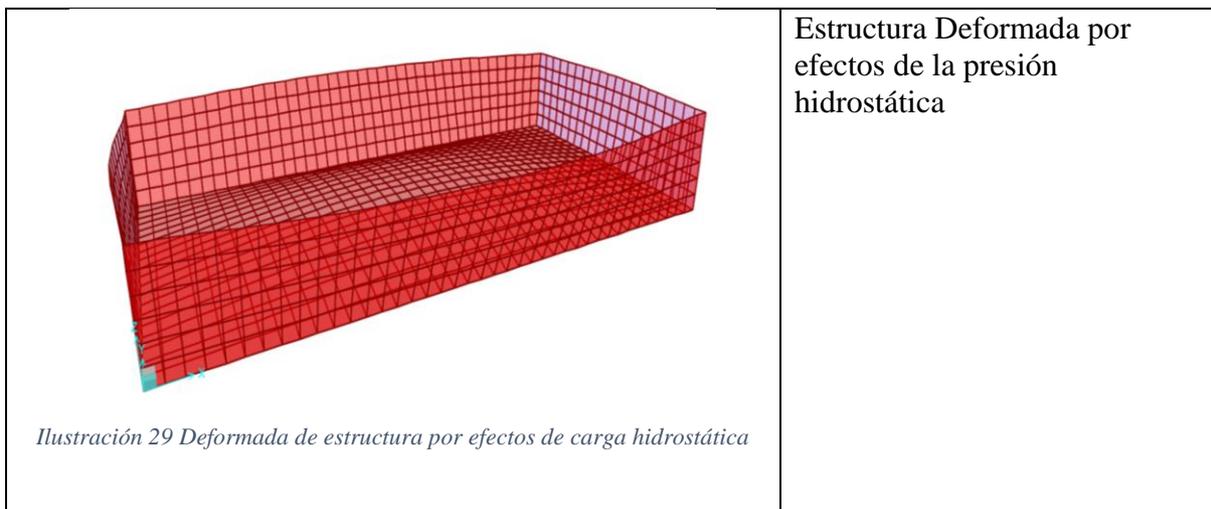
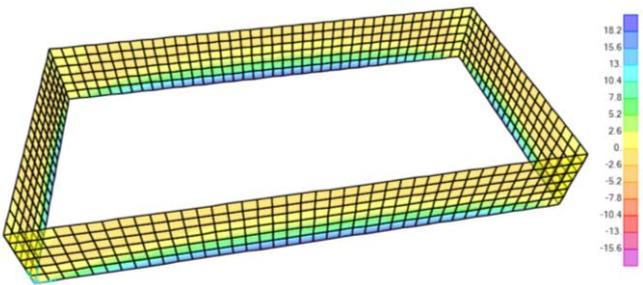
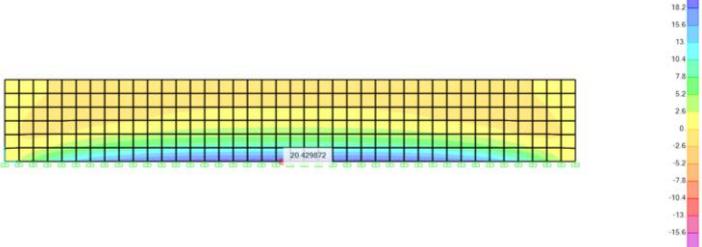
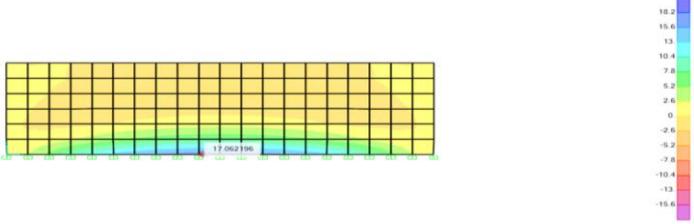
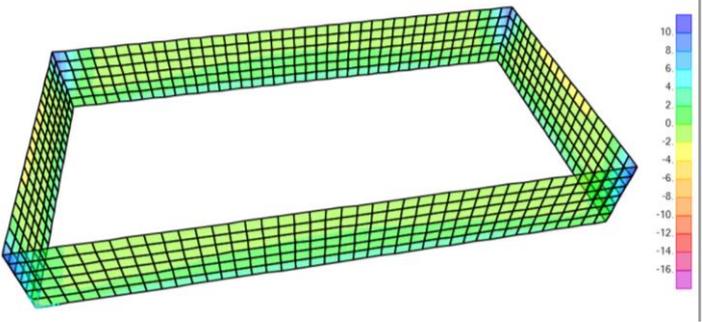
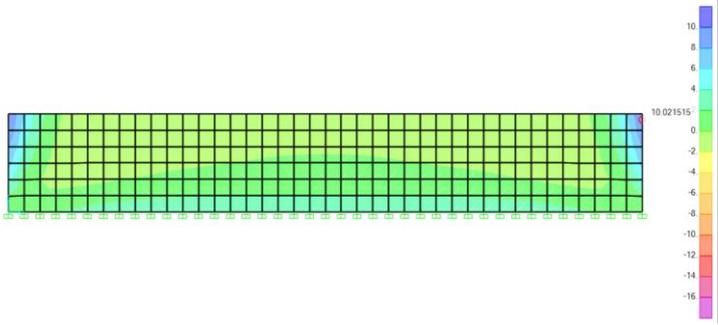
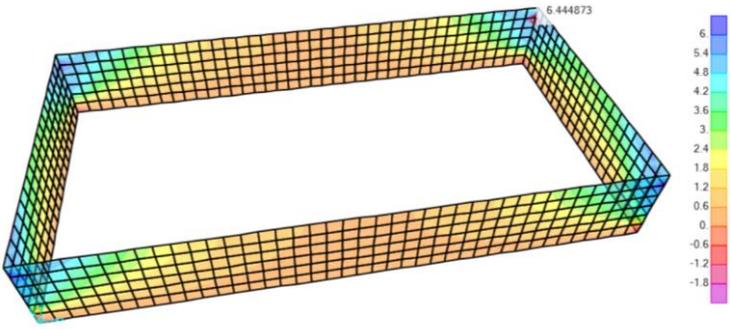
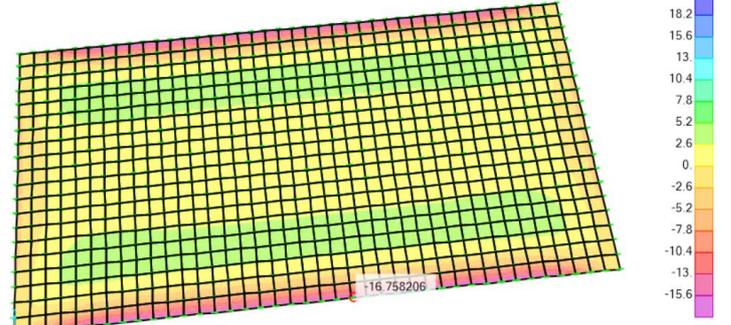
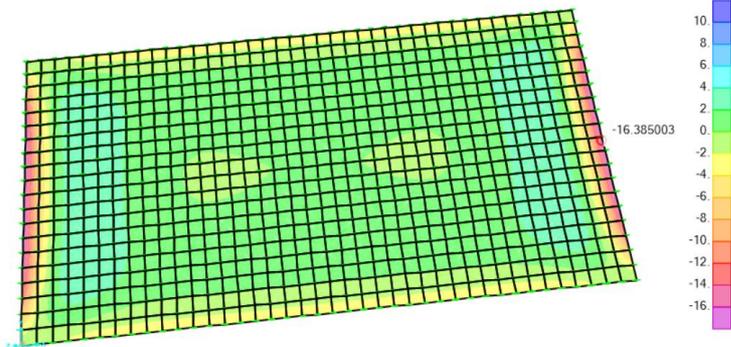


Ilustración 28 Mapa de presiones hidrostática



 <p><i>Ilustración 30 Momento M22 producto de cargas hidrostática</i></p>	<p>$M_{22} = 20.42 \text{ T.m}$</p>
 <p><i>Ilustración 31 Momento máximo $M_{22} = 20.42 \text{ T.m}$ en pared $L = 40 \text{ m}$.</i></p>	<p>$M_{22} = 20.42 \text{ T.m}$</p>
 <p><i>Ilustración 32 Momento máximo $M_{22} = 17.06 \text{ T.m}$ en pared $L = 20 \text{ m}$.</i></p>	<p>$M_{22} = 17.06 \text{ T.m}$</p>
 <p><i>Ilustración 33 Momento M11 producto de cargas hidrostática</i></p>	<p>$M_{11} = 10.02 \text{ T.m}$</p>

 <p><i>Ilustración 34 Momento M11 producto de cargas hidrostática</i></p>	<p>$M_{11} = 10.02 \text{ T.m}$</p>
 <p><i>Ilustración 35 Fuerza de tensión F11</i></p>	<p>$F_{11} = 1.02 \text{ T.m}$</p>
 <p><i>Ilustración 36 Momento M22 en losa producto de cargas hidrostática</i></p>	<p>$M_{22} = 16.75 \text{ T.m}$</p>
 <p><i>Ilustración 37 Momento M22 en losa producto de cargas hidrostática</i></p>	<p>$M_{11} = 16.36 \text{ T.m}$</p>

4.3.2. ASIGNACION DE CARGAS POR FUERZA INERCIAL.

Dentro del análisis estático lineal se tendrá que asignar las cargas establecidas producto del peso propio de las paredes o fuerzas inerciales, tanto en sentido X como en sentido Y, para lo cual se generará el cálculo del peso de las paredes del tanque según los establece el código ACI350.3R-06.

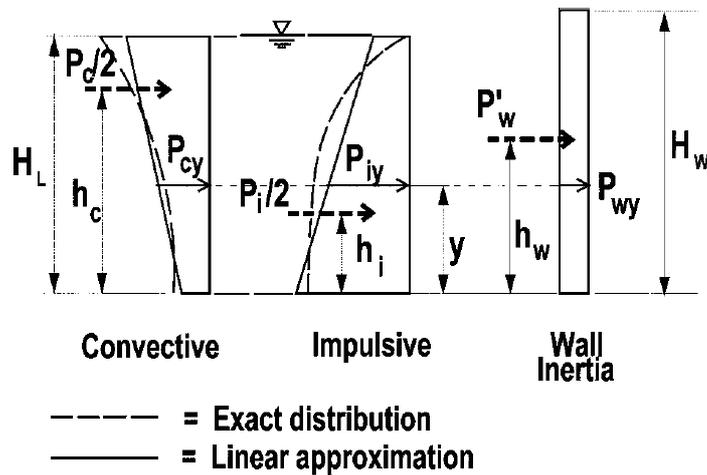


Ilustración 38 Distribución de fuerza inercial en paredes

$$W_w = H_w \cdot t_w \cdot \gamma_h = 8.64 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$P_w = C_i \cdot I_p \cdot \left(\frac{\varepsilon \cdot W_w}{R_i} \right) = 3.28 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$p_{wy} = \frac{P_{wy}}{B}$$

$$P_{wy} = 3,28/6 = 0.54 \text{ T/m}^2$$

$$P_{wx} = 3,28/6 = 0.54 \text{ T/m}^2$$

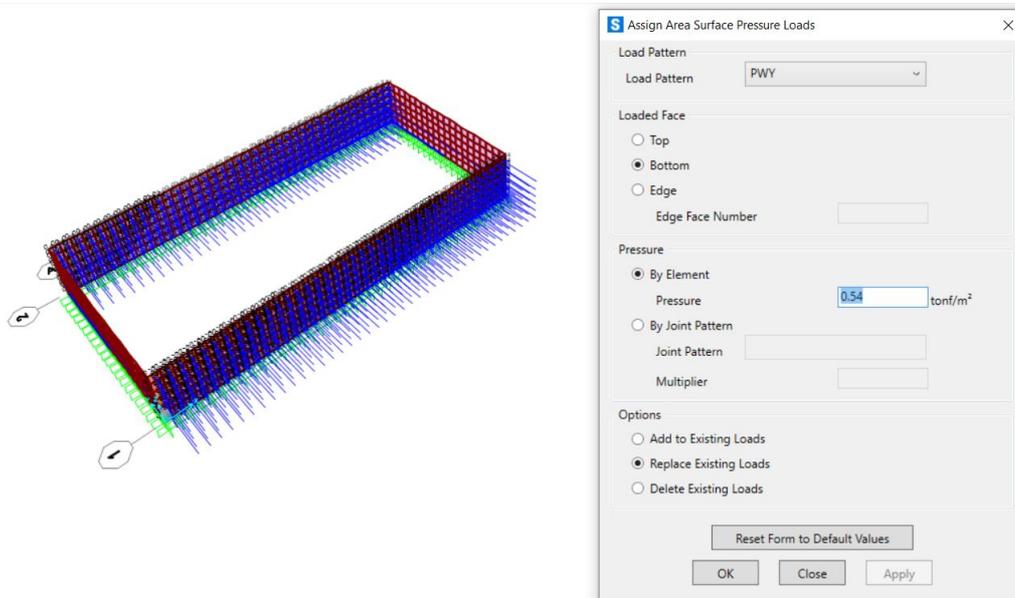


Ilustración 39 Asignación de cargas por fuerza inercial.

4.3.3. ASIGNACION DE PRESIONES IMPULSIVAS.

La distribución de presiones producto de la presión impulsiva se la realizara en función de lo establecido en la norma ACI350.3R-06 que establece lo siguiente:

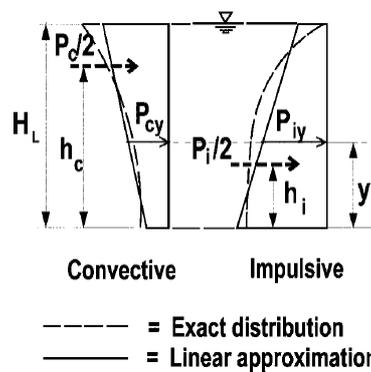


Ilustración 40 Distribución de presiones impulsiva.

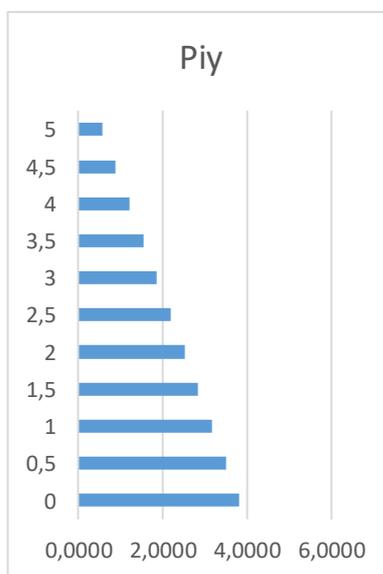
Para nuestro caso de análisis realizaremos una distribución de presiones lineal aproximada para los muros de L = 40 m , empleando la metodología antes mencionada

Distribución de presiones Impulsiva

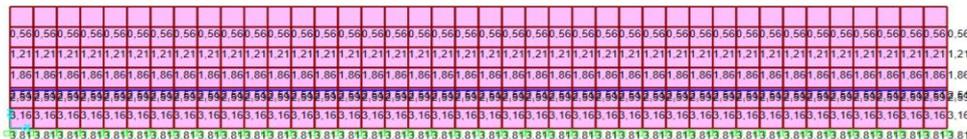
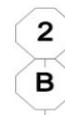
Pi = 21,9 Ton/m
 HL = 5 m
 Hi = 1,88

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

Y	Piy
0	3,8194
0,5	3,4935
1	3,1676
1,5	2,8417
2	2,5159
2,5	2,1900
3	1,8641
3,5	1,5383
4	1,2124
4,5	0,8865
5	0,5606



Para lo cual se han asignados a los muros de 40 m los respectivos load patterns con la distribución de la presión obtenida.



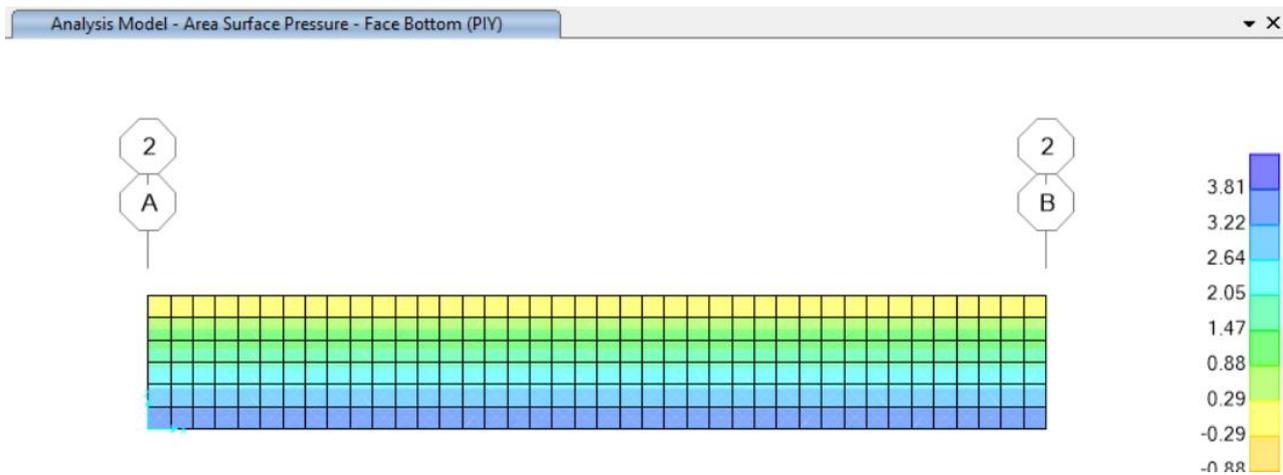


Ilustración 41 Asignación de presión impulsiva sobre las paredes del tanque.

A continuación, se muestra la asignación de las presiones impulsivas sobre las paredes tanque.

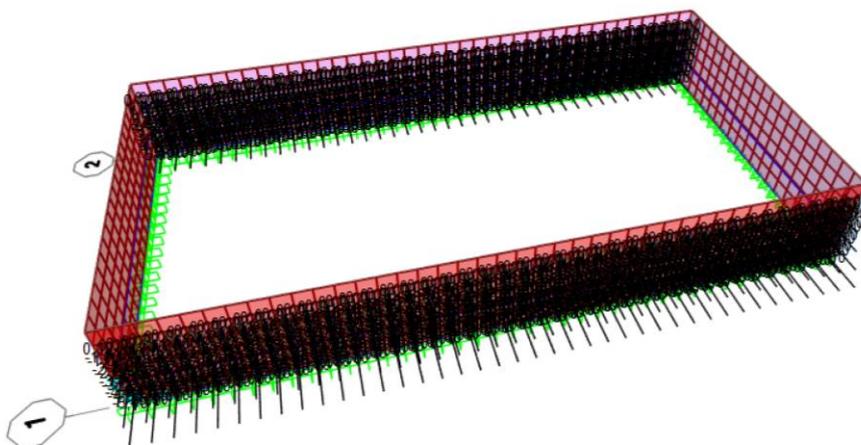


Ilustración 42 Asignación de presión impulsiva sobre paredes $L=40$ m

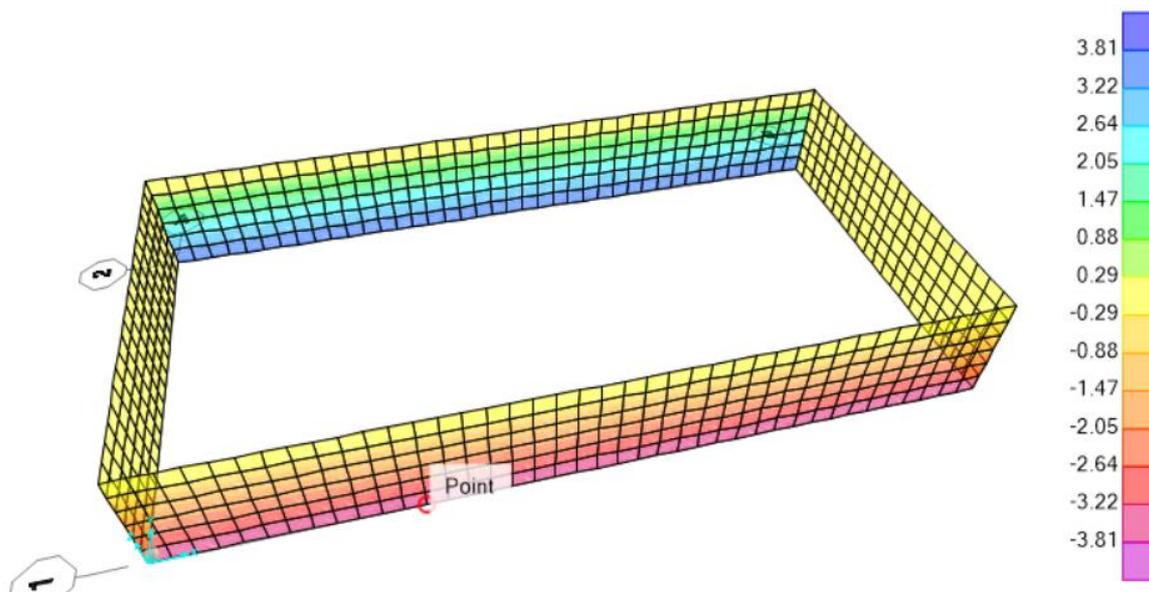


Ilustración 43 Mapa de presión impulsiva sobre paredes L=40 m

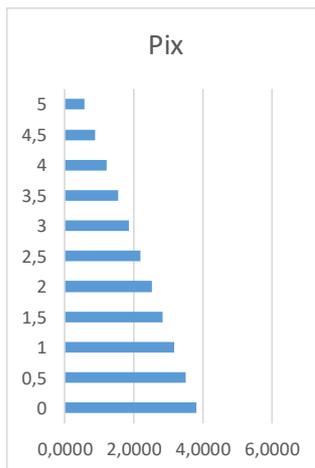
Para muros de L = 20 m

Distribución de presiones Impulsiva

Pi = 21,94 Ton/m
 HL = 5 m
 Hi = 1,88

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

Y	Pix
0	3,8263
0,5	3,4999
1	3,1734
1,5	2,8469
2	2,5205
2,5	2,1940
3	1,8675
3,5	1,5411
4	1,2146
4,5	0,8881
5	0,5617



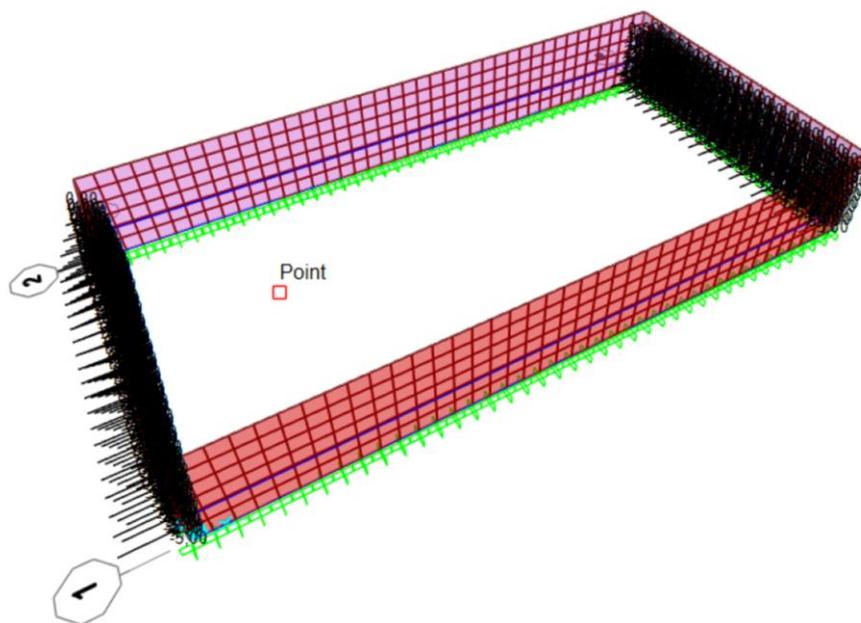


Ilustración 44 Asignación de presión impulsiva sobre paredes $L=20\text{ m}$

Analysis Model - Area Surface Pressure - Face Bottom (PIX) ▼ ×

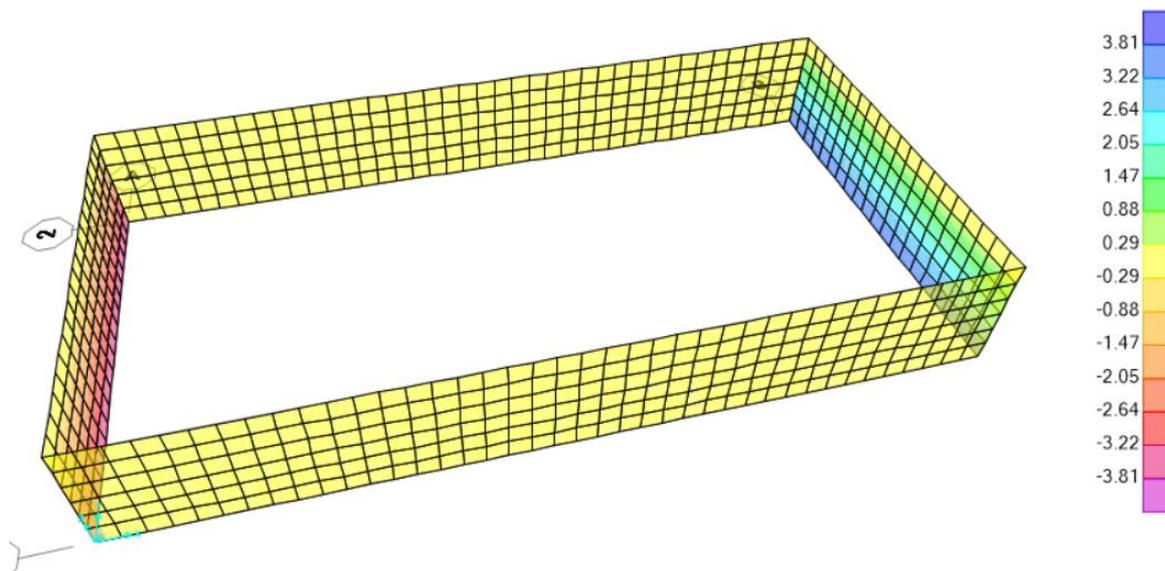


Ilustración 45 Mapa de presión impulsiva sobre paredes $L=20\text{ m}$

4.3.4. ASIGNACION DE PRESION CONVECTIVA

La distribución de presiones producto de la presión convectiva se la realizara en función de lo establecido en la norma ACI350.3R-06 que establece lo siguiente:

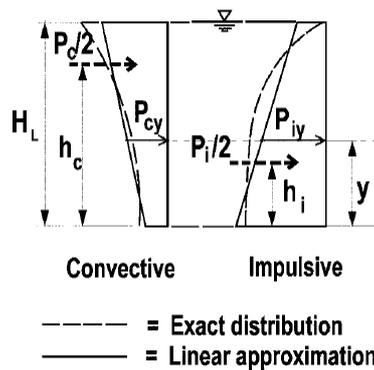


Ilustración 46 Distribución de presiones convectiva.

Para nuestro caso de análisis realizaremos una distribución de presiones lineal aproximada para los muros de $L = 40 \text{ m}$, empleando la metodología antes mencionada

Distribucion de presiones Convectiva

$$P_c = 1,64 \quad \text{Ton/m}$$

$$H_L = 5 \quad \text{m}$$

$$H_c = 2,62$$

$$P_{cy} = \frac{P_c}{2} \left[4H_L - 6h_c - (6H_L - 12h_c) \left(\frac{y}{H_L} \right) \right] \frac{1}{H_L^2}$$

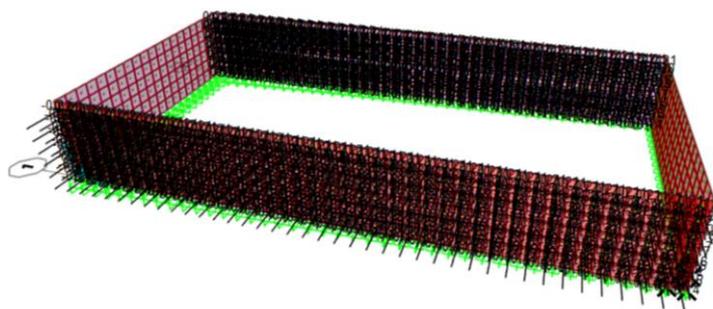
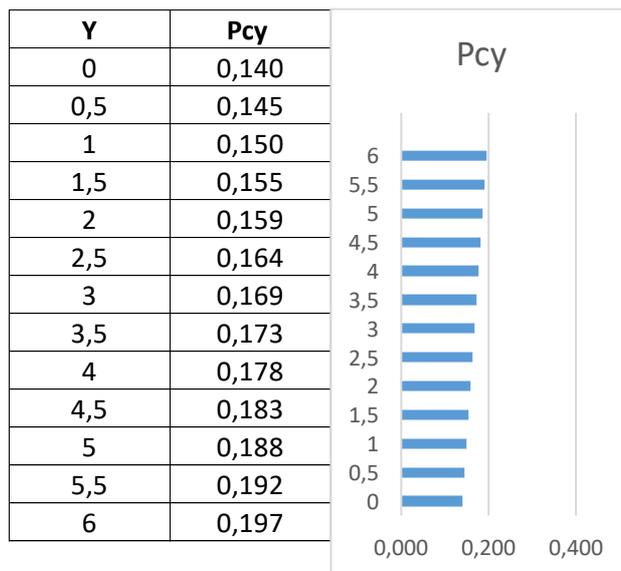


Ilustración 47 Asignación de presión convectiva sobre paredes L=40 m

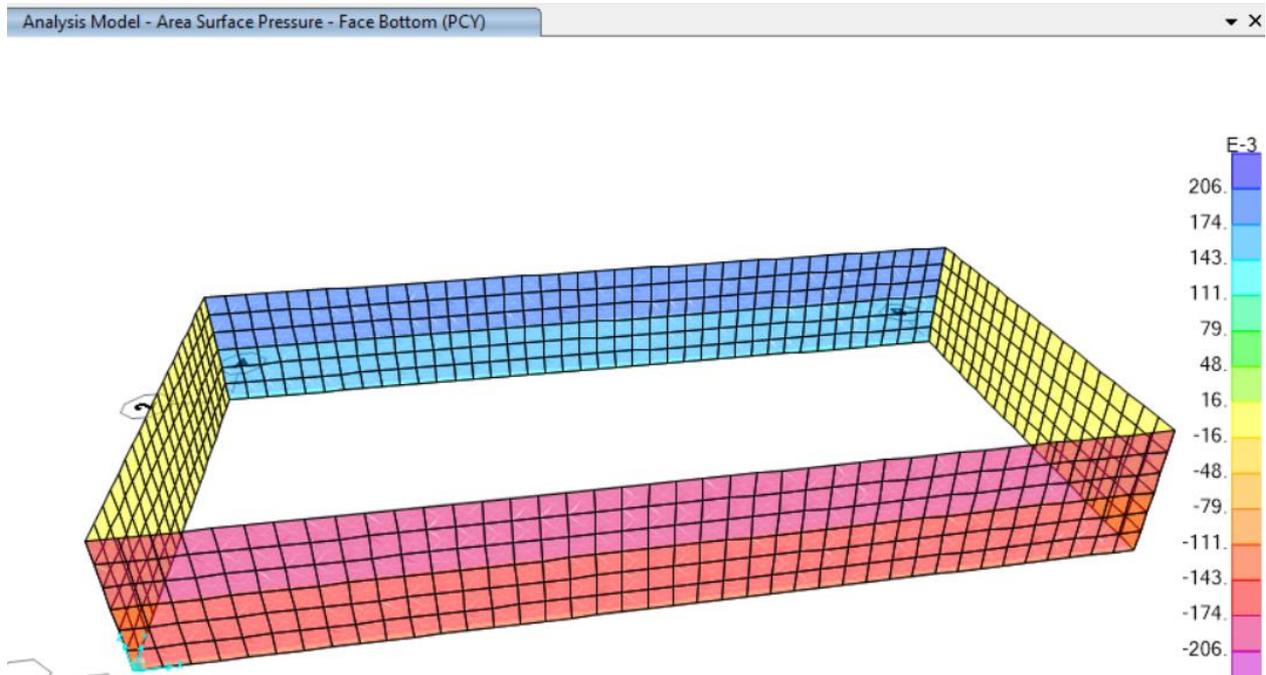


Ilustración 48 Mapa de presión convectiva sobre paredes L=40 m

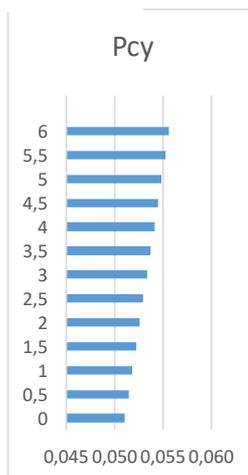
Para muros L=20 m

Distribucion de presiones Convectiva

Pc = 0,53 Ton/m
 HL = 5 m
 Hc = 2,53

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

Y	Pcy
0	0,051
0,5	0,051
1	0,052
1,5	0,052
2	0,053
2,5	0,053
3	0,053
3,5	0,054
4	0,054
4,5	0,055
5	0,055
5,5	0,055
6	0,056



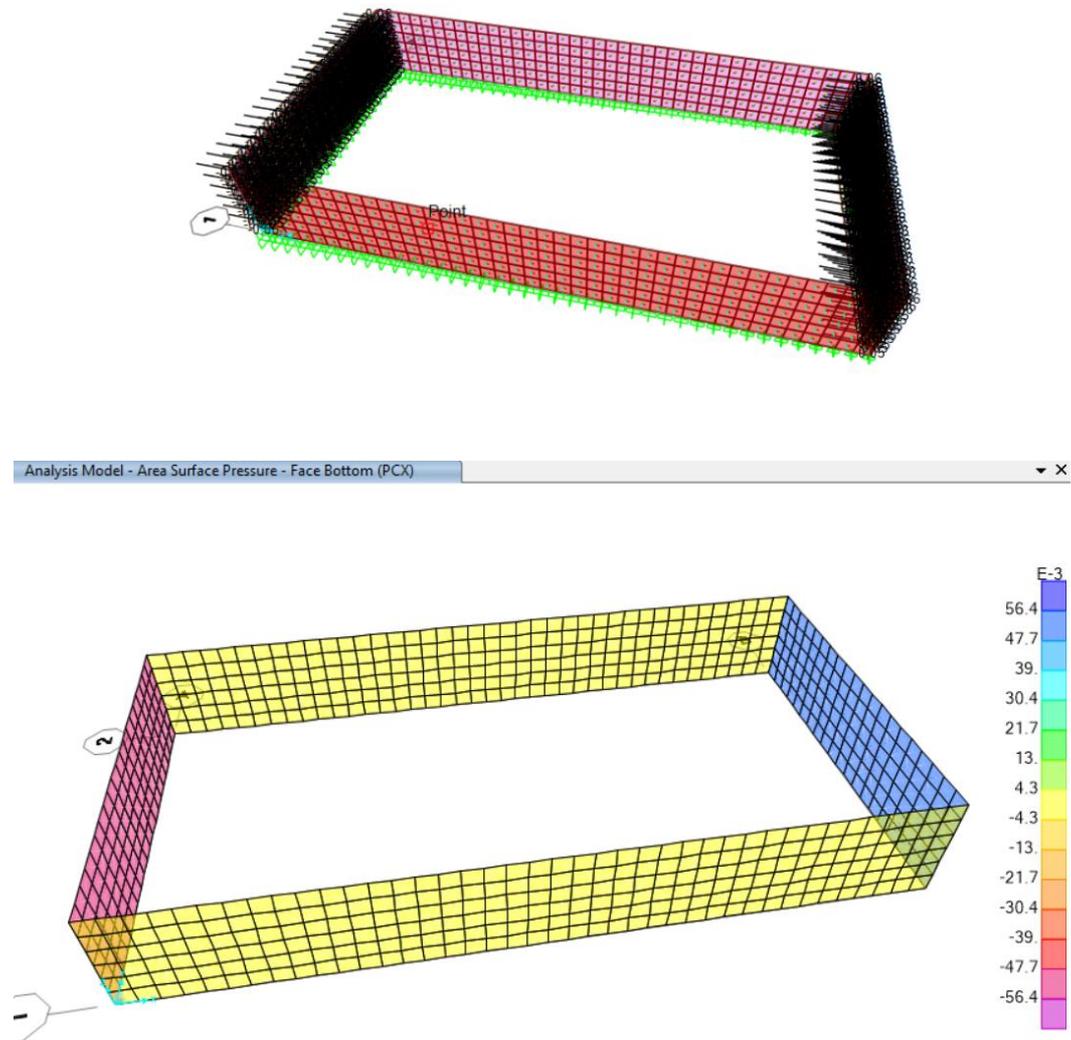


Ilustración 49 Mapa de presiones convectiva sobre paredes $L=20\text{ m}$

4.3.5. ASIGNACION DE PRESION ACTIVA DEL SUELO

Para la asignación de la presión activa del suelo, empezaremos definiendo el coeficiente K_a correspondiente a la presión activa del suelo, para nuestro caso de análisis utilizaremos un

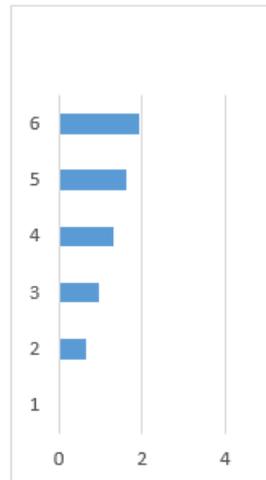
valor de 0.4, según las recomendaciones establecidas por la norma ACI 350.3R – 06 cuando se trata de reservorios parcialmente enterrados.

Distribución de presión activa suelo

$$\begin{aligned} H_{\text{suelo}} &= 3 \\ Y_{\text{H}_2\text{O}} &= 1.62 \\ K_a &= 0.4 \end{aligned}$$

$$P_{\text{suelo}} = K_a \cdot \gamma \cdot H$$

Z (m)	Ph
0.5	0
1	0.648
1.5	0.972
2	1.296
2.5	1.62
3	1.944



$$\begin{aligned} c &= 0.648 \\ &= 1.944 \end{aligned}$$

Ilustración 50 Distribución de presión activa del suelo

A continuación, asignaremos JOINT PATTERN a una profundidad de 3m, que es la considerada para el empuje activo del suelo sobre las paredes del tanque rectangular. Estas presiones ejercerán un empuje sobre la cara externa del reservorio

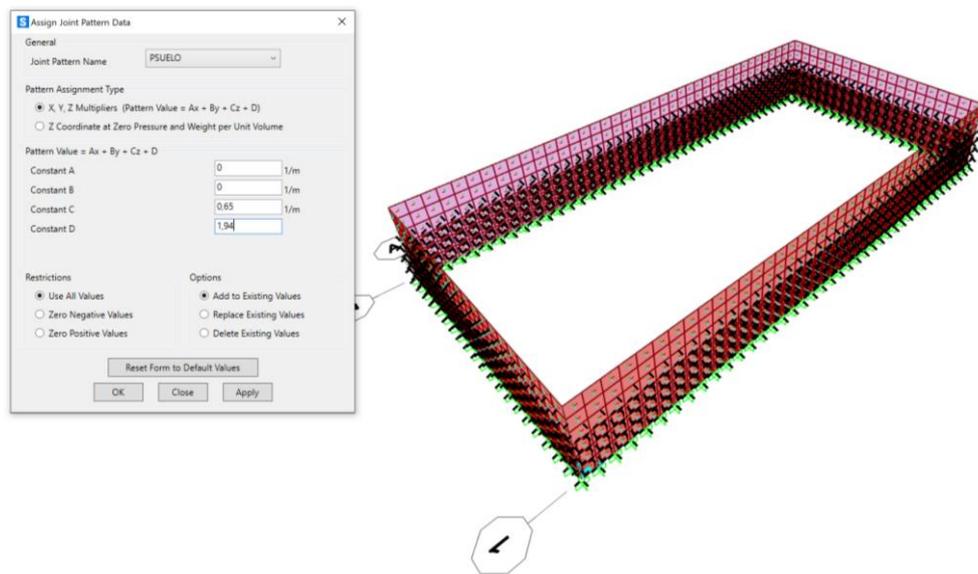


Ilustración 51 Asignación de Joint Pattern presión activa del suelo.

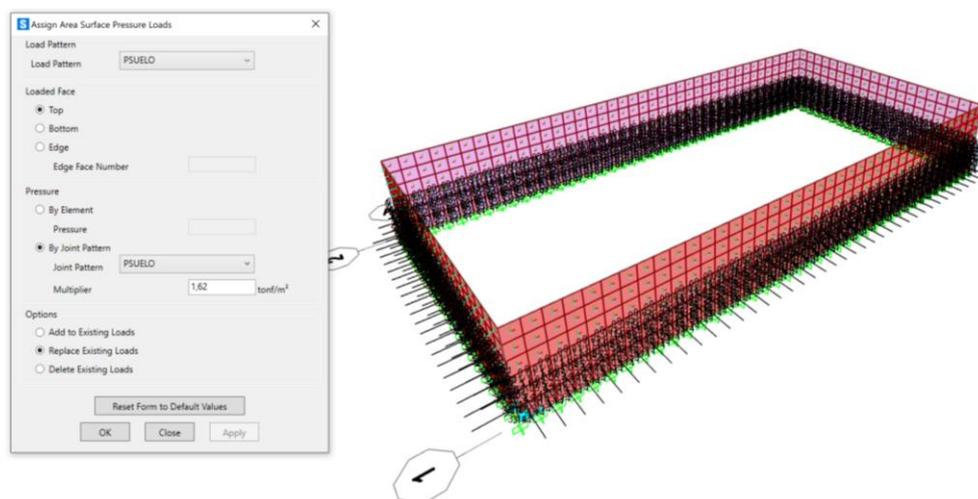


Ilustración 52 Asignación de presión lateral del suelo

A continuación, se evidencia en la siguiente imagen la distribución de presiones producto del empuje que ejerce el suelo sobre las paredes del tanque, como se puede apreciar el tanque se encuentra enterrado a una altura de 3 metros medidos desde la base.

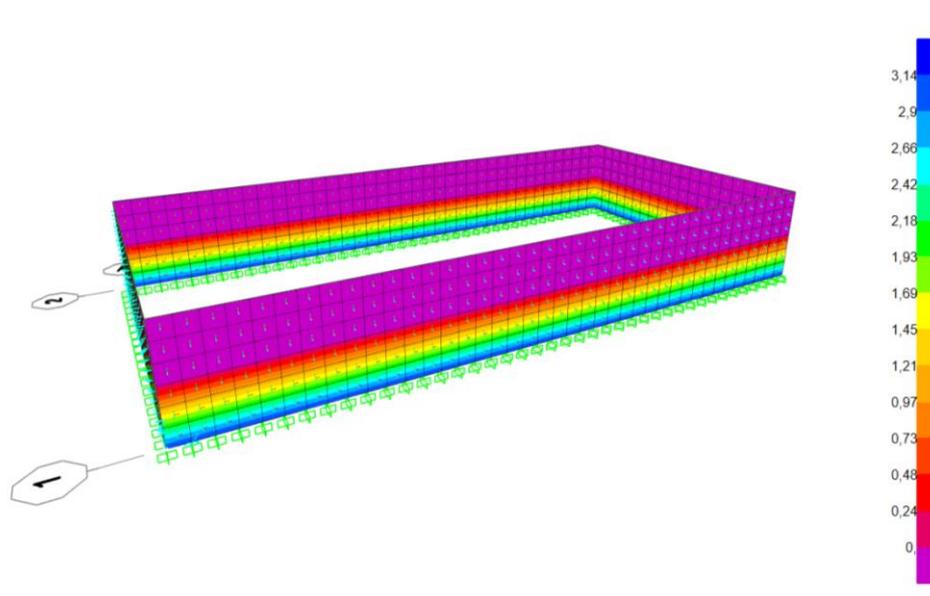


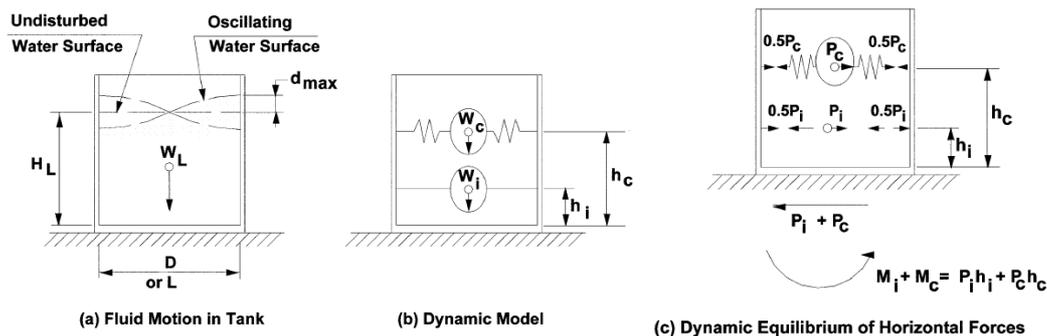
Ilustración 53 Distribución de presiones activa del suelo

4.4.MODELO DINAMICO LINEAL PARA ANALISIS DE RESERVORIOS.

Para modelar las masas y resortes establecidos según la normativa ACI-350-06, se requiere determinar las masas, periodos tanto impulsivos y conectivos, además se necesita conocer todas las propiedades que intervienen en el análisis dinámica de estas estructuras.

A continuación, determinaremos las alturas impulsivas (h_i) y altura convectiva (h_c) en donde actúan las respectivas masas, para ello utilizaremos una herramienta de cálculo Mathcad, en donde se han realizado los respectivos cálculos.

Propiedades en muro $L=40$ m:



Para calcular las presiones que se ejercen sobre las paredes largas del muro, tomaremos como valor de $L = 20$ m, es decir el empuje que genera la masa perpendicular a la cara en análisis.

$$L := 20 \text{ m}$$

$$H_L := 5.0 \text{ m}$$

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left(0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)\right)}{0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)}$$

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.264 \cdot \tanh\left(3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right)\right)$$

Centro de gravedad excluyendo la presión en la base EBP:

$$h_{i_EBP} := \begin{cases} \frac{L}{H_L} < 1.333 \\ \left(0.50 - 0.09375 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)\right) \cdot H_L \\ \text{else} \\ 0.375 \cdot H_L \end{cases} = 1.88 \text{ m}$$

$$h_{c_EBP} := \left(1 - \frac{\cosh\left(3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right)\right) - 1}{3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right) \cdot \sinh\left(3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right)\right)}\right) \cdot H_L = 2.62 \text{ m}$$

Propiedades Dinamicas:

$$H_w := 6.0 \text{ m}$$

$$t_w := 60 \text{ cm}$$

$$E_c := 12100 \cdot \sqrt{280} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 19855.69 \text{ MPa}$$

$$m_w := \frac{H_w \cdot t_w \cdot \gamma_h}{g} = 8640 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad \text{Masa de la pared por unidad de longitud}$$

$$m_i = \left(\frac{W_i}{W_L} \right) \cdot \left(\frac{L}{2} \right) \cdot H_L \cdot \gamma_{H2O} \quad \frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left(0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)\right)}{0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)}$$

$$m_i := \left(\frac{\tanh\left(0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)\right)}{0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)} \right) \cdot \left(\frac{L}{2} \right) \cdot H_L \cdot \frac{\gamma_{H2O}}{g} = 14405.92 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Esta masa está considerada como la mitad del agua que actúa en una pared de longitud 40 m y la otra mitad ejerce efectos de succión.

La masa impulsiva y convectiva del agua está dado por la siguientes ecuaciones :

$$W_i := \left(\frac{\tanh\left(0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)\right)}{0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)} \right) \cdot L \cdot B \cdot H_L \cdot \frac{\gamma_{H2O}}{g} = 1152473.44 \text{ m} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_c := 0.264 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right) \cdot \tanh\left(3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right)\right) \cdot L \cdot B \cdot H_L \cdot \frac{\gamma_{H2O}}{g} = 2781119.77 \text{ m} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

La masa total impulsiva del tanque incluyendo las paredes perpendiculares a la cara de análisis es:

$$m_{iT} = 1152473.44 + \left(8640 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) \cdot 40 \text{ m} + (20 \cdot 6 \cdot 0.6 \cdot 2400) = 1670873.44 \text{ Kg}$$

$$m := m_w + m_i = 23045.92 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$h_w := \frac{H_w}{2} = 3 \text{ m} \quad \text{Centro de gravedad de la pared}$$

$$h := \frac{h_w \cdot m_w + h_{LEBP} \cdot m_i}{m} = 2.3 \text{ m} \quad I := \frac{100 \text{ cm} \cdot t_w^3}{12} = 1800000 \text{ cm}^4$$

$$k := 3 \cdot \frac{E_c \cdot I}{h^3} = 9024.18 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$\omega_i := \sqrt[2]{\frac{k}{m \cdot 100 \text{ cm}}} = 61.97 \frac{1}{\text{s}} \quad T_i := \frac{2 \cdot \pi}{\omega_i} = 0.1 \text{ s}$$

$$\lambda := \sqrt[2]{3.16 \cdot g \cdot \tanh\left(3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right)\right)} = 4.52 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$\omega_c := \frac{\lambda}{\sqrt[2]{L}} = 1.01 \frac{1}{\text{s}} \quad T_c := \frac{2 \cdot \pi}{\omega_c} = 6.22 \text{ s}$$

$$C_i := S_a\left(\frac{T_i}{\text{s}}\right) = 1.26 \quad C_c := \begin{cases} \frac{T_c}{\text{s}} < \frac{1.6}{T_s} \\ \left| 1.50 \cdot S_a\left(\frac{T_c}{\text{s}}\right) \right| \\ \text{else} \\ \left| \frac{2.40 \cdot S_{DS}}{\left(\frac{T_c}{\text{s}}\right)^2} \right| \end{cases} = 0.08$$

$$C_t := 0.40 \cdot S_{DS} = 0.51$$

Coefficiente de masa efectiva:

$$\varepsilon := \min\left(1, 0.0151 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)^2 - 0.1908 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right) + 1.021\right) = 0.5$$

ALTURA LIBRE DE OSCILACION:

$$d_{MAX} := \frac{L}{2} \cdot C_c \cdot I_p = 0.98 \text{ m}$$

Para calcular las presiones que se ejercen sobre las paredes cortas del muro, tomaremos como valor de $L = 40 \text{ m}$, es decir el empuje que genera la masa perpendicular a la cara en análisis.

$$L := 40 \text{ m}$$

$$H_L := 5.0 \text{ m}$$

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left(0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)\right)}{0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)}$$

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.264 \cdot \tanh\left(3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right)\right)$$

Centro de gravedad excluyendo la presión en la base EBP:

$$h_{i_EBP} := \begin{cases} \frac{L}{H_L} < 1.333 \\ \left(0.50 - 0.09375 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)\right) \cdot H_L \\ \text{else} \\ 0.375 \cdot H_L \end{cases} = 1.88 \text{ m}$$

$$h_{c_EBP} := \left(1 - \frac{\cosh\left(3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right)\right) - 1}{3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right) \cdot \sinh\left(3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right)\right)}\right) \cdot H_L = 2.53 \text{ m}$$

Propiedades Dinamicas:

$$H_w := 6.0 \text{ m}$$

$$t_w := 60 \text{ cm}$$

$$E_c := 12100 \cdot \sqrt[2]{280} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 19855.69 \text{ MPa}$$

$$m_w := \frac{H_w \cdot t_w \cdot \gamma_h}{g} = 8640 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Masa de la pared por unidad de longitud

$$m_i = \left(\frac{W_i}{W_L}\right) \cdot \left(\frac{L}{2}\right) \cdot H_L \cdot \gamma_{H2O} \quad \frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left(0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)\right)}{0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)}$$

$$m_i = \left(\frac{\tanh\left(0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)\right)}{0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)}\right) \cdot \left(\frac{L}{2}\right) \cdot H_L \cdot \frac{\gamma_{H2O}}{g} = 14434.15 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Esta masa está considerada como la mitad del agua que actúa en una pared de longitud 20 m y la otra mitad ejerce efectos de succión.

La masa impulsiva y convectiva del agua está dado por la siguiente ecuación:

$$W_i := \left(\frac{\tanh\left(0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)\right)}{0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)} \right) \cdot L \cdot B \cdot H_L \cdot \frac{\gamma_{H_2O}}{g} = 577366.1 \text{ m} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_c := 0.264 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right) \cdot \tanh\left(3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right)\right) \cdot L \cdot B \cdot H_L \cdot \frac{\gamma_{H_2O}}{g} = 3173598.16 \text{ m} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

La masa total del tanque incluyendo las paredes perpendiculares a la cara de análisis es:

$$m_{iT} = 577366.1 + \left(8640 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) \cdot 20 \text{ m} + (40 \cdot 6 \cdot 0.6 \cdot 2400) = 1095766.43 \text{ Kg}$$

$$m := m_w + m_i = 23074.15 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$h_w := \frac{H_w}{2} = 3 \text{ m}$$

Centro de gravedad de la pared

$$h := \frac{h_w \cdot m_w + h_{iEBP} \cdot m_i}{m} = 2.3 \text{ m}$$

$$I := \frac{100 \text{ cm} \cdot t_w^3}{12} = 1800000 \text{ cm}^4$$

$$k := 3 \cdot \frac{E_c \cdot I}{h^3} = 9030.26 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$\omega_i := \sqrt[2]{\frac{k}{m \cdot 100 \text{ cm}}} = 61.95 \frac{1}{\text{s}}$$

$$T_i := \frac{2 \cdot \pi}{\omega_i} = 0.1 \text{ s}$$

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

$$C_c := \begin{cases} \text{if } \frac{T_c}{s} < \frac{1.6}{T_s} \\ \left| 1.50 \cdot S_a \left(\frac{T_c}{s} \right) \right| \\ \text{else} \\ \left| \frac{2.40 \cdot S_{D5}}{\left(\frac{T_c}{s} \right)^2} \right| \end{cases} = 0.02$$

$$C_t := 0.40 \cdot S_{D5} = 0.51$$

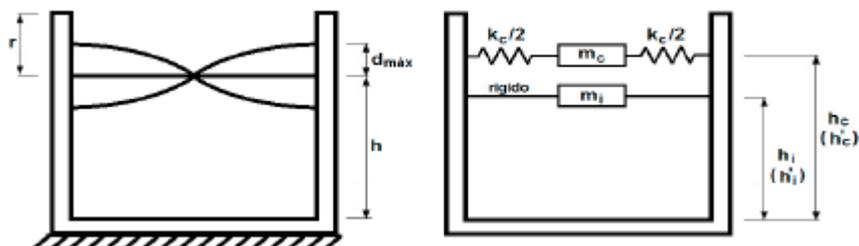
Coefficiente de masa efectiva:

$$\varepsilon := \min \left(1, 0.0151 \cdot \left(\frac{L}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \cdot \left(\frac{L}{H_L} \right) + 1.021 \right) = 0.46$$

ALTURA LIBRE DE OSCILACION:

$$d_{MAX} := \frac{L}{2} \cdot C_c \cdot I_p = 0.56 \text{ m}$$

4.4.1. CONSIDERACIONES Y APLICACIÓN DEL PROGRAMA DE CALCULO SAP 2000 PARA LA MODELACION



Para las consideraciones y la asignación de las cargas que actuarán sobre los tanques y reservorios se aplicarán las resultantes de las presiones hidrodinámicas impulsiva y convectivas.

Las alturas h_i y h_e calculadas en los procedimientos anteriores servirán para el cálculo de los momentos actuantes en la parte inferior de las paredes del tanque debido a los efectos de la distribución de presiones hidrodinámicas.

4.4.2. ASIGNACION DE MASA PARA LA COMPONENTE IMPULSIVA SOBRE PAREDES DEL RESERVORIO.

Para la asignación de la componente impulsiva asignaremos un punto en el centro de gravedad del tanque a la altura calculada donde se aplicarán las masas impulsivas.

$$h_{iEBP} = \begin{cases} \frac{L}{H_L} < 1.333 \\ \left(0.50 - 0.09375 \cdot \left(\frac{L}{H_L} \right) \right) \cdot H_L \\ \text{else} \\ 0.375 \cdot H_L \end{cases} = 1.88 \text{ m}$$

X : 20.30. Y = 10.30

Properties of Object	
Offset X	20.3
Offset Y	10.3
Offset Z	1.88

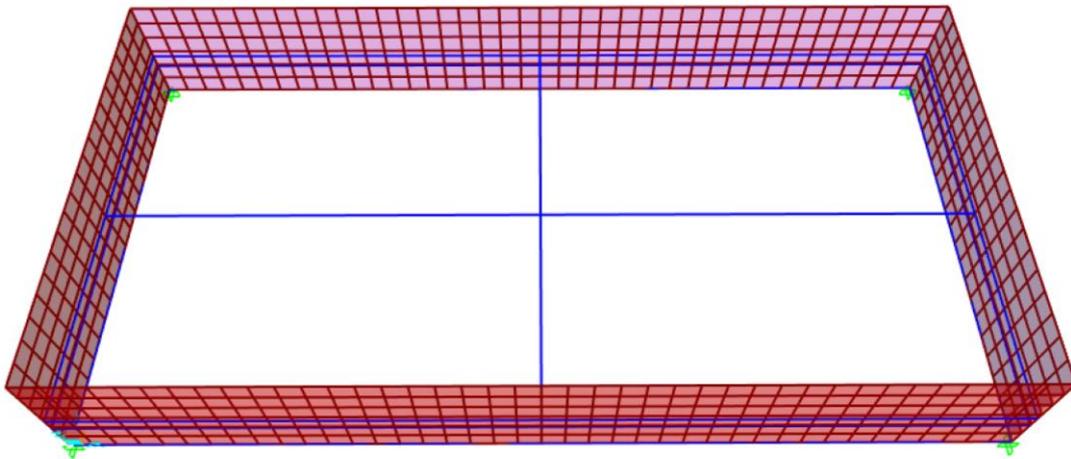


Ilustración 54 Localización de punto de aplicación de masa impulsiva.

A continuación, asignaremos en este punto una masa con la propiedad ASSINGS JOINT MASES, correspondiente como peso según los cálculos realizados con anterioridad, esta masa se considera como una masa rígida añadida a las paredes del tanque.

El valor de la masa ingresada como peso corresponde a 1670873.44 Kg, entre las paredes de L= 40 m

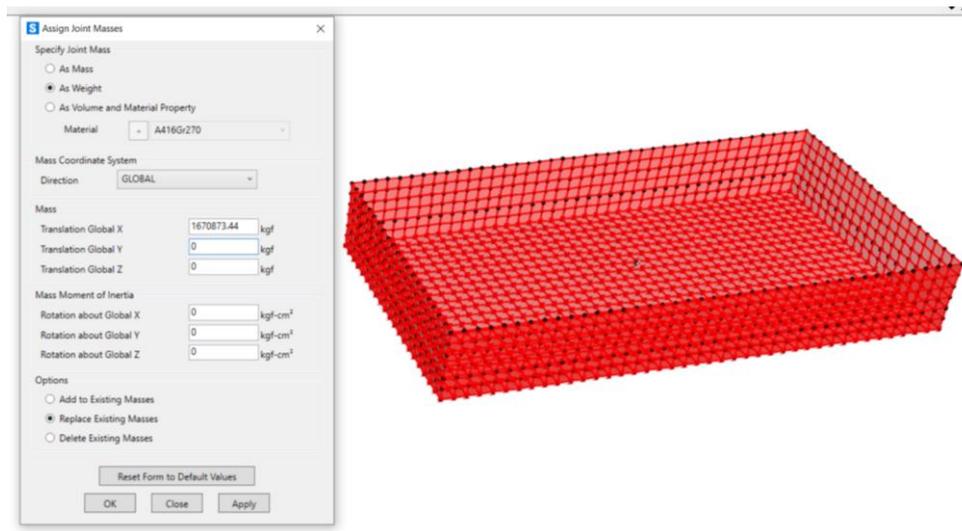


Ilustración 55 Asignación de masa en paredes de tanque L=40m

El valor de la masa ingresada como peso corresponde a 1095766.43 Kg entre las paredes de L= 20 m

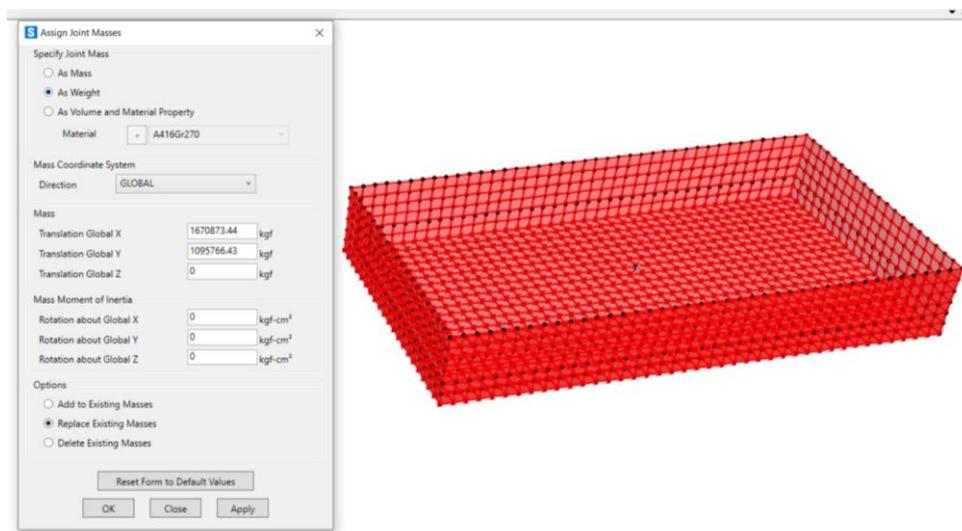


Ilustración 56 Asignación de masa en paredes de tanque L=40m

Para lograr que esta masa sea considerada como una masa rígida a las paredes del tanque, asignaremos una condición rígida con la herramienta DIAPHRAGM CONSTRAIN entre la masa y los puntos del tanque a la altura de aplicación del peso impulsivo.

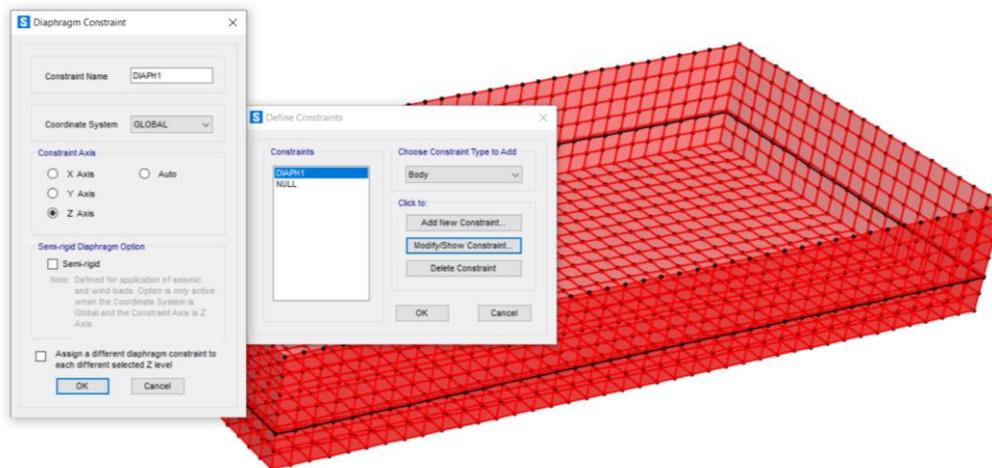


Ilustración 57 Asignación de diafragma rígido.

A continuación de evidencia la asignación de cada uno de los puntos de los muros del tanque , tanto de $L=40$ m con $L= 20$ m a las masas impulsivas calculadas.

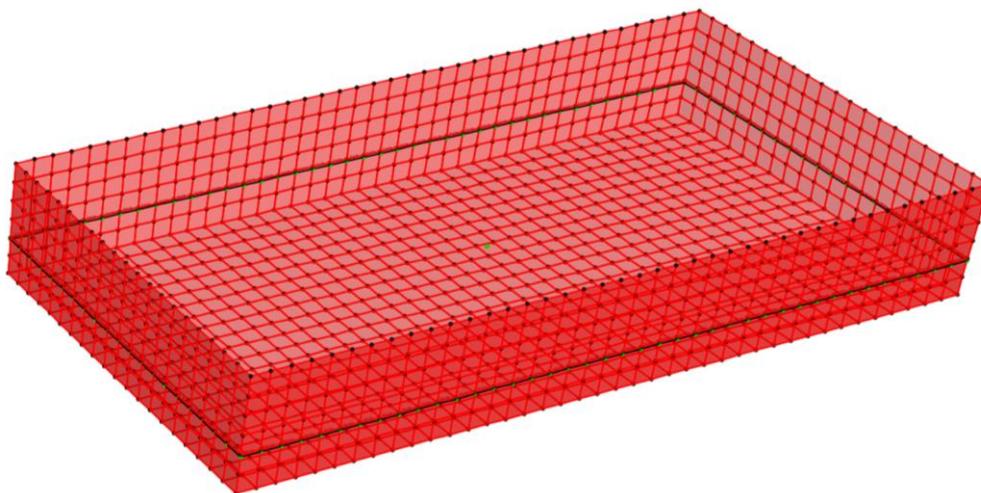


Ilustración 58 Punto de asignación de masa impulsiva.

4.4.3. ASIGNACION DE MASA CONVECTIVA PARA LA COMPONENTE IMPULSIVA SOBRE PAREDES L=40 M.

La altura a la cual actuara la masa convectiva como resortes entre las paredes del tanque es de 2.62 m en el sentido X, es decir a lo largo de las paredes de L= 40 m del tanque.

$$h_{c_EBP} = \left(1 - \frac{\cosh\left(3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right)\right) - 1}{3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right) \cdot \sinh\left(3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right)\right)} \right) \cdot H_L = 2.62 \text{ m}$$

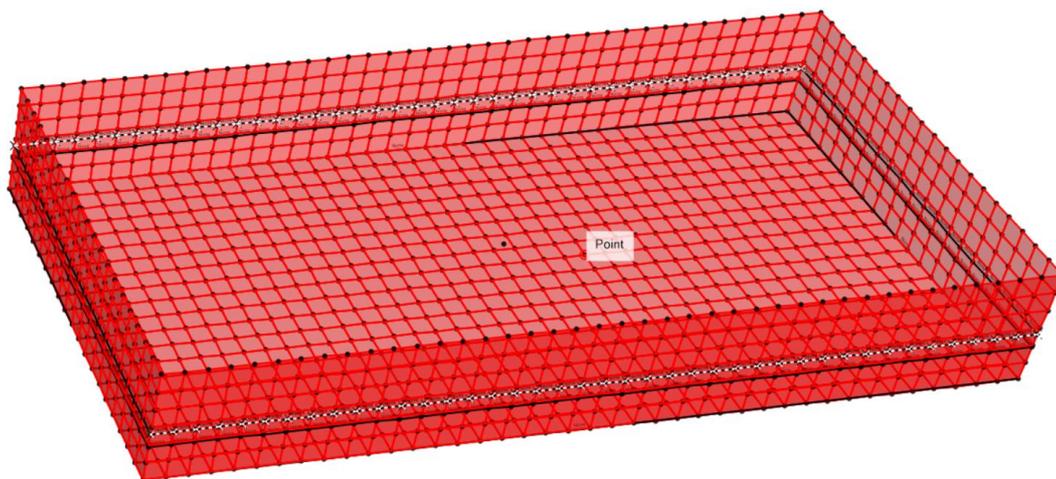


Ilustración 59 Asignación de punto de aplicación de masa convectiva.

A continuación, definiremos las propiedades del resorte mediante un elemento de enlace con la utilización de la herramienta LINK/SUPPORT PROPERTIES, las propiedades identifican la dirección en la que actúa dicho resorte.

Link/Support Property Data

Link/Support Type: Linear

Property Name: LN1

Property Notes: Modify/Show...

P-Delta Parameters:

- Shear Couple
- Equal End Moments
- Advanced

Total Mass and Weight:

Mass	0	Rotational Inertia 1	0
Weight	0	Rotational Inertia 2	0
		Rotational Inertia 3	0

Factors For Line, Area and Solid Springs:

Property is Defined for This Length in a Line Spring	1
Property is Defined for This Area in Area and Solid Springs	1

Directional Properties:

Direction	Fixed	Properties	Direction	Fixed	Nonlinear	Properties
<input type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for All...	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>		
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>		
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>		

Buttons: Fix All, Clear All

Stiffness Options:

Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases	
Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping	
Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor	1

Buttons: OK, Cancel

Ilustración 60 Definición de resortes para cada sentido de análisis

La rigidez calculada del resorte según la normativa ACI-350.3-06 esta descrito por la siguientes formula :

$$K_c = \frac{5}{6} \cdot \frac{W_L}{H_L} \cdot \text{Tan}^2 \cdot [\sqrt{10} \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right)]$$

Donde L = 20 m, para el análisis de las paredes de 40 m de largo

$$K_c = 289284.785 \text{ Kg/m}$$

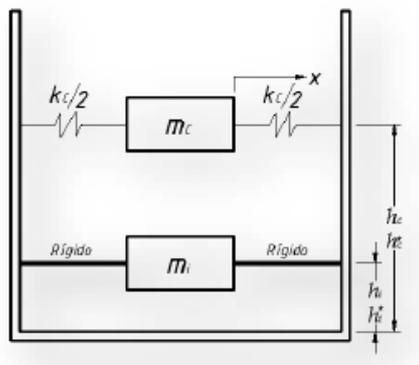


Ilustración 61 Modelo Masas Resortes

$$K_{c/2} = 144642.39 \text{ Kg/m}$$

La rigidez de resorte que actúa en cada punto del tanque será $K_c/2$ dividido para 41 puntos en los que esta dividido la pared de $L=40\text{ m}$

$$K_{c/2} = 3527.86 \text{ kg/m. (en cada punto sentido Y)}$$

Para la definición de las propiedades de rigidez del resorte utilizaremos la herramienta DEFINE/SECCION PROPERTIES/LINK SUPPORT PROPERTIES, en donde definiremos primeramente un link para asignar las propiedades de rigidez en sentido Y.

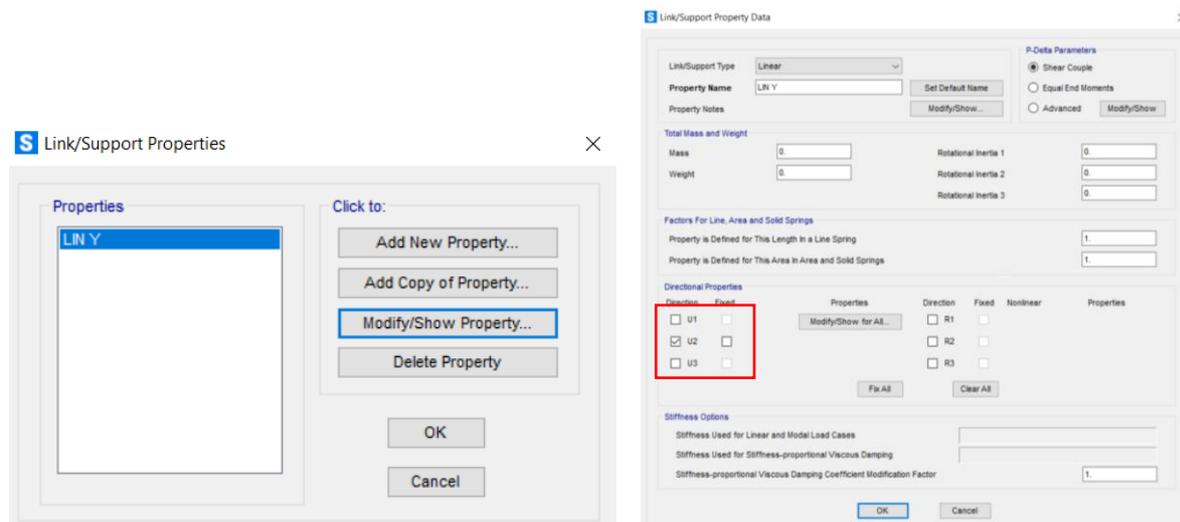


Ilustración 62 Asignación de link suport properties. En sentido Y

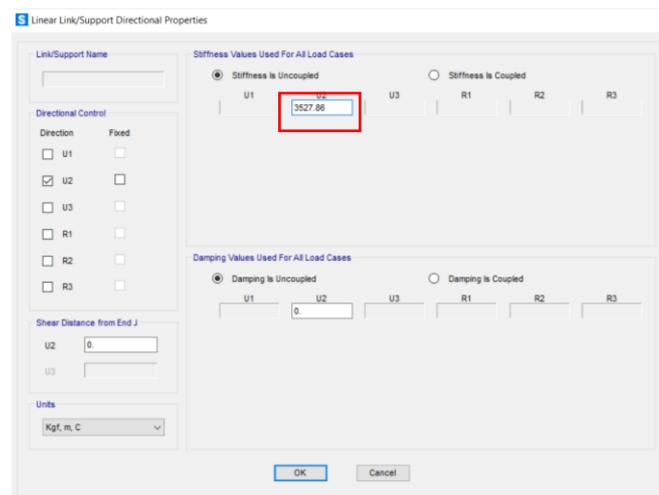


Ilustración 63 Asignación de propiedades rigidez del resorte sentido Y

Una vez definida la rigidez del resorte procedemos a dibujar los resortes desde el centro del tanque hacia los puntos de aplicación de la masa convectiva, para utilizaremos la herramienta de dibujo DRAW 2 / JOINT LINK, y utilizaremos las propiedades predefinidas de los resortes. El punto de aplicación de estos resortes se encuentra a 2.62 m de altura.

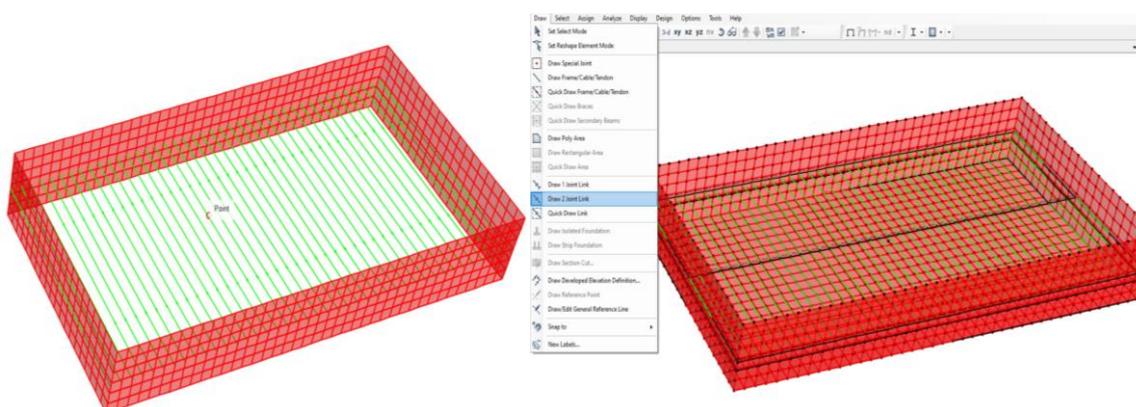


Ilustración 64 Asignación de resortes a paredes del tanque sentido Y

Seleccionamos los puntos centrales donde convergen los resortes y asignamos las fuerzas conectivas calculadas con anterioridad. Para nuestro caso de análisis el peso conectivo $W_c = 2781119.77$ Kg.

Para la asignación de las fuerzas actuantes convectivas utilizaremos la herramienta ASSING/JOINT MASES, e ingresamos la fuerza calculada distribuida en cada uno de los nudos, esto es $2781119.77 \text{ Kg.} / 41 = 67832.19 \text{ Kg}$

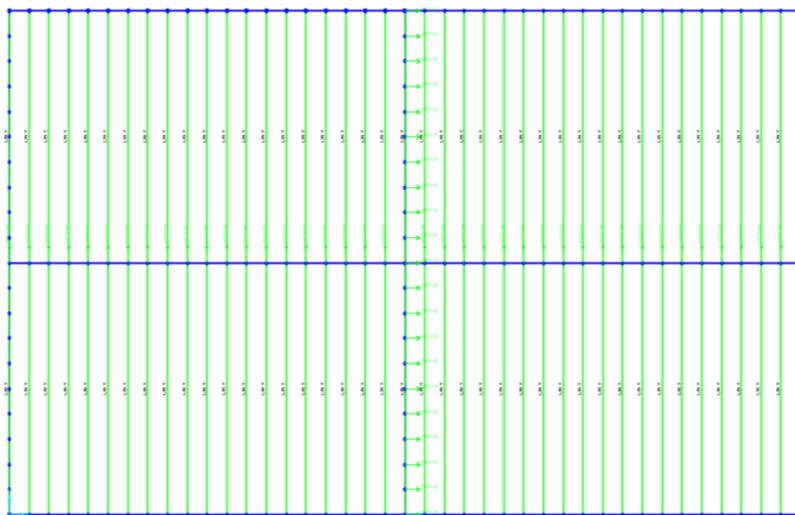
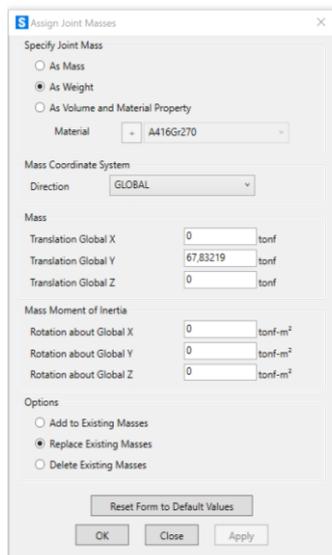
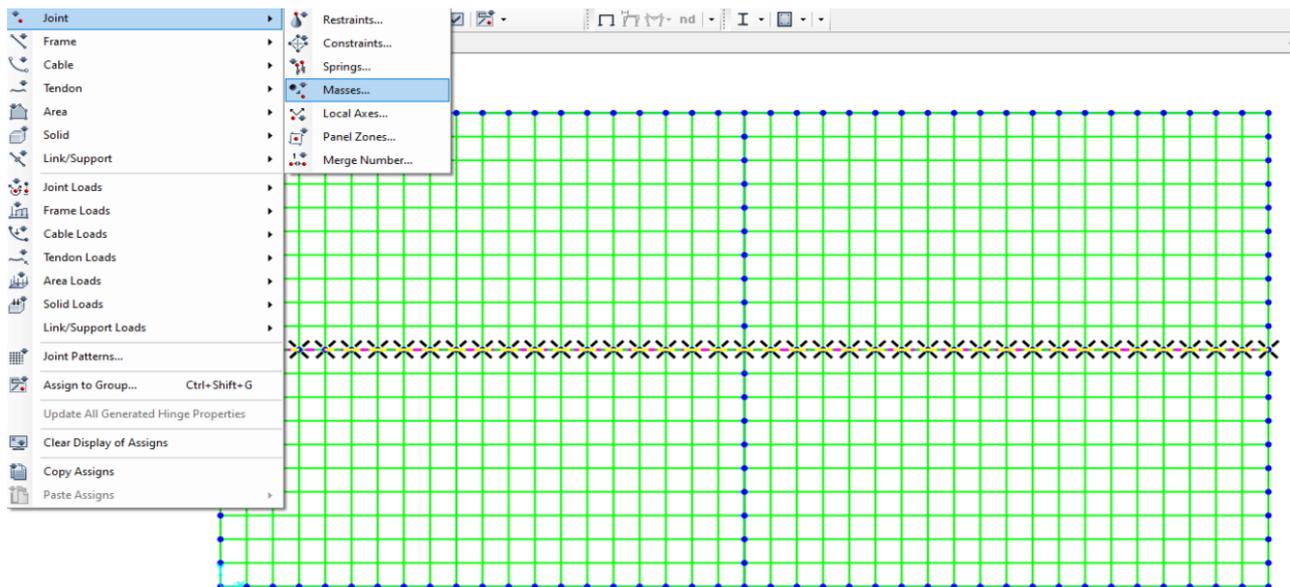


Ilustración 65 Asignación de fuerzas convectivas en paredes de $L= 40\ m$

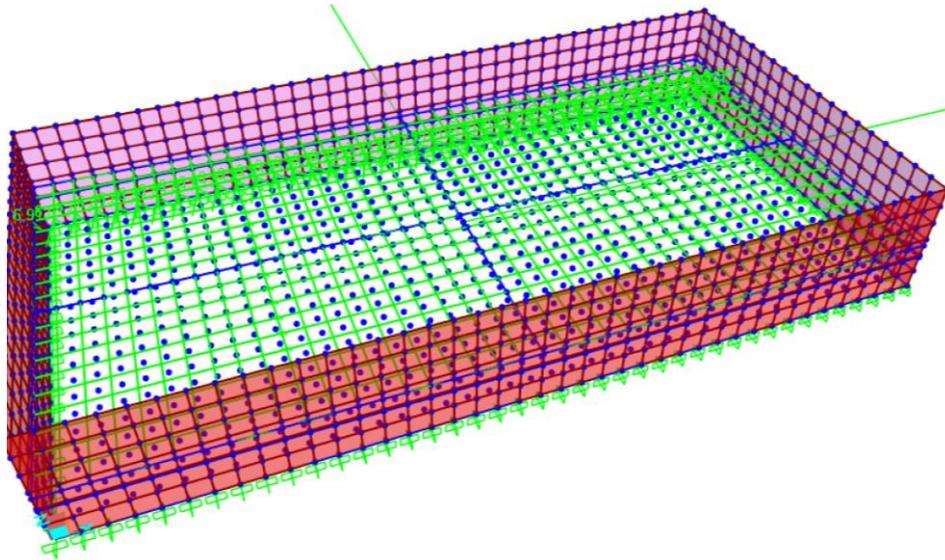


Ilustración 66 Asignación de fuerzas convectivas W_c

Este proceso se repetirá para la asignación de las propiedades de rigidez del resorte en sentido

x.

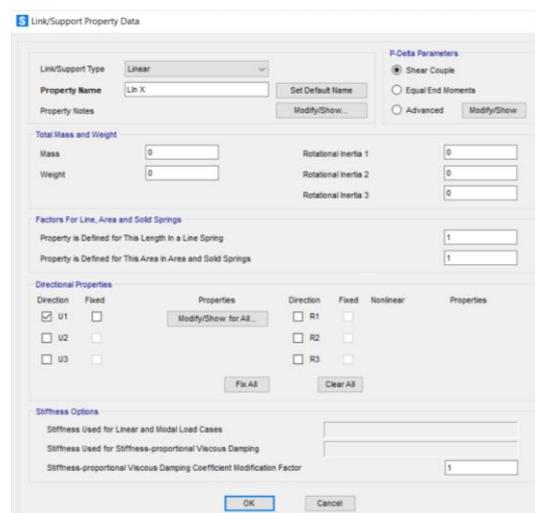


Ilustración 67 Asignación de propiedades del resorte en sentido X

La rigidez de resorte que actúa en cada punto del tanque será $K_c/2$ dividido para 21 puntos en los que está dividido la pared de $L = 20$ m

$$K_c = \frac{5}{6} \cdot \frac{W_L}{H_L} \cdot \tan^2 \cdot [\sqrt{10} \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right)]$$

Donde $L = 40$ m, para las paredes de 20 m

$$K_c = 4599.41 \text{ Kg/m}$$

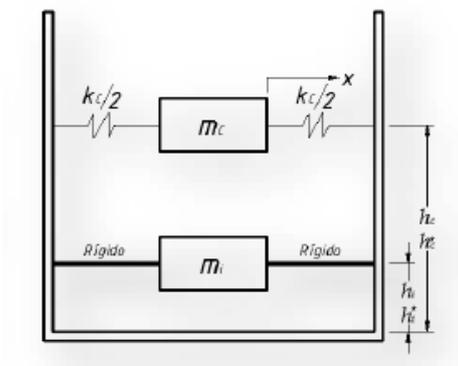


Ilustración 68 Modelo Masas Resortes

$$K_{c/2} = 2299.71 \text{ Kg / m}$$

Dividimos esta rigidez en los 21 puntos de aplicación y obtenemos:

$$K_{c/2} = 109.51 \text{ Kg / m (en cada punto sentido X)}$$

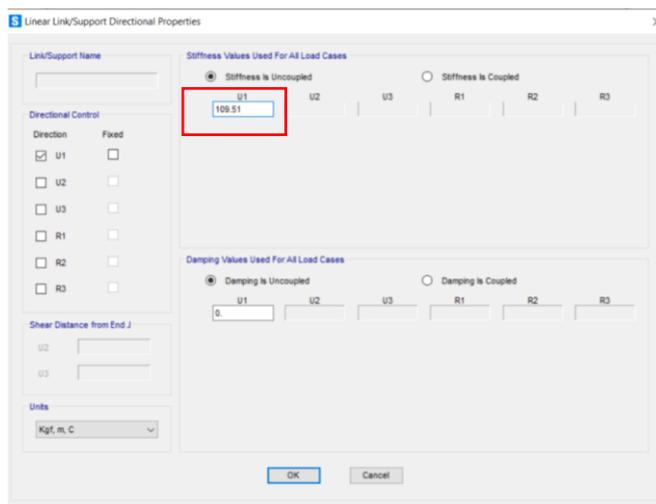


Ilustración 69 Asignación de propiedades de rigidez sentido X

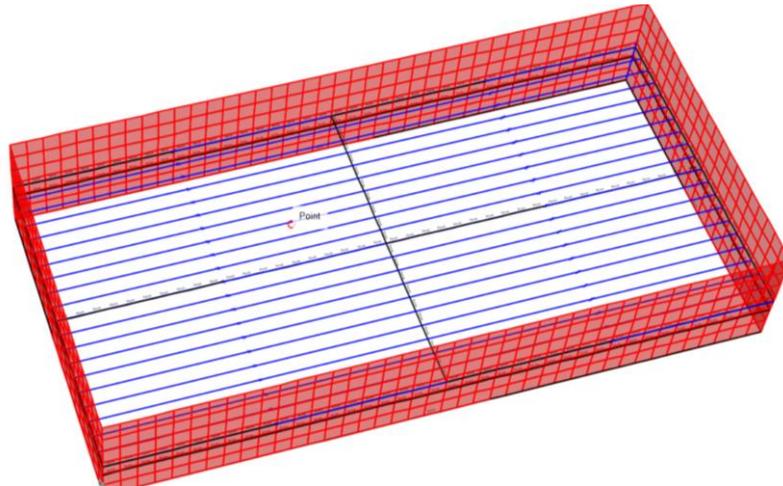


Ilustración 70 Asignacion de resortes en sentido X

Seleccionamos los puntos centrales donde convergen los resortes y asignamos las fuerzas conectivas calculadas con anterioridad para este sentido. Para nuestro caso de análisis el peso conectivo $W_{cx} = 3173598.16 \text{ Kg}$.

Para la asignación de las fuerzas actuantes convectivas utilizaremos la herramienta ASSING/JOINT LOADS/MASS, e ingresamos la fuerza calculada distribuida en cada uno de los nudos, esto es $3173598.16 \text{ Kg} / 21 = 151123.72 \text{ Kg}$

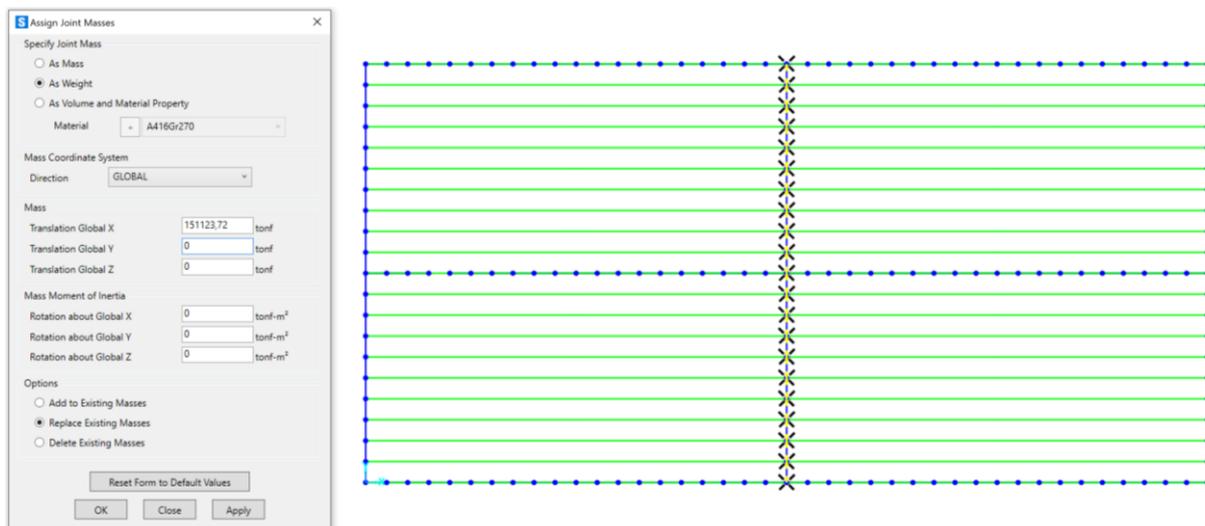


Ilustración 71 Asignación de fuerzas convectivas en paredes de $L=20 \text{ m}$

En la imagen siguiente se puede apreciar la asignación de la masa convectiva en ambos sentidos mediante la asignación de resortes con una rigidez representativa, siguiendo las consideraciones establecidas según la normativa ACI 350.3R-06 para el diseño de reservorios.

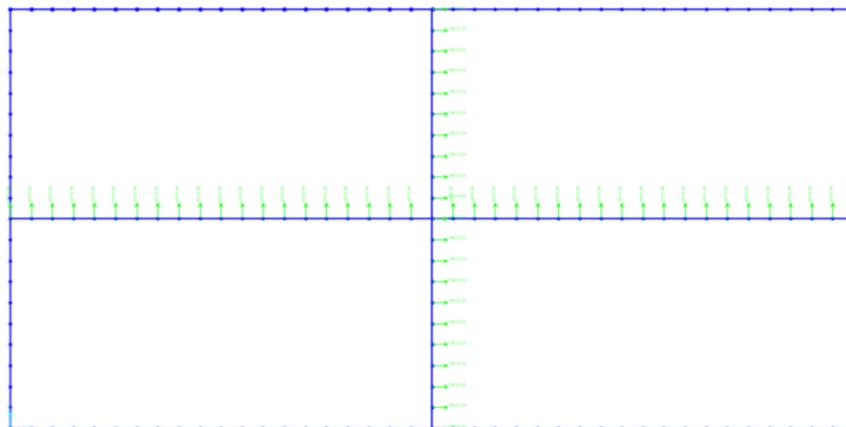


Ilustración 72 Asignación de masa convectivas X y Y en paredes del reservorio.

4.4.4. ASIGNACION DE PRESION ACTIVA DEL SUELO.

De la misma manera que el método estático se asigna la distribución de presiones activa del suelo para la representación del modelo dinámico, para nuestro caso de análisis el suelo ejerce presión lateral en las paredes perimetral del reservorio a una altura de 3m medidos desde el nivel de la losa inferior.

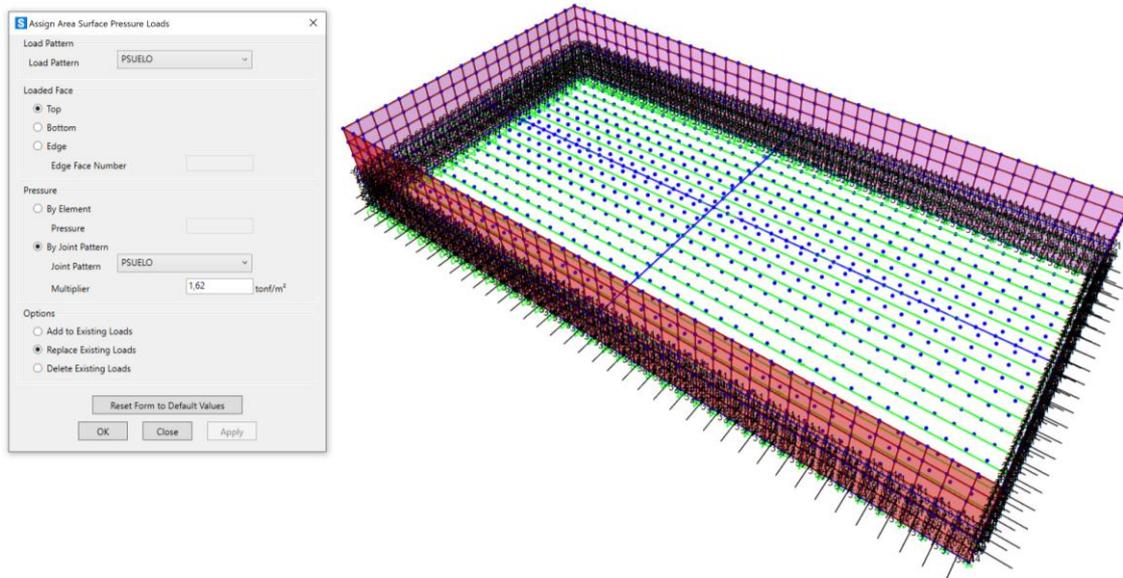


Ilustración 73 Asignación de presión activa del suelo

4.4.5. ASIGNACION DE COEFICIENTE DE BALASTO EN LOSA INFERIOR.

Para el análisis y diseño de la losa de cimentación o losa inferior es importante definir y tener en cuenta algunos parámetros, como el coeficiente de balasto, mediante el cual se realiza una modelación del suelo representado por un número definido de resortes con propiedades particulares e individuales, este número de resortes se encuentra definido por la discretización realizada al elemento Shell componente de la losa de fondo o cimentación.

El coeficiente de balasto vertical depende de las propiedades mecánicas del suelo de fundación, ya que al cargar un suelo se generan esfuerzos en la masa del mismo producto del tamaño y geometría de la misma.

En definitiva, el coeficiente de balasto define la relación entre la presión que se ejerce en un determinado punto y el asentamiento que se produce en el mismo.

En todo proyecto estructural es importante contar con un estudio geotécnico que defina y caracterice las propiedades del suelo y todos los parámetros que permitan efectuar los

correspondientes diseños, para el caso de análisis se tomará como referencia suelos característicos de la ciudad de Quito, donde se ha considerado el emplazamiento del reservorio. Se tomará un coeficiente de balasto aproximado de 2200 T/m³, equivalente a un suelo con una capacidad portante de 20 T/m², pero es importante mencionar que este valor tiene que ser verificado mediante la realización de un estudio geotécnico, el mismo que no se encuentra dentro del alcance de este trabajo.

Para la asignación del coeficiente de balasto utilizaremos la herramienta ASSING/AREA/AREA SPRING sobre la losa seleccionada previamente, en donde posteriormente ingresaremos el valor definido del coeficiente de balasto.

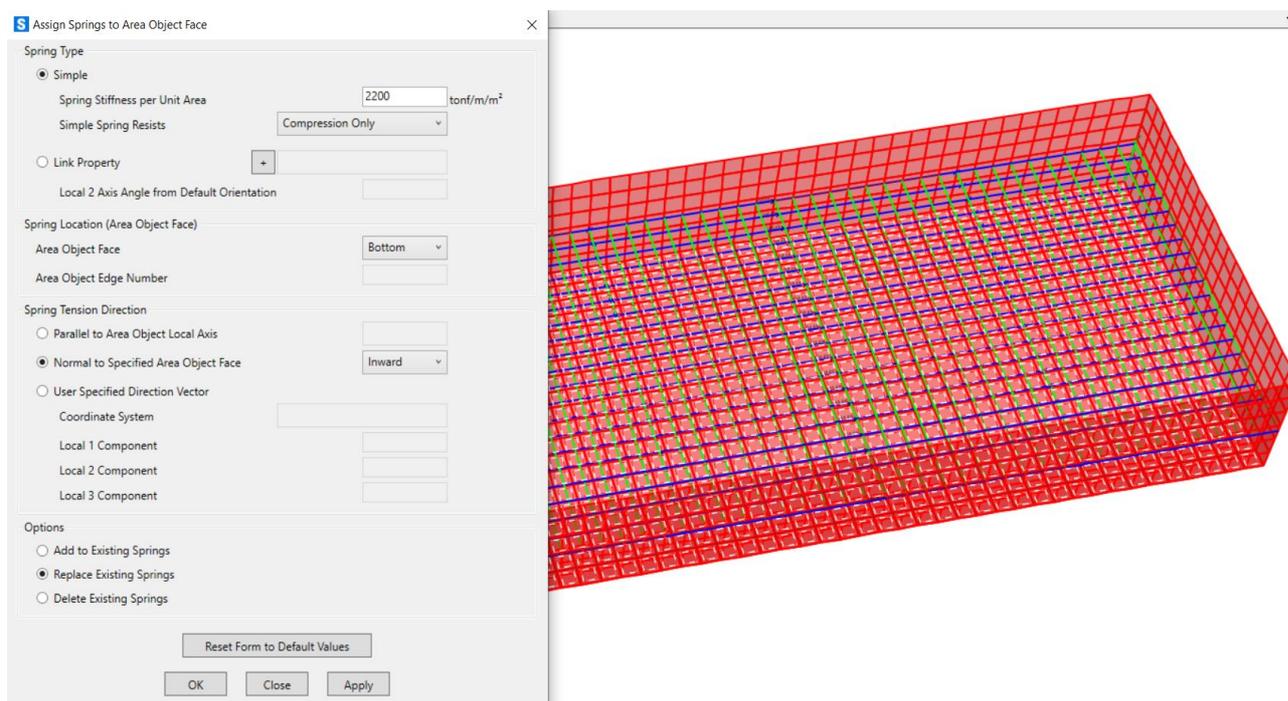


Ilustración 74 Asignación de coeficiente de balasto = 2200 T/m³

4.4.6. DEFINICION DE ESPECTRO ELASTICO DE DISEÑO

Una vez definidos los parámetros sísmicos establecidos según la norma ACI 350, se realizará la configuración del espectro de respuesta para el análisis dinámico de la estructura. Todos estos parámetros han sido definidos con anterioridad, los mismos que se presentan en la imagen siguiente.

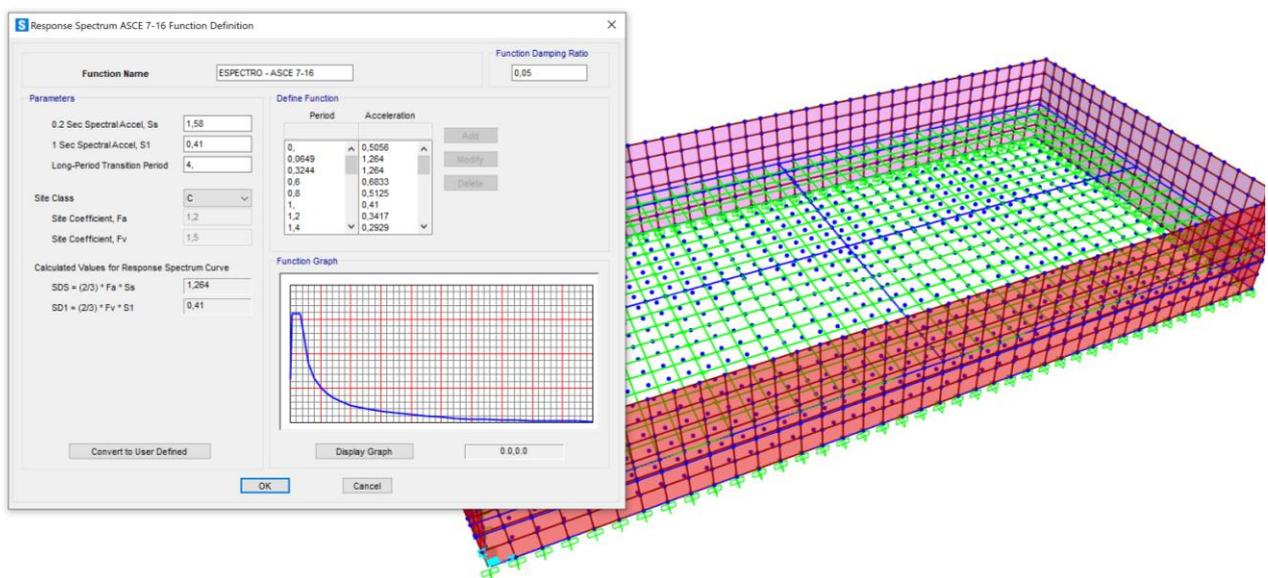


Ilustración 75 Definición de espectro de respuesta elástico

Una vez definido el espectro de diseño se definió los casos de carga en cada dirección de análisis de tal manera las combinaciones direccionales de efectos sísmicos deseados. El factor de escala seleccionado se ve relacionado con la importancia de la estructura y el factor de reducción general. En el caso de tomar el factor de reducción de la masa impulsiva (R_i), se deberá multiplicar a la masa convectiva por la relación R_i/R_c ; en el caso de tomar el factor de reducción de la masa convectiva (R_c), se deberá multiplicar a la masa impulsiva por la relación R_c/R_i .

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

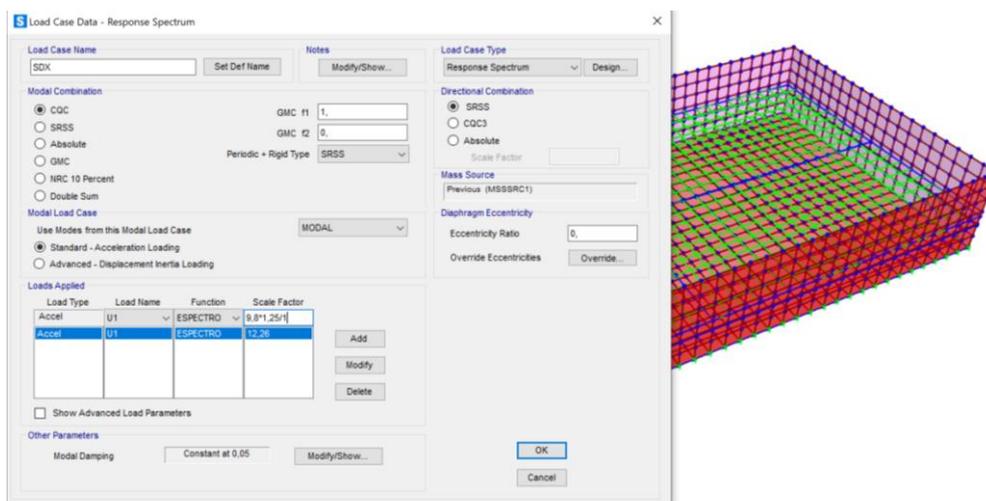


Ilustración 76 Definición de caso de carga dinámicos U1 dirección X

CAPITULO V

5. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Para el diseño de los elementos estructurales que conforman el reservorio es importante definir en base a las solicitaciones y demandas actuantes los momentos, cortantes y reacciones máximas que intervienen en la estructura. Para este propósito se presentarán los resultados obtenidos en los dos modelos desarrollados en el presente trabajo, tanto el seudoestático como el dinámico. Las metodologías seguidas han sido determinadas en función de la normativa ACI 350.3 y en función de nuestro análisis realizaremos una comparación de resultados entre estos dos métodos de diseño, uno el análisis seudoestático mediante una distribución de fuerzas impulsivas y convectivas equivalentes y el dinámico mediante la asignación de fuerzas

impulsivas como masas rígidas añadidas a las paredes del tanque y fuerzas convectivas como resortes con una rigidez equivalente.

5.1.RESUELTADOS METODO SEUDOESTATICO.

A continuación, se presentarán los resultados obtenidos del modelo pseudoestatico producto de la asignación de cargas conectivas e impulsivas en el reservorio rectangular producto de cargas estáticas mayoradas

COMBINACION U1 (1.4 DEAD + 1.4 P_{AGUA})

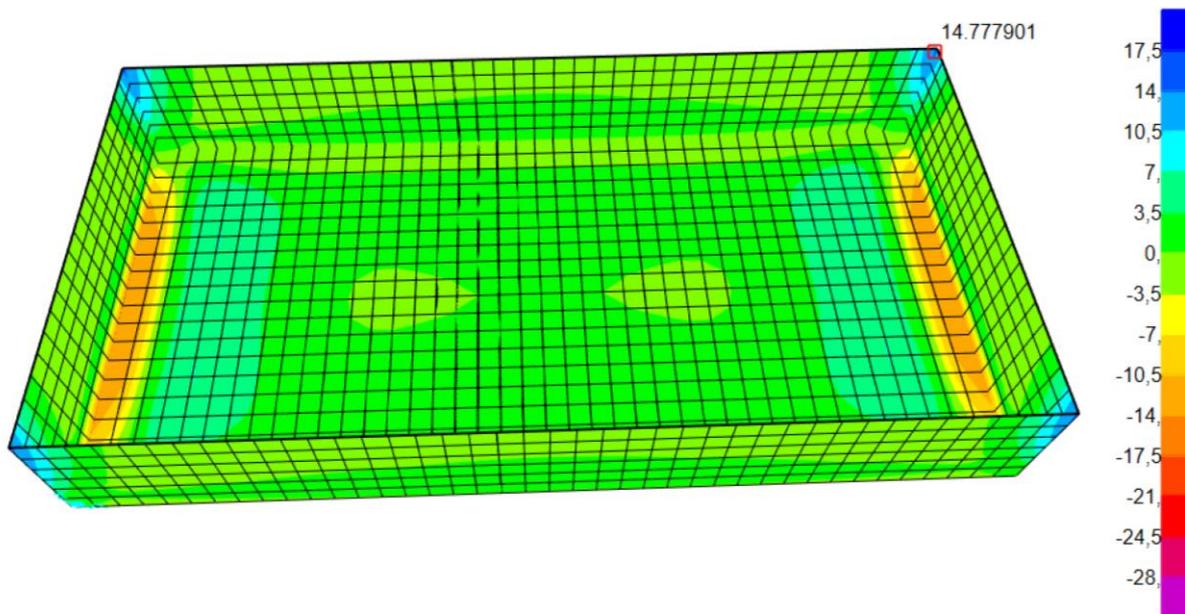


Ilustración 77 Momento resultante en dirección longitudinal (M11) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático

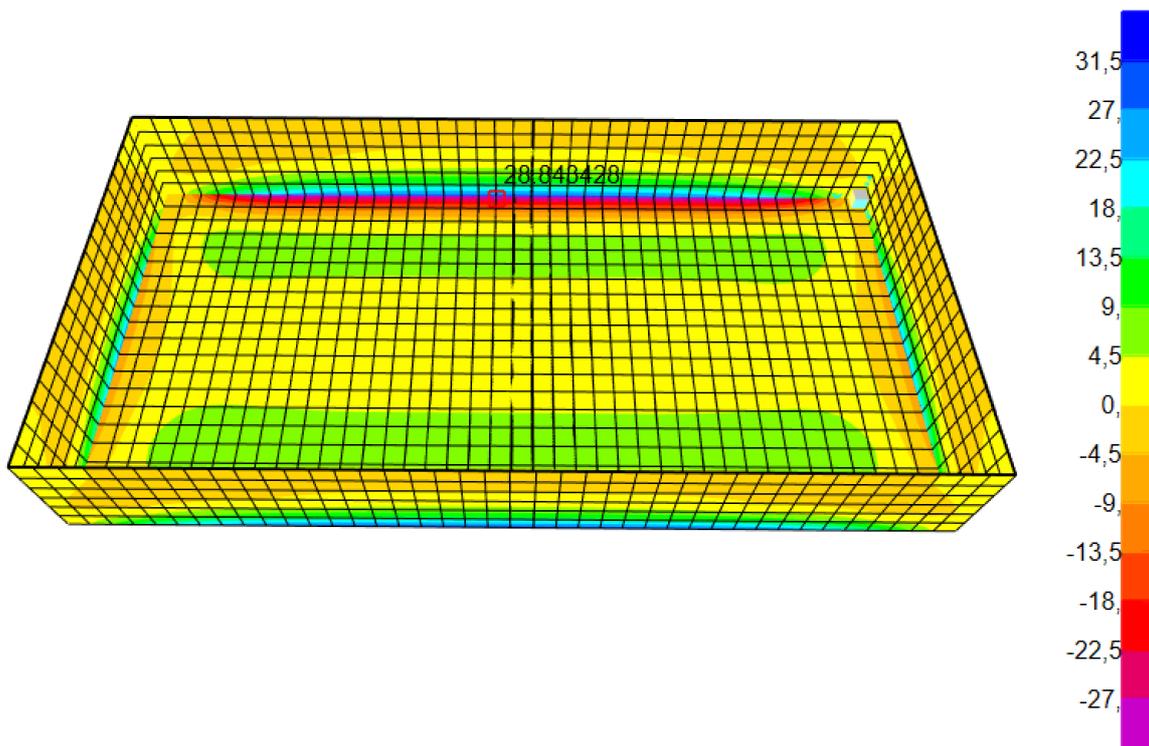


Ilustración 78 Momento resultante en dirección longitudinal (M22) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático

En la siguiente imagen se puede determinar que existe una adecuada transferencia de momento entre muro y losa, ya que al identificar los elementos muros podemos encontrar que el momento M22 es igual al de la cimentación.

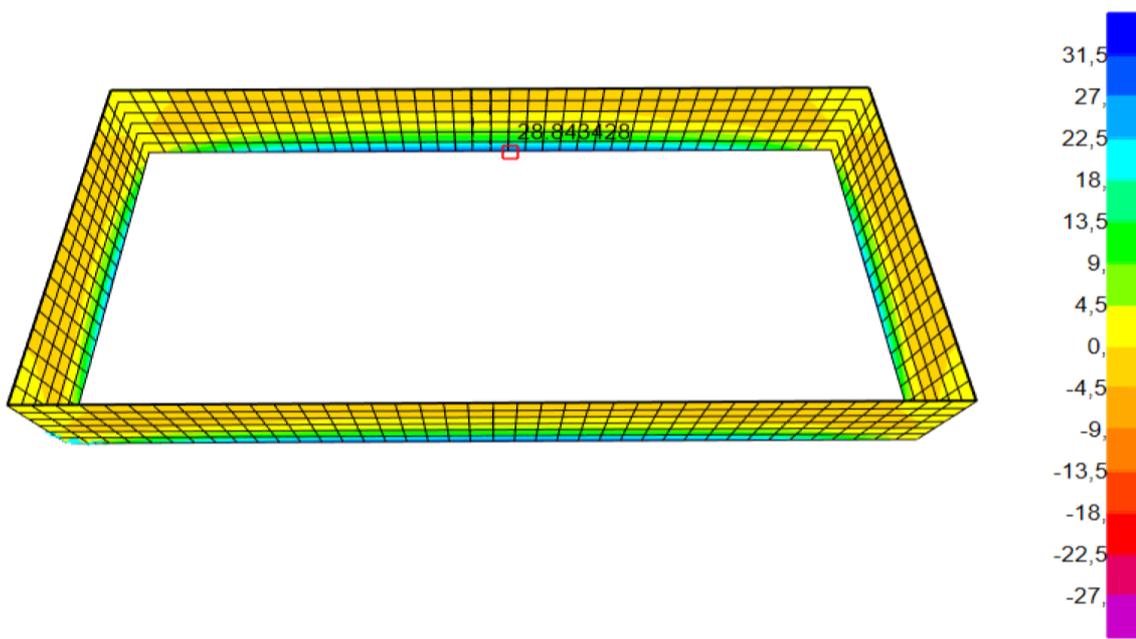


Ilustración 79 Momento resultante en dirección longitudinal (M_{22}) [$\text{Ton}\cdot\text{m}$] – Resultados Análisis Estático muros.

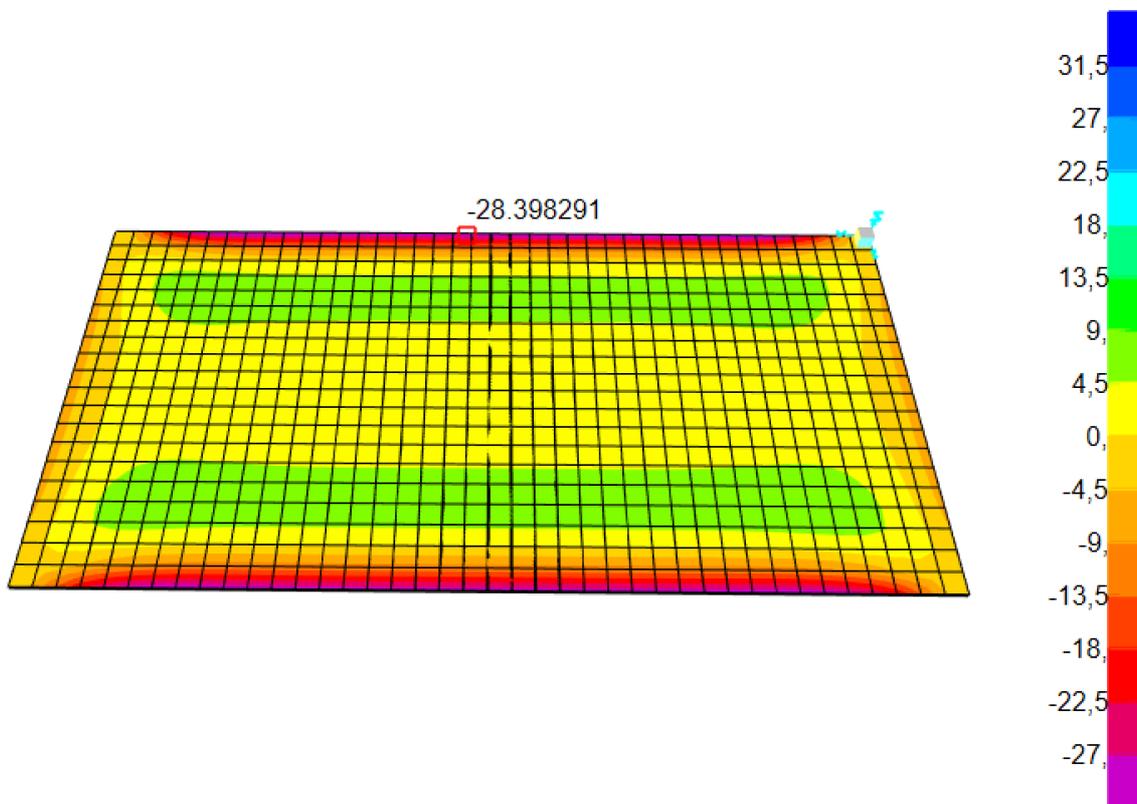


Ilustración 80 Momento resultante en dirección longitudinal (M_{22}) [$\text{Ton}\cdot\text{m}$] – Resultados Análisis Estático Losa

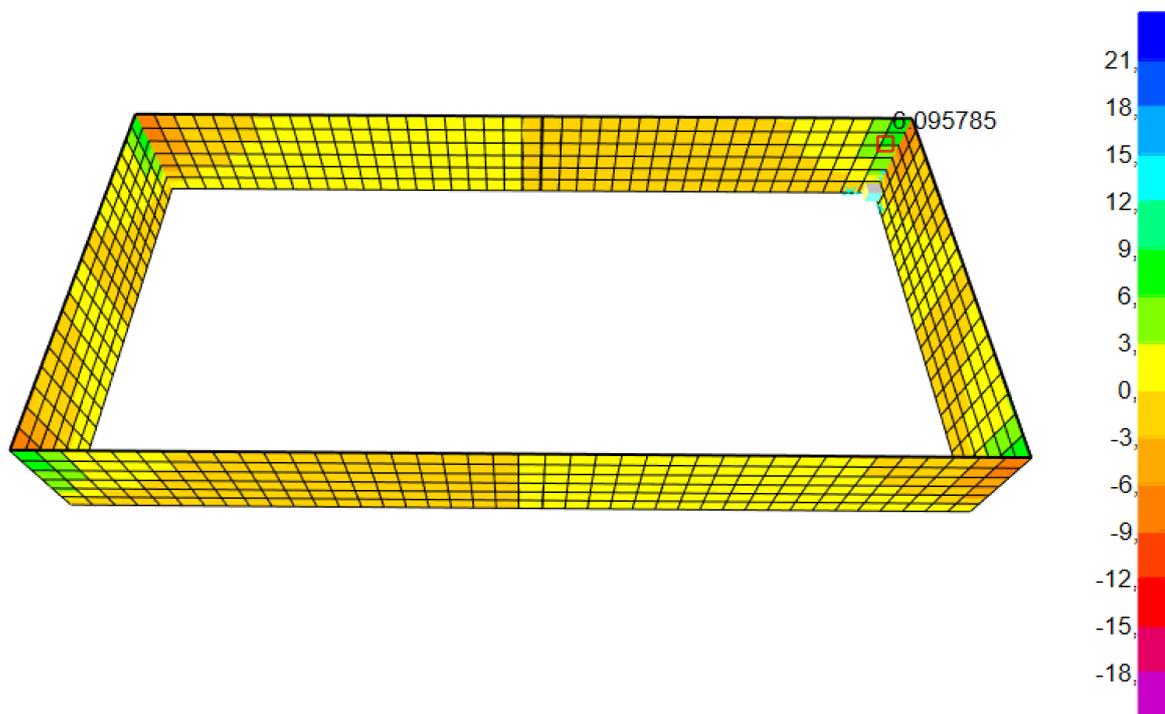


Ilustración 81 Cortante resultante en dirección longitudinal (V13) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático.

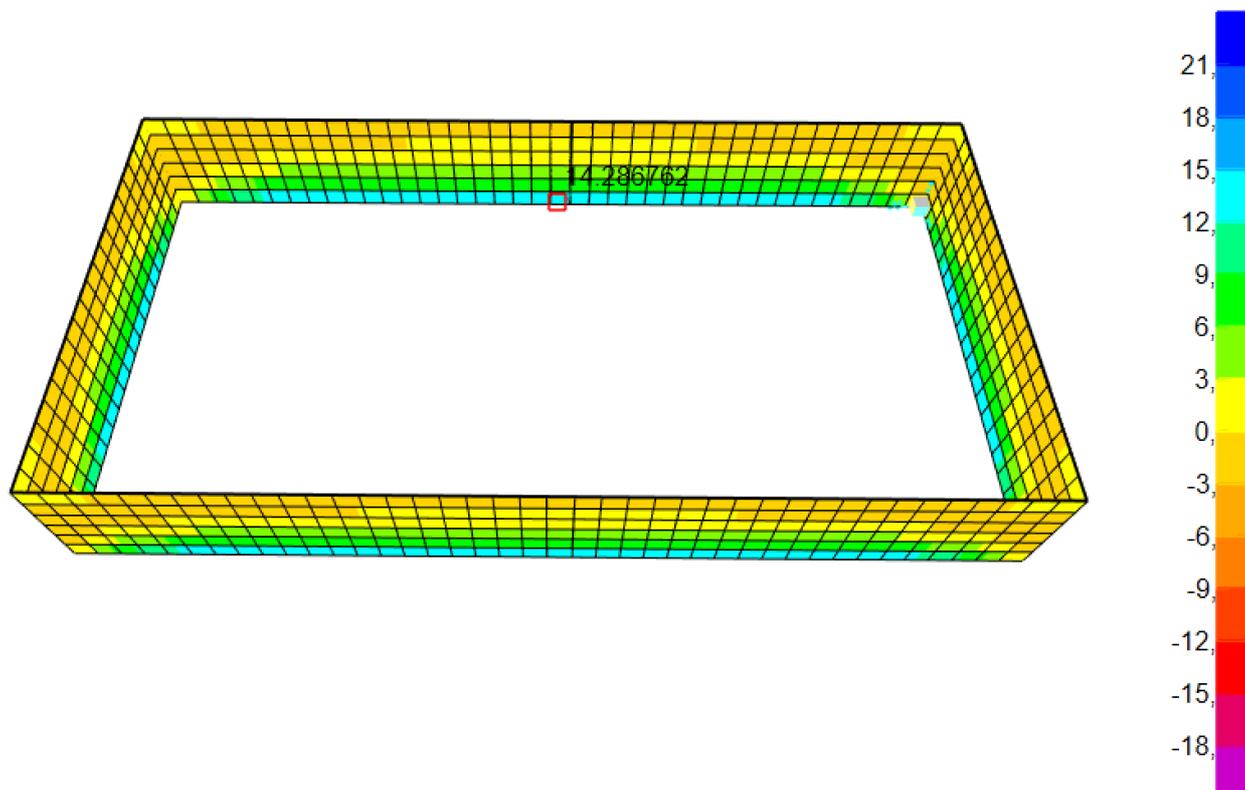


Ilustración 82 Cortante resultante en dirección longitudinal (V23) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático Muros

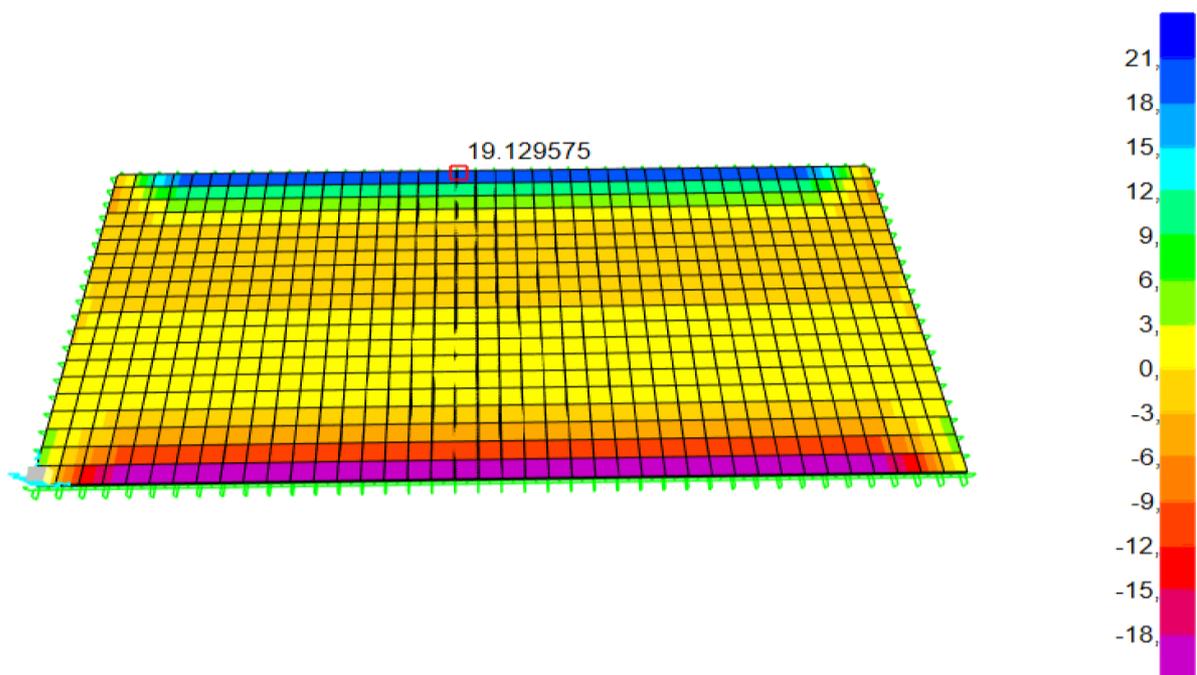


Ilustración 83 Cortante resultante en dirección longitudinal (V23) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático Losa

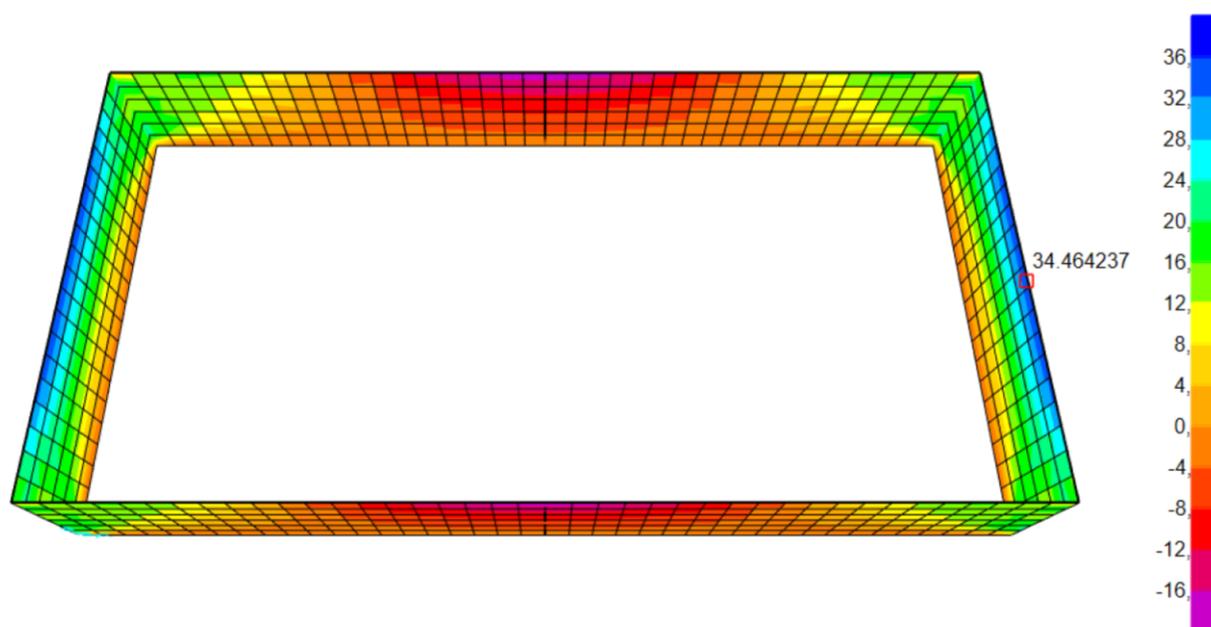


Ilustración 84 Tensión resultante en dirección longitudinal (F11) [Ton-m] – Resultados Análisis Estático

5.1.1. VERIFICACION DE ACCIONES EN LA BASE EN METODO SEUDOESTATICO.

Una vez establecido el modelo seudoestatico determinaremos las acciones en la base producidas por la acción de las fuerzas sísmicas, y la acción las masas convectivas e impulsivas, con esto determinaremos los desplazamientos máximos generados y los momentos en los muros con las combinaciones más críticas que actúan en el tanque rectangular.

REACCIONES EN LA BASE						
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
Vbase X	0.00	329.50	0.00	0.00	727.34	3,402.04
Vbase Y	531.66	0.00	0.00	1,239.12	0.00	11,453.05
TANQUE VACIO	0.00	0.00	2,191.33	21,913.26	-43,826.52	0.00
SERVICIO	0.00	0.00	6,191.33	61,913.26	-123,826.52	0.00

Tabla 10 Reacciones en la base.

Al tener la acción sísmica en ambos sentidos se evaluará el comportamiento del tanque en sentido X y Y, estableciendo sus máximas acciones en la base para cada dirección de movimiento.

$$V_{by} = 531.66 \text{ Ton}$$

$$V_{bx} = 329.50 \text{ Ton}$$

$$W_{TANQUE} = 2191.33 \text{ Ton}; W_{SERVICIO} = 6191.33 \text{ Ton}$$

Para la verificación de la capacidad portante se han utilizado las cargas de servicio que transmite la estructura a la cimentación, de esta manera determinaremos los esfuerzos a los cuales esta

interactuando el suelo y se verificara que no sobrepase la capacidad portante de 20 T/m², que es la capacidad asumida del suelo.

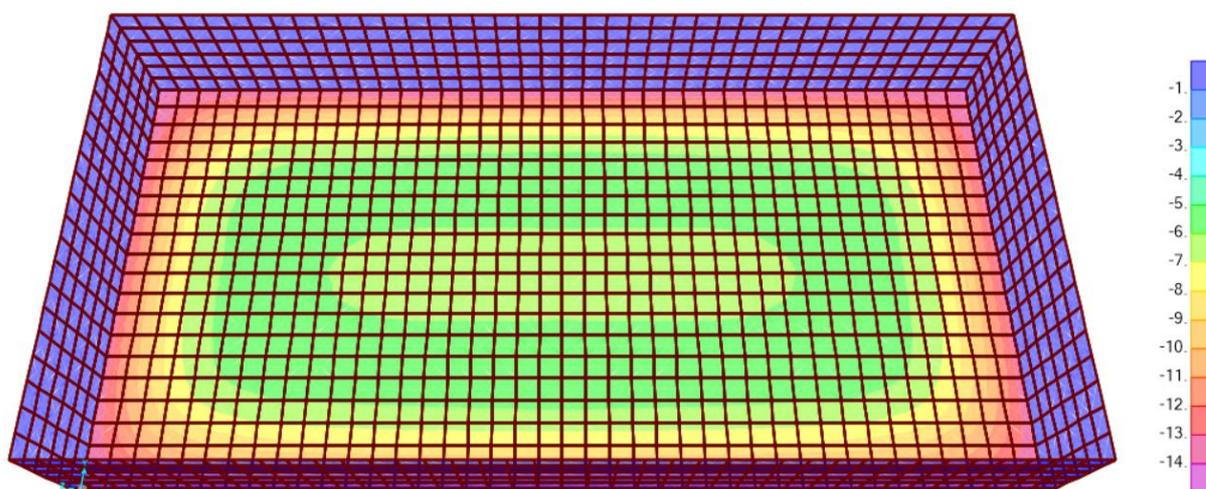


Ilustración 85 Presión de Suelo de fundación en condiciones de Servicio – Resultados Método ACI 350.3

Los esfuerzos máximos transmitidos al suelo se encuentran por el orden de 14 T/m². Además, se verifico que no existen zonas traccionadas dentro de la losa de cimentación, la capacidad portante del suelo resiste los esfuerzos transmitidos producto de las cargas de servicio.

5.1.2. DETERMINACIÓN DE DEFORMACIONES MÁXIMAS

Las deflexiones máximas en la estructura se consideran para las condiciones de servicio (cargas hidrostáticas) y se presentan en los muros rectos donde la distribución de esfuerzos es mayor.

Se puede establecer como parámetro comparativo la relación establecida de $2 \cdot \ln/360$ ya que los muros se comportan como una viga en cantiléver, de esta relación se obtiene una deformación máxima de 3.3 cm, y las deformaciones obtenidas en nuestro modelo se encuentran por el orden de 1.10 cm.

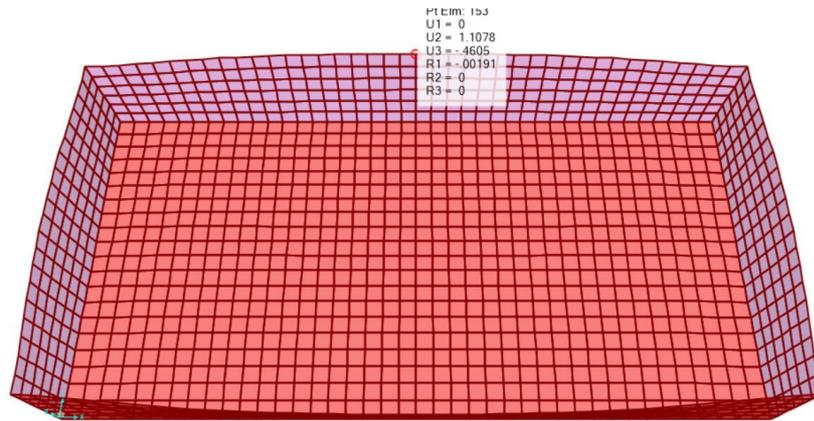


Ilustración 86 Deformaciones máximas por cargas de servicio Método ACI 350.3

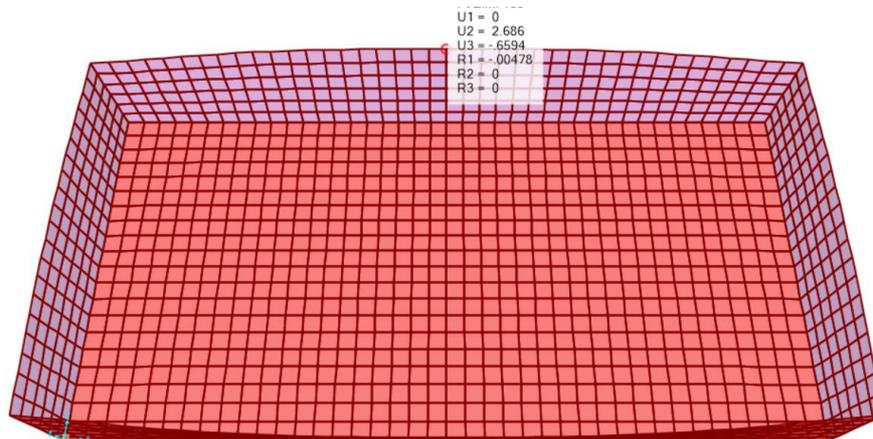


Ilustración 87 Deformaciones máximas por cargas ultimas Método ACI 350.3

$$\delta_{SERVICIO} = 1.10 \text{ cm}$$

$$\delta_u = 2.68 \text{ cm}$$

5.1.3. DETERMINACIÓN DE ACCIONES EN MUROS PERIMETRALES

Una vez analizados todos los casos de carga correspondientes se deberán definir las máximas acciones que se presentan en cada uno de los muros del reservorio producto de las combinaciones establecidas por la normativa ACI 350.3

COMBINACION U5 SENTIDO X

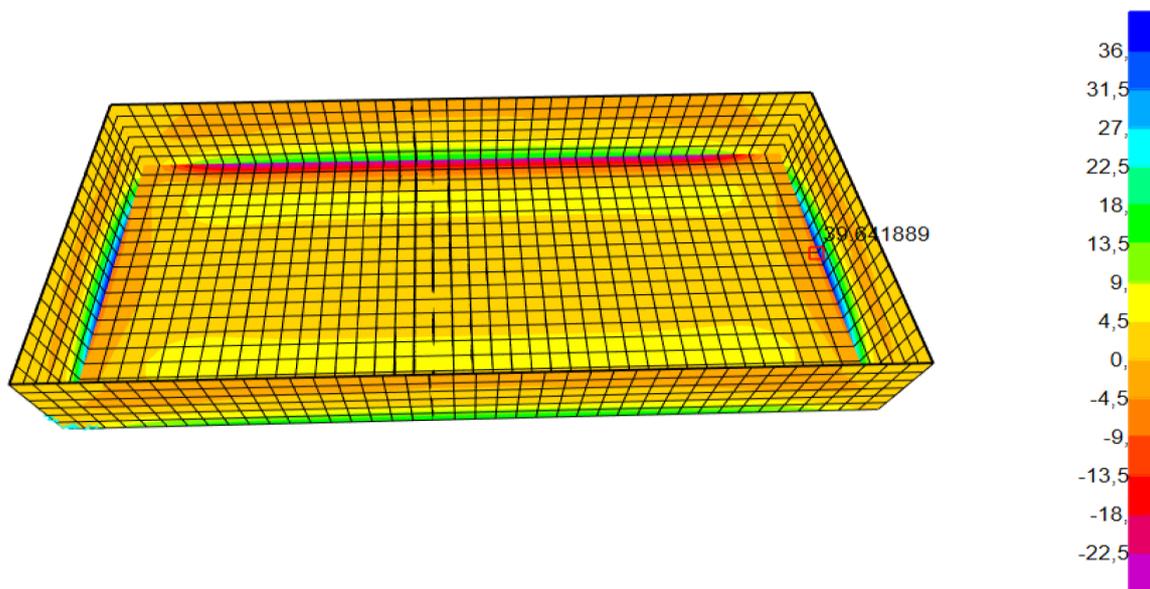


Ilustración 88 Momento resultante en dirección vertical (M22) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3.

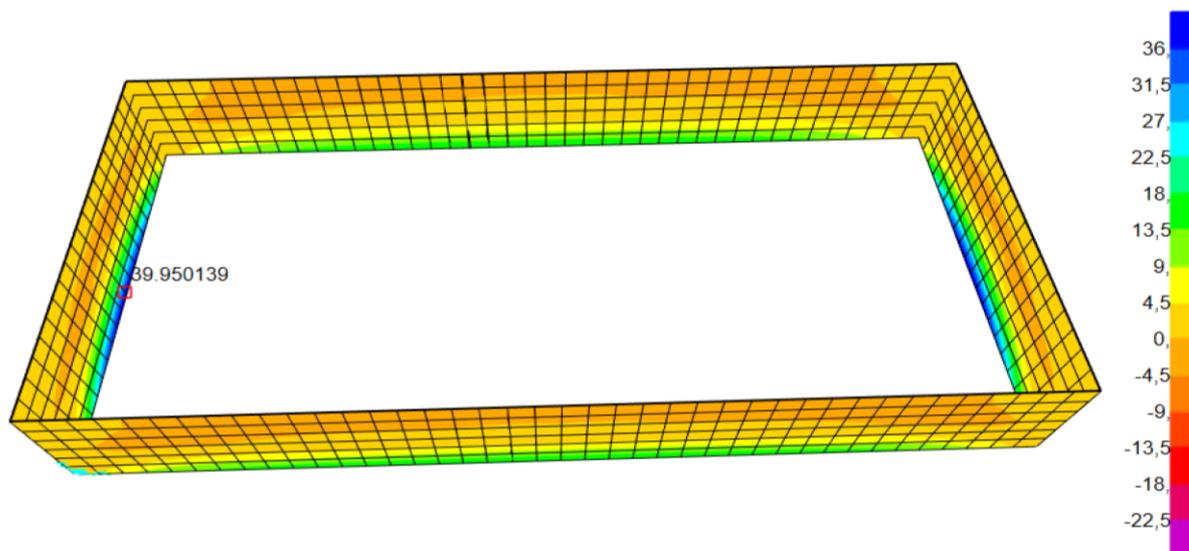


Ilustración 89 Momento resultante en dirección vertical Muros (M22) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3.

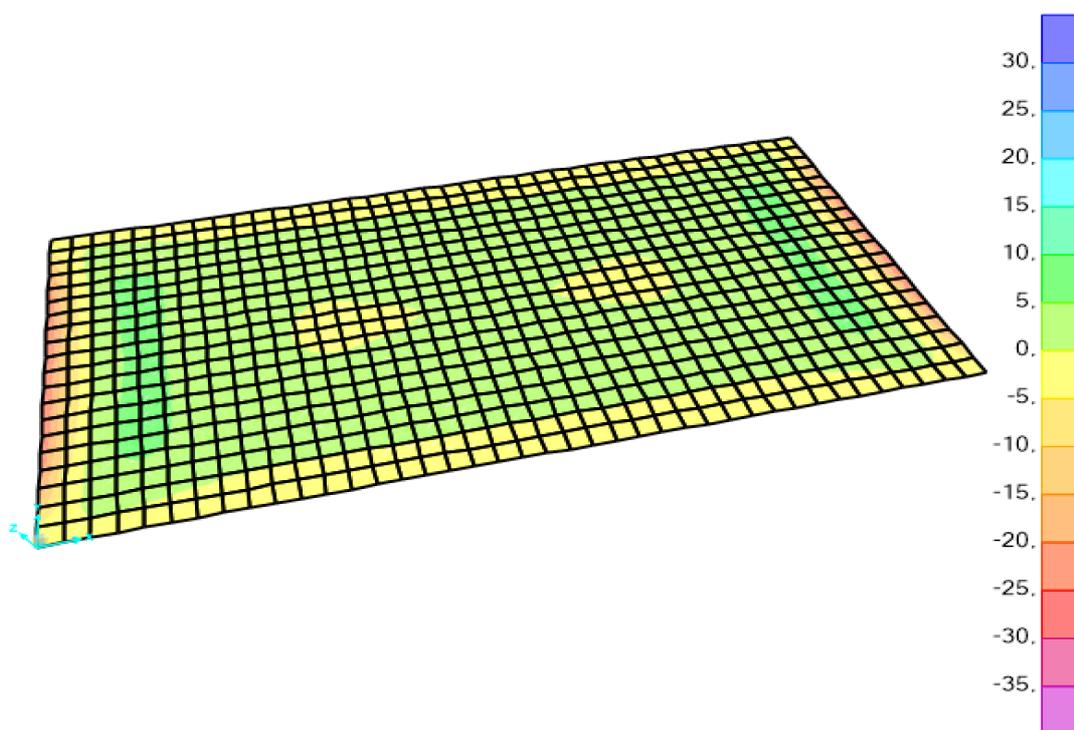


Ilustración 90 Momento resultante en dirección vertical Losa (M22) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3.

COMBINACION U5 SENTIDO Y

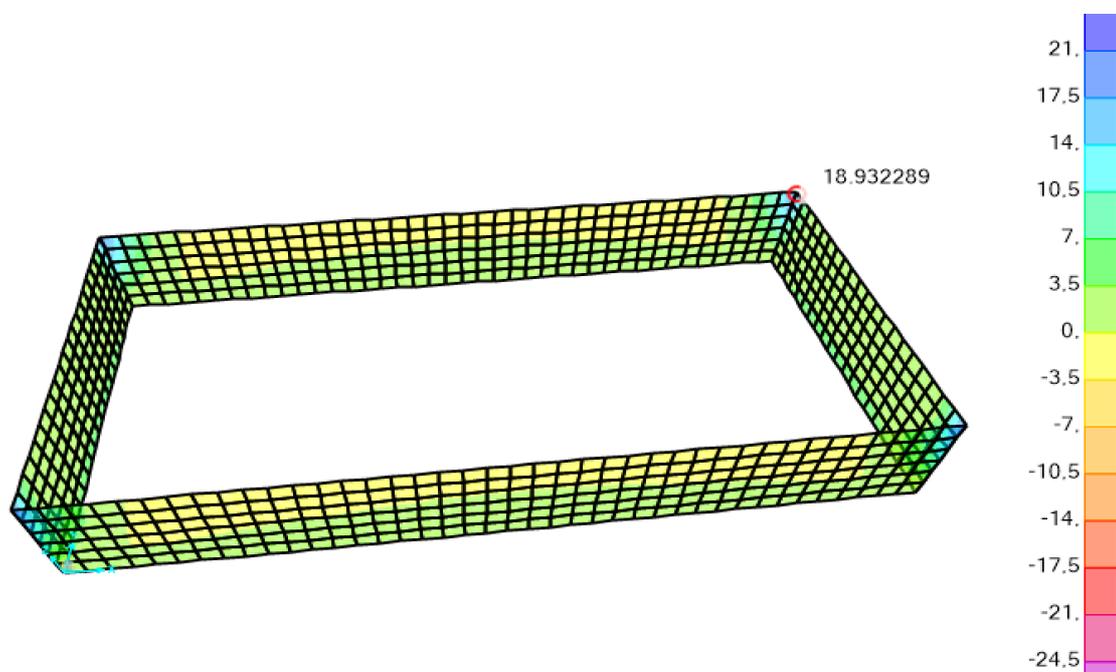


Ilustración 91 Momento resultante en dirección longitudinal Muro (M11) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3

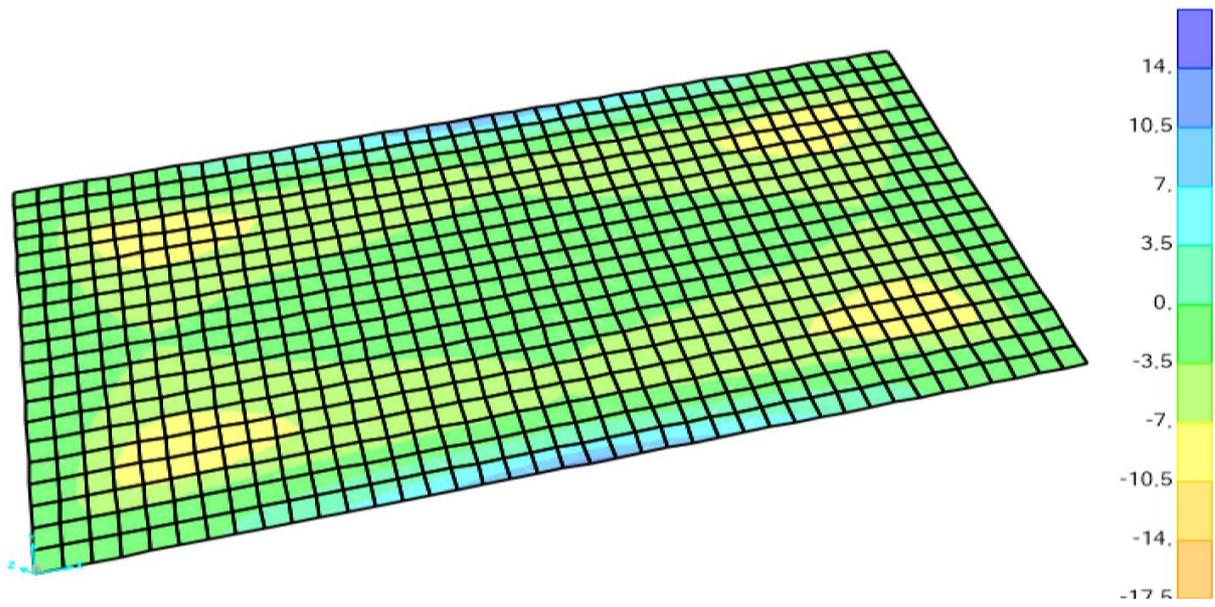


Ilustración 92 Momento resultante en dirección longitudinal Losa (M11) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3

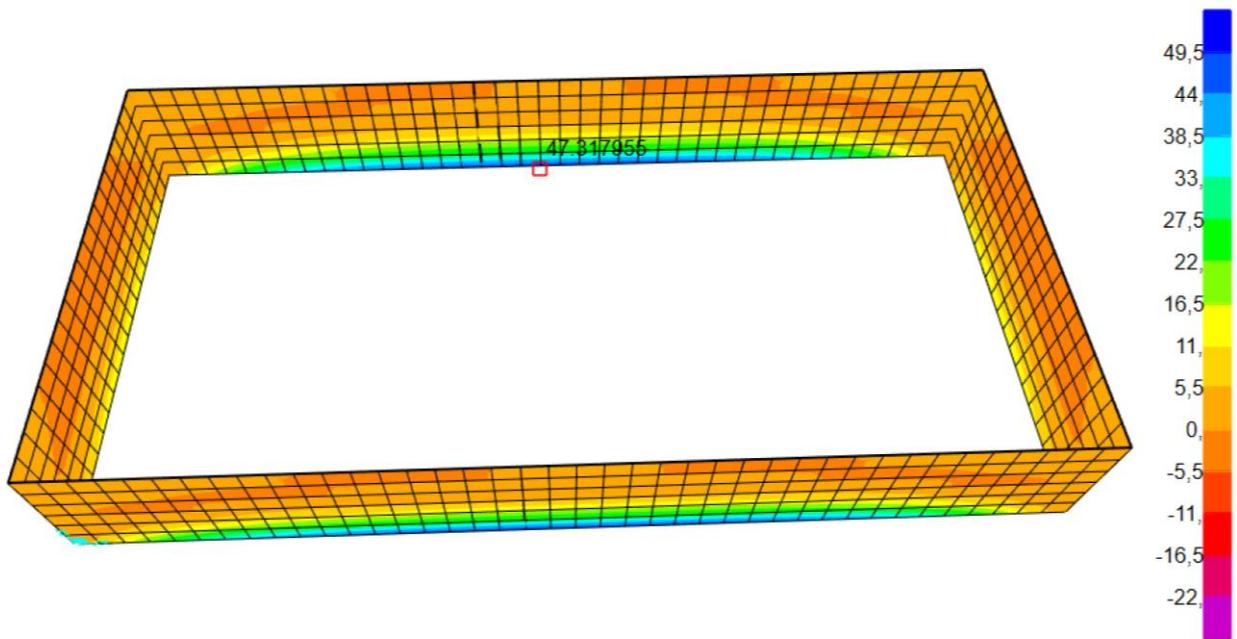


Ilustración 93 Momento resultante en dirección longitudinal (M22 Muros) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3

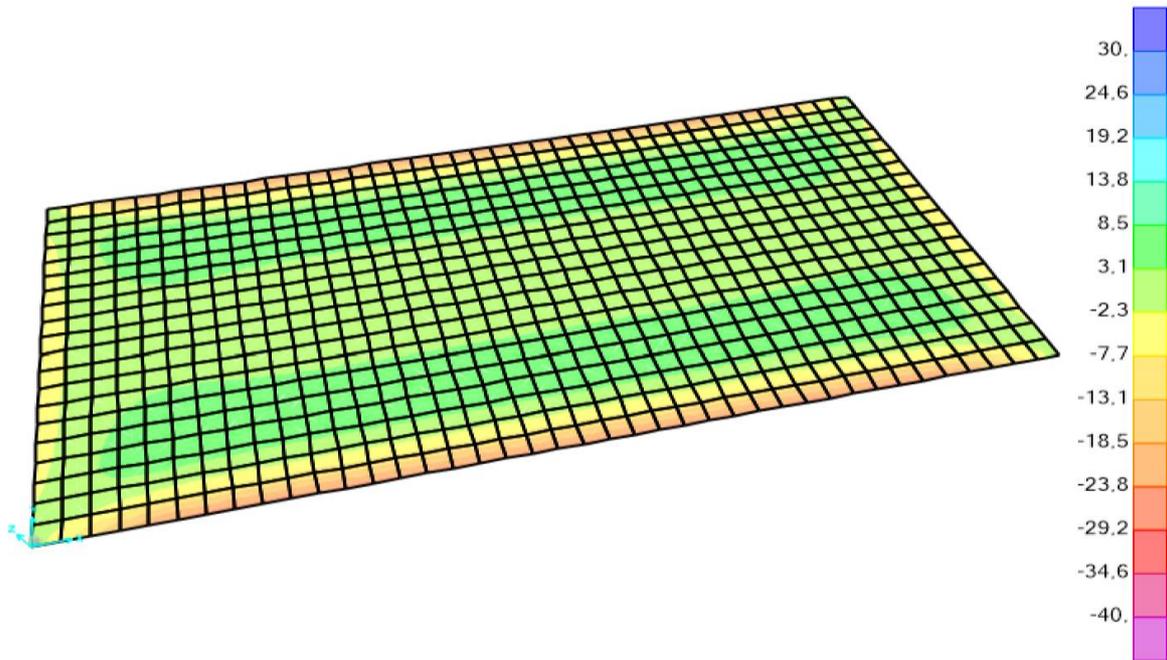


Ilustración 94 Momento resultante en dirección longitudinal (M22 Losa) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3

COMBINACION U7 SENTIDO X

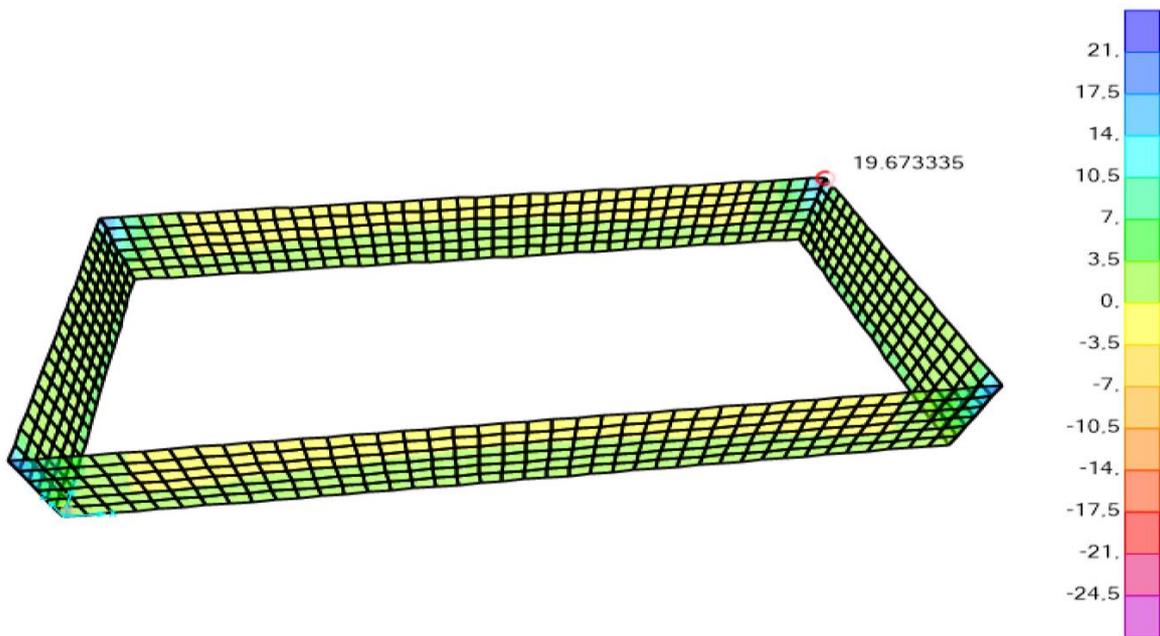


Ilustración 95 Momento resultante en dirección longitudinal (M11) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3

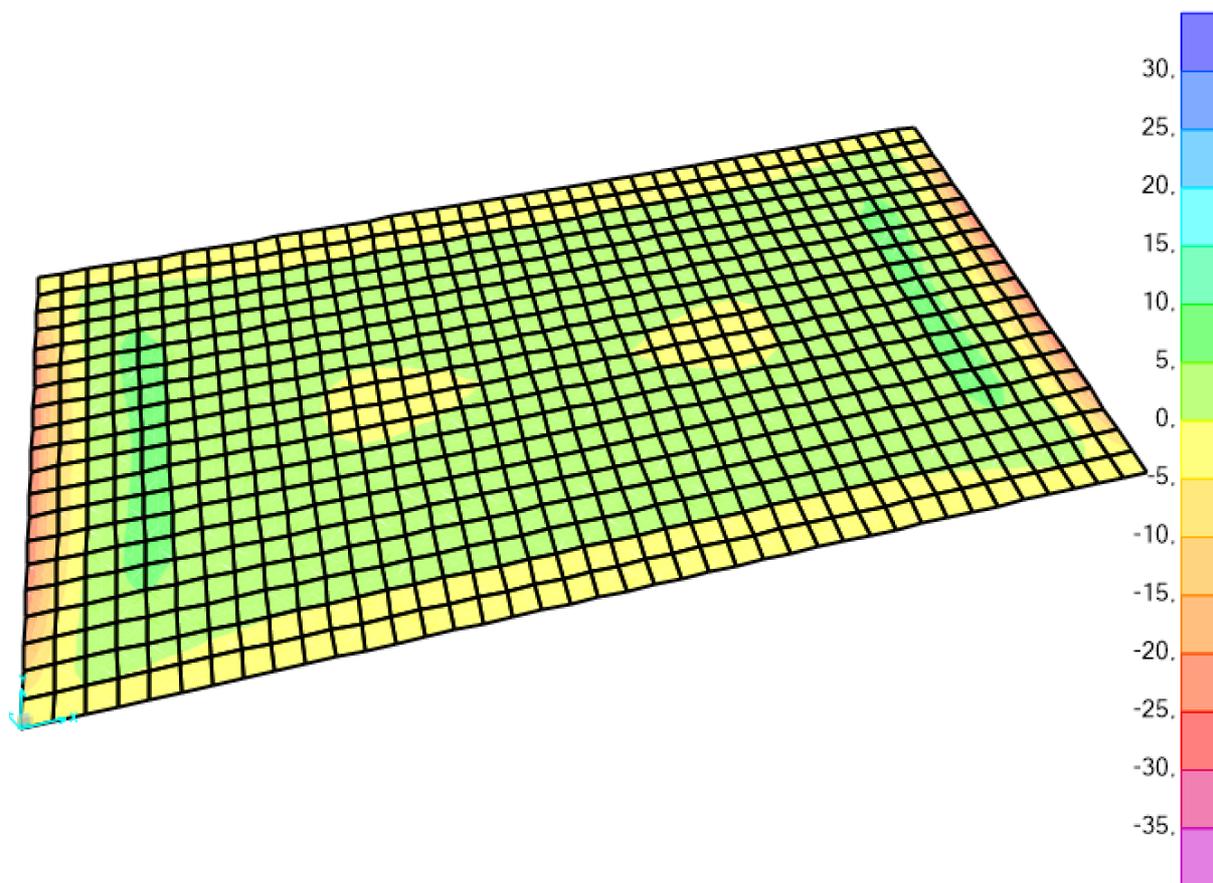


Ilustración 96 Momento resultante en dirección vertical Losa (M22) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3

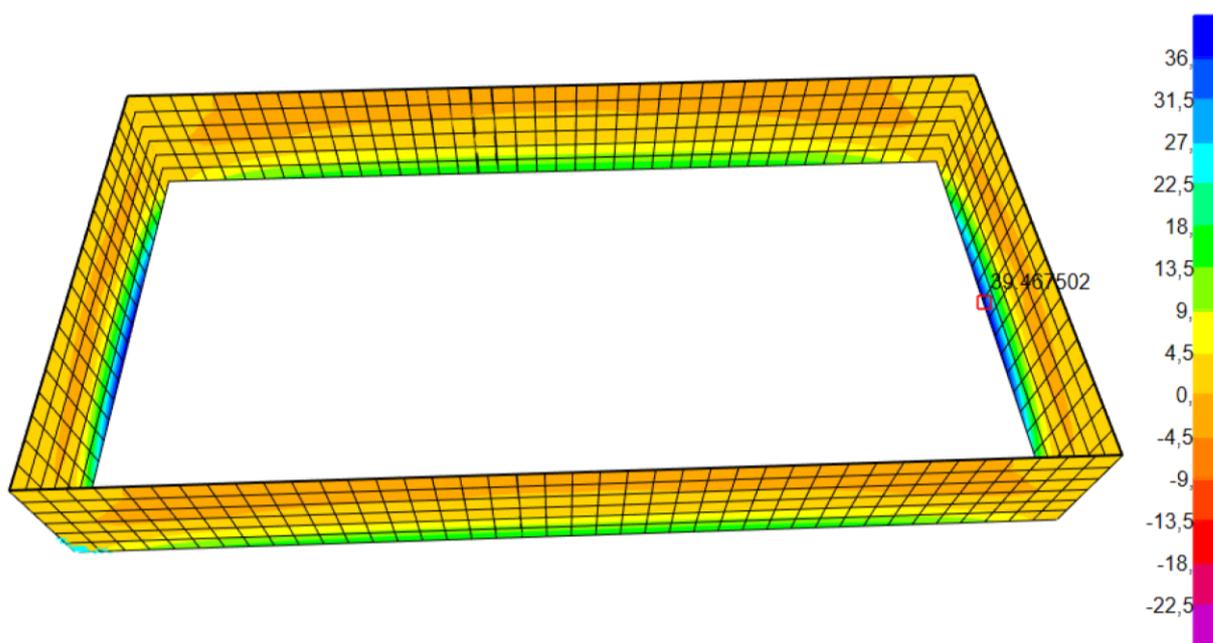


Ilustración 97 Momento resultante en dirección vertical Muros (M22) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3

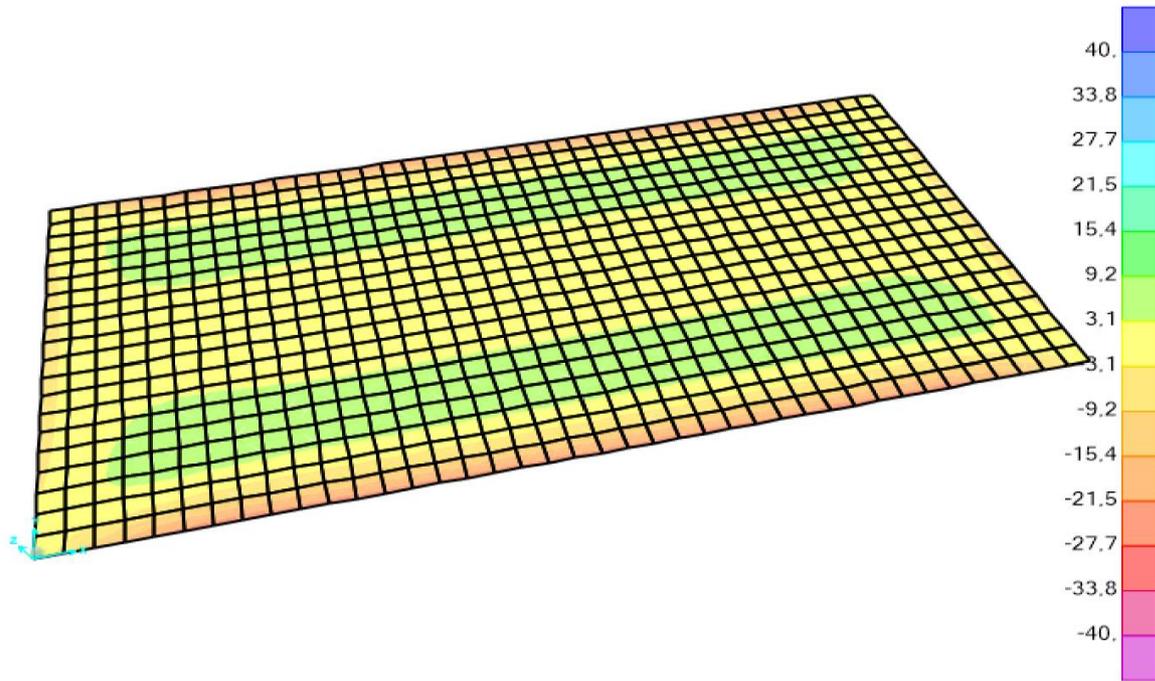
COMBINACION U7 SENTIDO Y

Ilustración 98 Momento resultante en dirección vertical (M22) Losa [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3

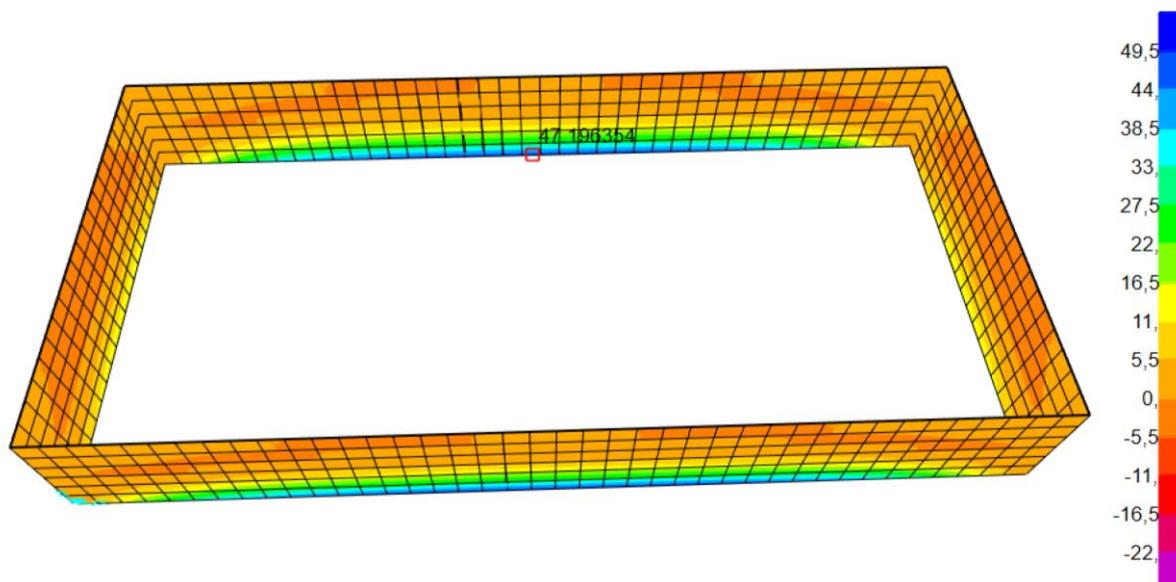


Ilustración 99 Momento resultante en dirección vertical (M_{22}) Muros [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3

5.1.4. DETERMINACION DE LA RESPUESTA MODAL

El análisis de la respuesta modal nos permite establecer claramente los diferentes modos de vibración de la estructura, así como la rigidez global del sistema que puede experimentar durante la ocurrencia de un evento sísmico.

TABLE: PARTICIPACION MODAL			
Caso de Respuesta	Modo	Periodo	Frecuencia
	-	Sec	Hz
MODAL (sentido x)	1	0.1849	5.408
MODAL (sentido y)	2	0.1802	5.549
MODAL	3	0.1401	7.138
MODAL	4	0.1313	7.618
MODAL	5	0.1294	7.729
MODAL	6	0.1285	7.781
MODAL	7	0.0993	10.066
MODAL	8	0.0971	10.295
MODAL	9	0.0941	10.629
MODAL	10	0.0850	11.760
MODAL	11	0.0849	11.778
MODAL	12	0.0819	12.216

Tabla 11 Participación Modal método estático.

5.2.RESUELTADOS METODO DINAMICO.

A continuación, se presentarán los resultados obtenidos del modelo dinámico producto de la asignación de cargas conectivas e impulsivas mediante la asignación de masa como elemento rígido y resortes con rigidez equivalente en el reservorio rectangular producto de cargas estáticas mayoradas

5.2.1. VERIFICACION DE ACCIONES EN LA BASE EN METODO SEUDOESTATICO.

Una vez establecido el modelo dinámico determinaremos las acciones en la base producidas por la acción de las fuerzas sísmicas, y la acción las masas convectivas e impulsivas, con esto determinaremos los desplazamientos máximos generados y los momentos en los muros con las combinaciones más críticas que actúan en el tanque rectangular.

CORTANTE ESTÁTICO EN LA BASE DEL TANQUE, SEGÚN EL ASCE/ACI.350-3R-06**DIRECCIÓN E-O**Coeficiente de Respuesta Sísmica, C_s

COMPONENTE IMPULSIVA	COMPONENTE CONVECTIVA
$C_{si} = 0.79$	$C_{ci} = 1.58$
$C_{si-min} = 0.205$	$C_{ci-min} = 0.41$
$C_{si-máx} = 0.218843023$	$C_{ci-máx} = 0.07975854$
$(C_{si})_{usar} = 0.218843023$	$(C_{ci})_{usar} = 0.07975854$

DIRECCIÓN N-SCoeficiente de Respuesta Sísmica, C_s

COMPONENTE IMPULSIVA	COMPONENTE CONVECTIVA
$C_{si} = 0.79$	$C_{ci} = 1.58$
$C_{si-min} = 0.205$	$C_{ci-min} = 0.41$
$C_{si-máx} = 0.198929806$	$C_{ci-máx} = 0.14931592$
$(C_{si})_{usar} = 0.205$	$(C_{ci})_{usar} = 0.14931592$

$$C_{si,c-max} = \begin{cases} \frac{S_{D1}}{T_{i,c} \left(\frac{R_{i,c}}{I_e}\right)}, & \text{Si } T_{i,c} \leq T_L \\ \frac{S_{D1} T_L}{T_{i,c}^2 \left(\frac{R_{i,c}}{I_e}\right)}, & \text{Si } T_{i,c} > T_L \end{cases} \quad C_{si,c} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R_{i,c}}{I_e}\right)}$$

$$C_{si,c-min} = \max \begin{cases} 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.03 \\ 0.8 \frac{S_1}{\left(\frac{R_{i,c}}{I_e}\right)}, & \text{Si } S_1 \geq 0.6g \end{cases}$$

$$V_{i,c} = C_{s-i,c} W_{i,c} \quad V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2}$$

CORTANTE ESTÁTICO EN LA BASE DEL TANQUE, SEGÚN EL ASCE/SEI 7-10 & IBC 2012**DIRECCIÓN E-O**

Cortante Estático en la Base

COMPONENTE IMPULSIVA	COMPONENTE CONVECTIVA
$W_i = 1095766.4 \text{ Kg}$	$W_c = 3173598 \text{ Kg}$
$C_{si} = 0.218843023$	$C_{sc} = 0.07975854$
$V_i = 239800.84 \text{ Kg}$	$V_c = 253121.6 \text{ Kg}$
Cortante del Suelo, $V_{s,E-O} = 29777.3572 \text{ Kg}$	
Cortante Estático, $V_{E-O} = 349945.2224 \text{ Kg}$	

DIRECCIÓN N-S

Cortante Estático en la Base

COMPONENTE IMPULSIVA	COMPONENTE CONVECTIVA
$W_i = 1670873 \text{ Kg}$	$W_c = 2781120 \text{ Kg}$
$C_{si} = 0.205$	$C_{sc} = 0.14931592$
$V_i = 342529.1 \text{ Kg}$	$V_c = 415265.5 \text{ Kg}$
Cortante del Suelo, $V_{s,N-S} = 59554.7143 \text{ Kg}$	
Cortante Estático, $V_{N-S} = 541588.6987 \text{ Kg}$	

Tabla 12 Reacciones en la base.

Al tener la acción sísmica en ambos sentidos se evaluará el comportamiento del tanque en sentido X y Y, estableciendo sus máximas acciones en la base para cada dirección de movimiento.

$$V_{bx} = 349.99 \text{ Ton}$$

$$V_{by} = 541.58 \text{ Ton}$$

$$W_{TANQUE} = 2191.33 \text{ Ton}; W_{SERVICIO} = 6191.33 \text{ Ton}$$

Para la verificación de la capacidad portante se han utilizado las cargas de servicio que transmite la estructura a la cimentación, de esta manera determinaremos los esfuerzos a los cuales esta interactuando el suelo y se verificara que no sobrepase la capacidad portante de 20 T/m², que es la capacidad asumida del suelo

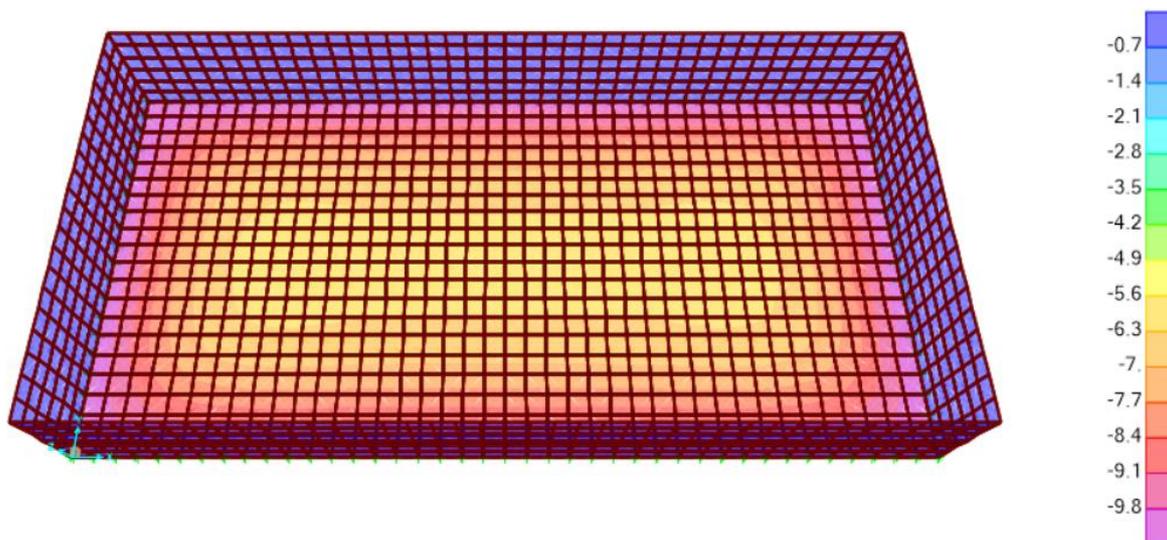


Ilustración 100 Presión de Suelo de fundación en condiciones de Servicio – Resultados Método ACI 350.3

Los esfuerzos máximos transmitidos al suelo se encuentran por el orden de 14 T/m². Además, se verifico que no existen zonas traccionadas dentro de la losa de cimentación, la capacidad portante del suelo resiste los esfuerzos transmitidos producto de las cargas de servicio.

5.3.DETERMINACION DE DEFORMACIONES MAXIMAS

Las deflexiones máximas en la estructura se consideran para las condiciones servicio (cargas hidrostáticas) y se presentan en los muros rectos donde la distribución de esfuerzos es mayor.

Se puede establecer como parámetro comparativo la relación establecida de $2 \cdot l_n / 360$ que es igual a una deformación máxima de 3.3 cm, teniendo como valar obtenido 0.7cm

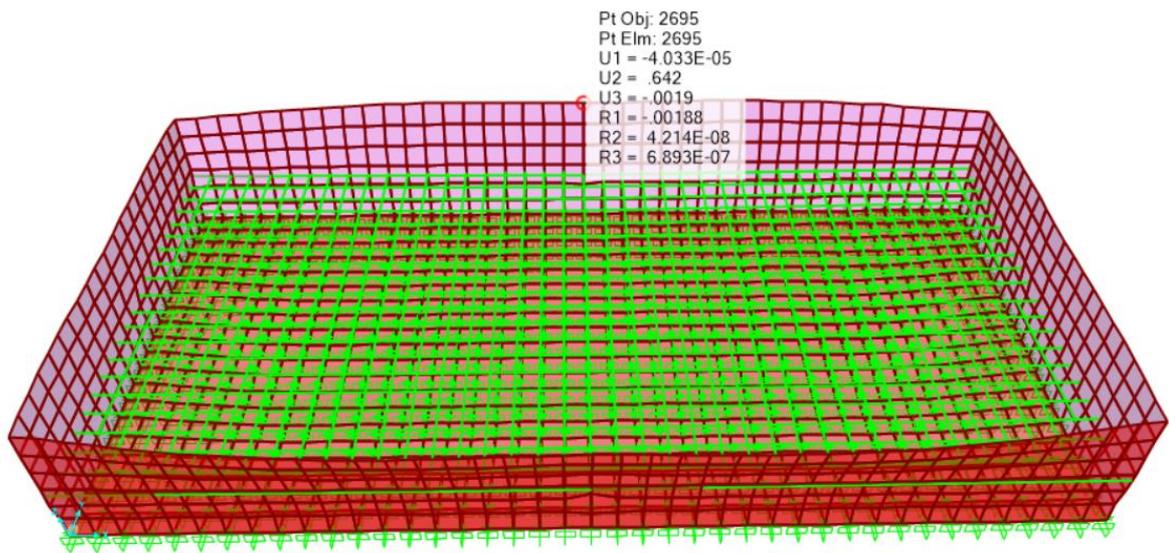


Ilustración 101 Deformaciones máximas por cargas de servicio Método ACI 350.3

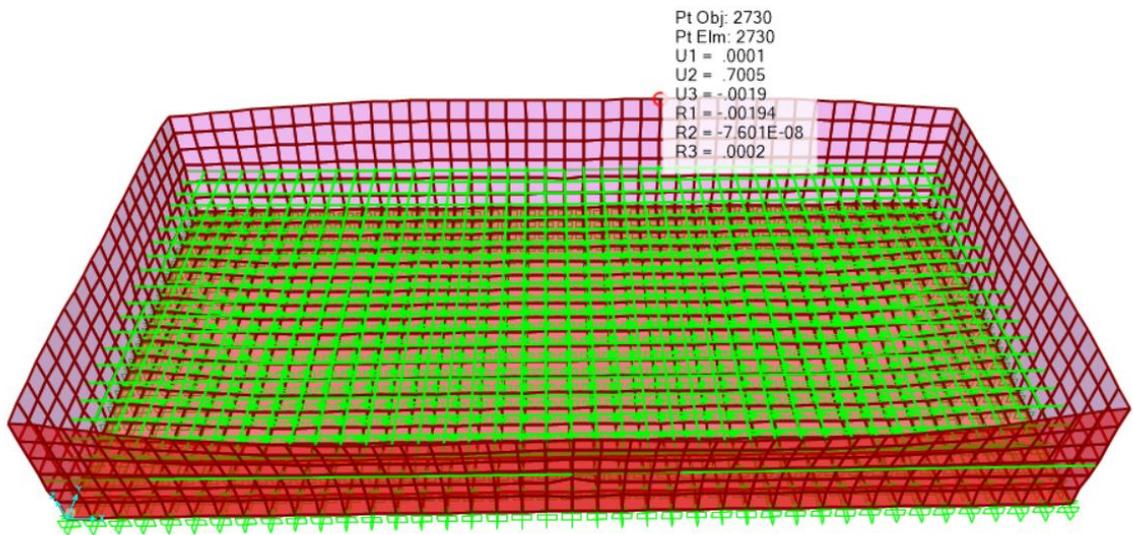


Ilustración 102 Deformaciones máximas por cargas de ultimas Método ACI 350.3

5.4.DETERMINACION DE ACCIONES MAXIMAS METODO DINAMICO.

A continuación, se presentarán los resultados obtenidos del modelo dinámico producto de la asignación de cargas conectivas e impulsivas en el reservorio rectangular producto de cargas estáticas mayoradas.

COMBINACION U5X

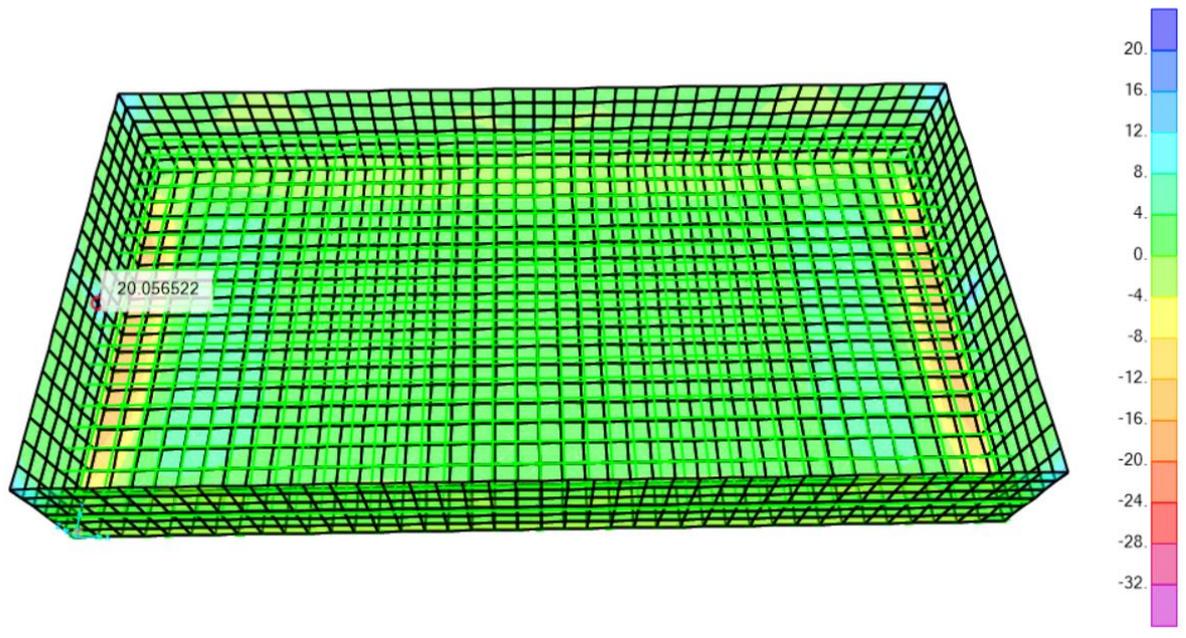


Ilustración 103 Momento resultante en dirección longitudinal (M11) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3

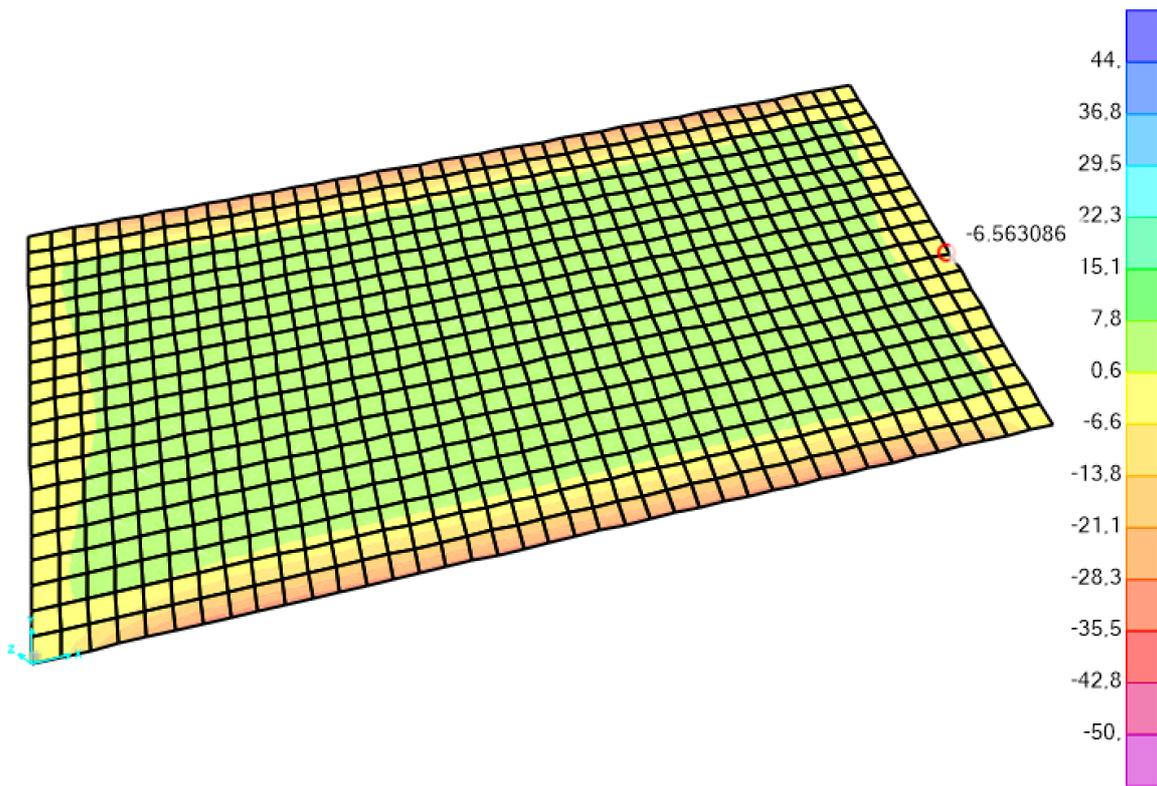


Ilustración 104 Momento resultante en dirección vertical (M22) Losa [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3

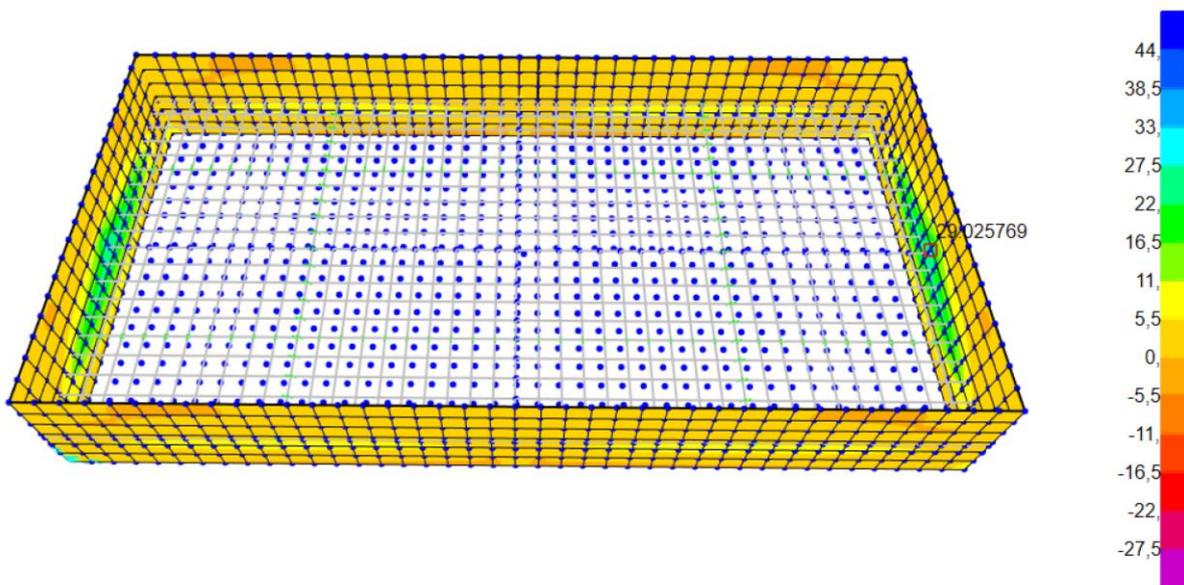


Ilustración 105 Momento resultante en dirección vertical (M22) Muros [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3

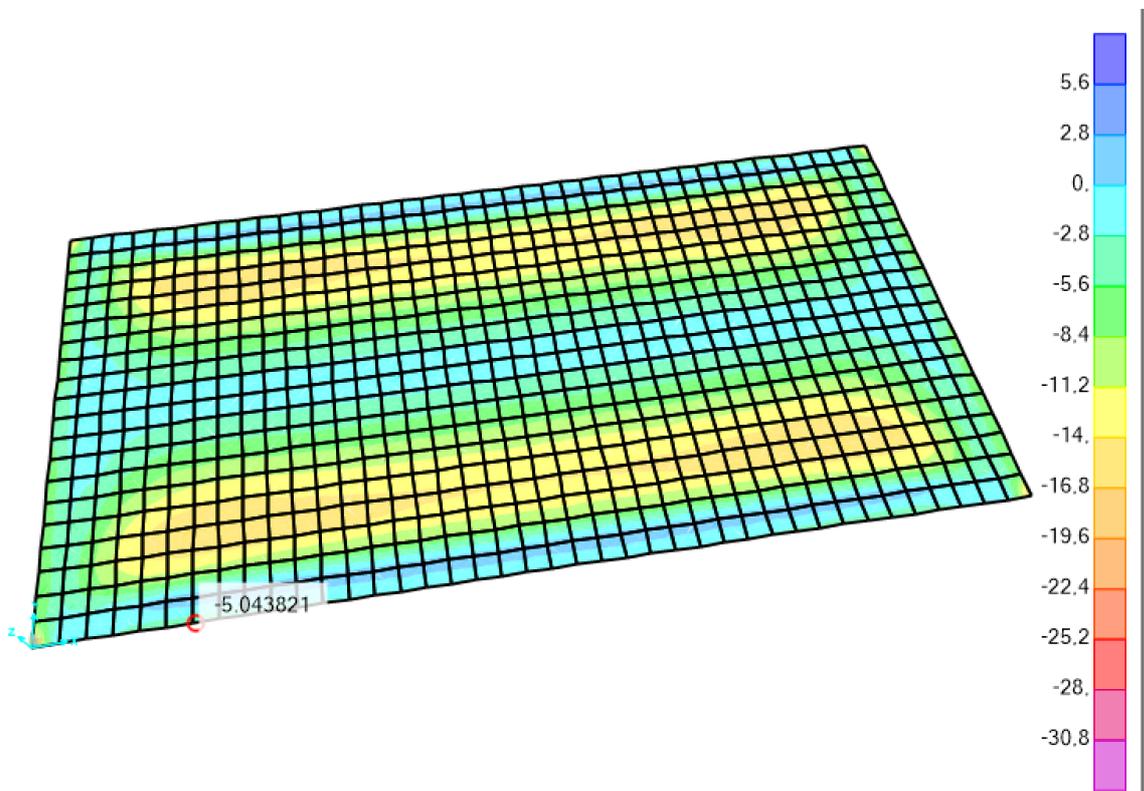
COMBINACION U5Y

Ilustración 106 Momento resultante en dirección vertical (M_{22}) Losa [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3

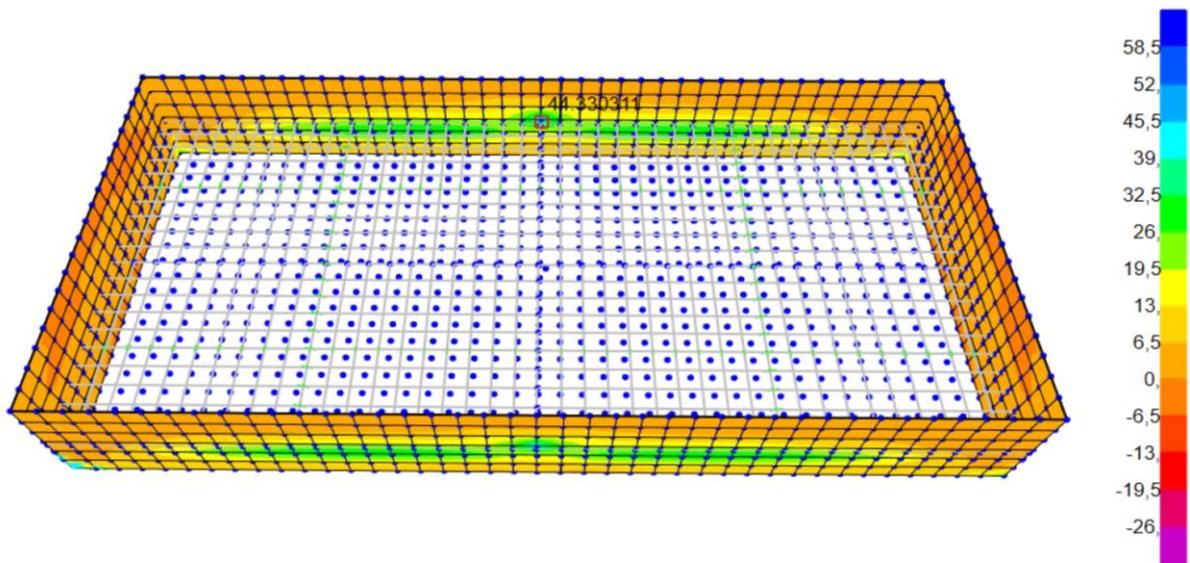


Ilustración 107 Momento resultante en dirección vertical (M_{22}) Muros [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3

COMBINACION U7X

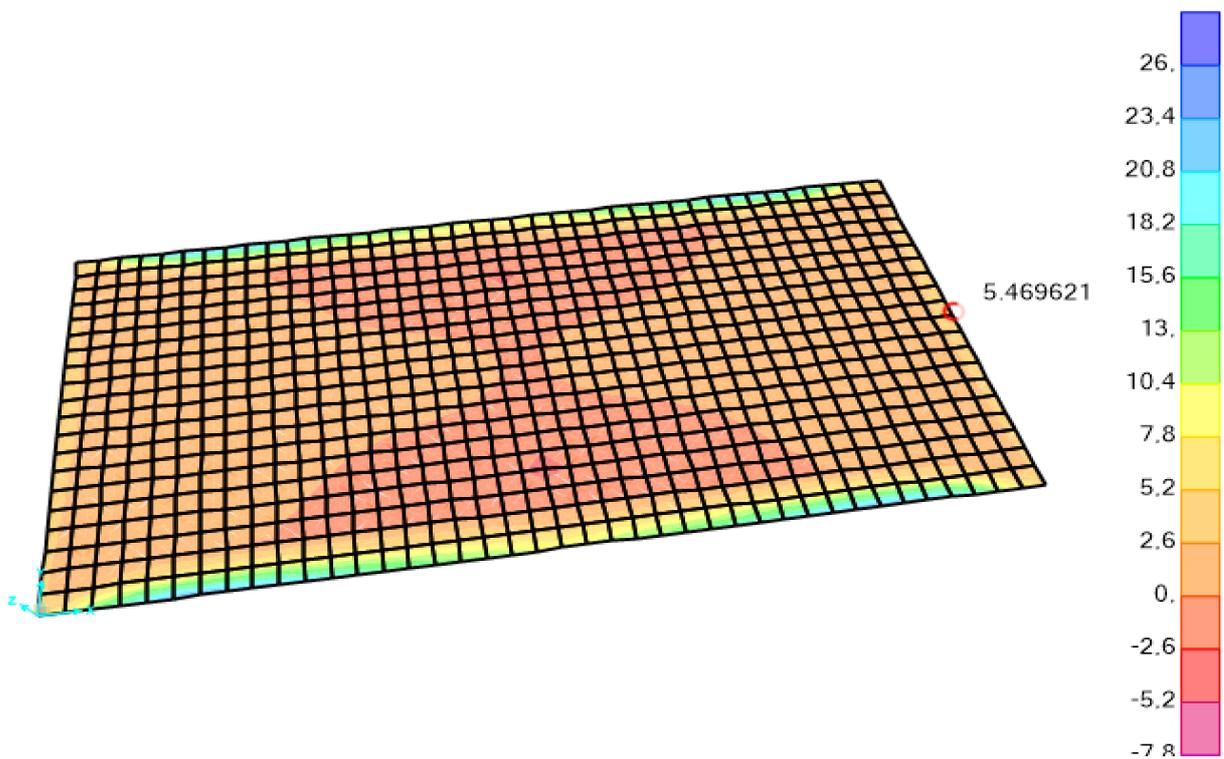


Ilustración 108 Momento resultante en dirección vertical Losa (M_{22}) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3

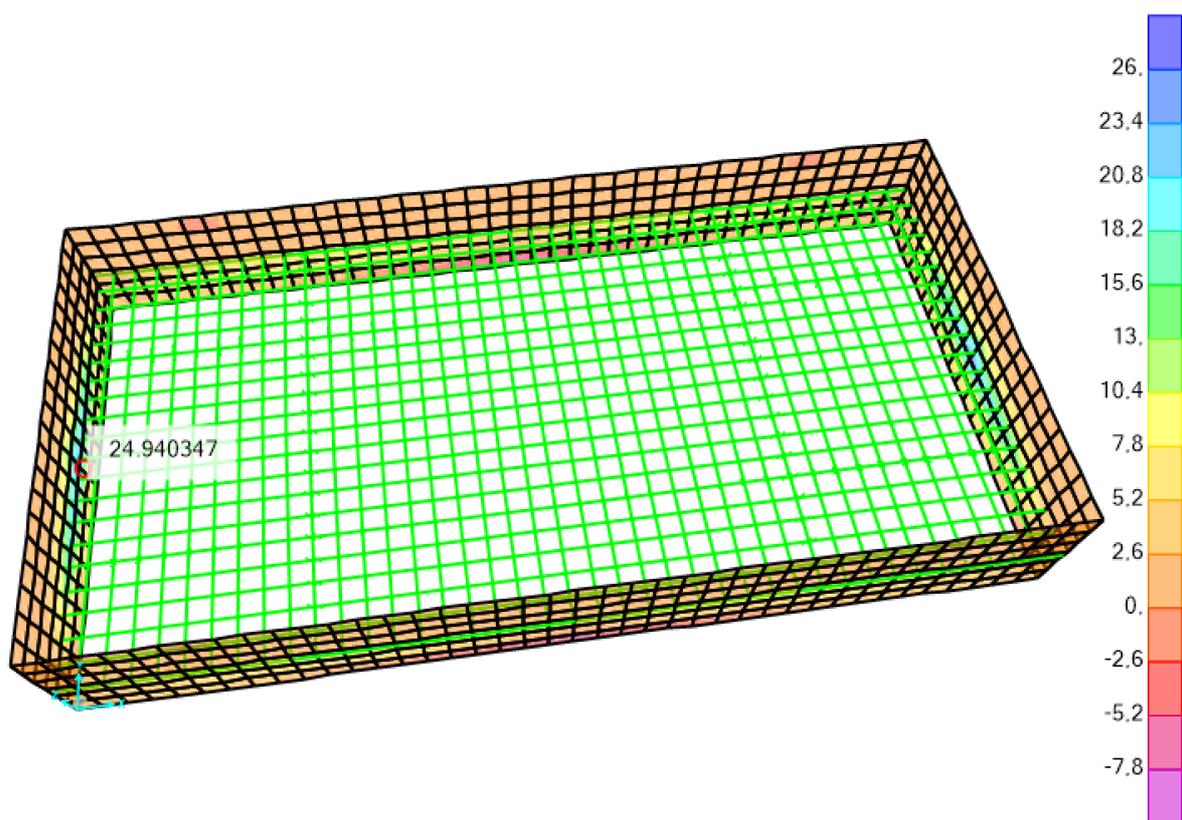


Ilustración 109 Momento resultante en dirección vertical (M_{22}) Muros [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3

COMBINACION U7Y

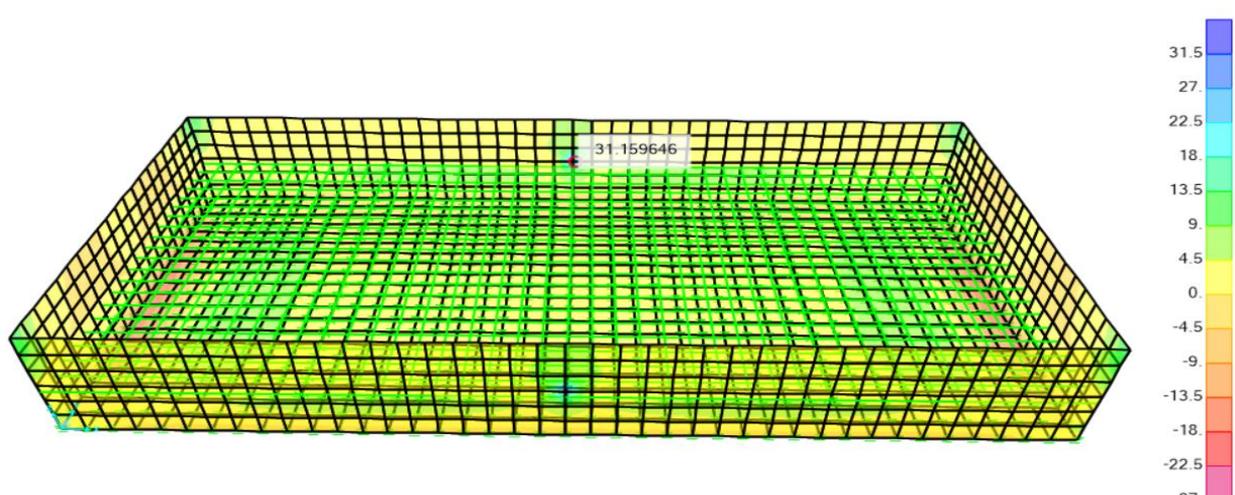


Ilustración 110 Momento resultante en dirección horizontal (M_{11}) [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3

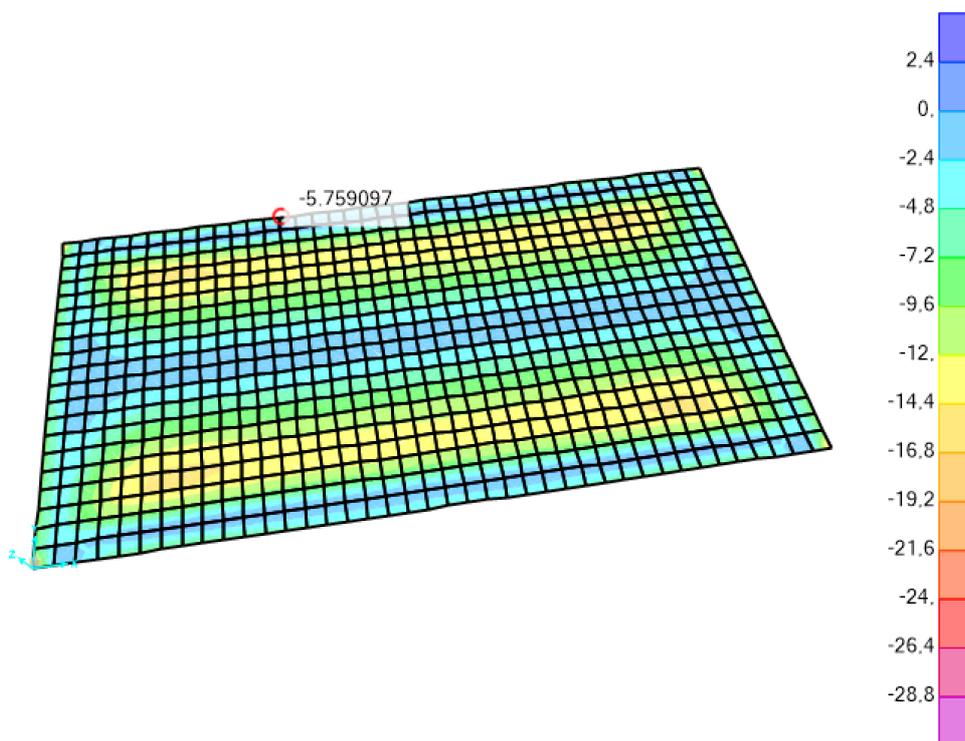


Ilustración 111 Momento resultante en dirección vertical (M22) Losa [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3

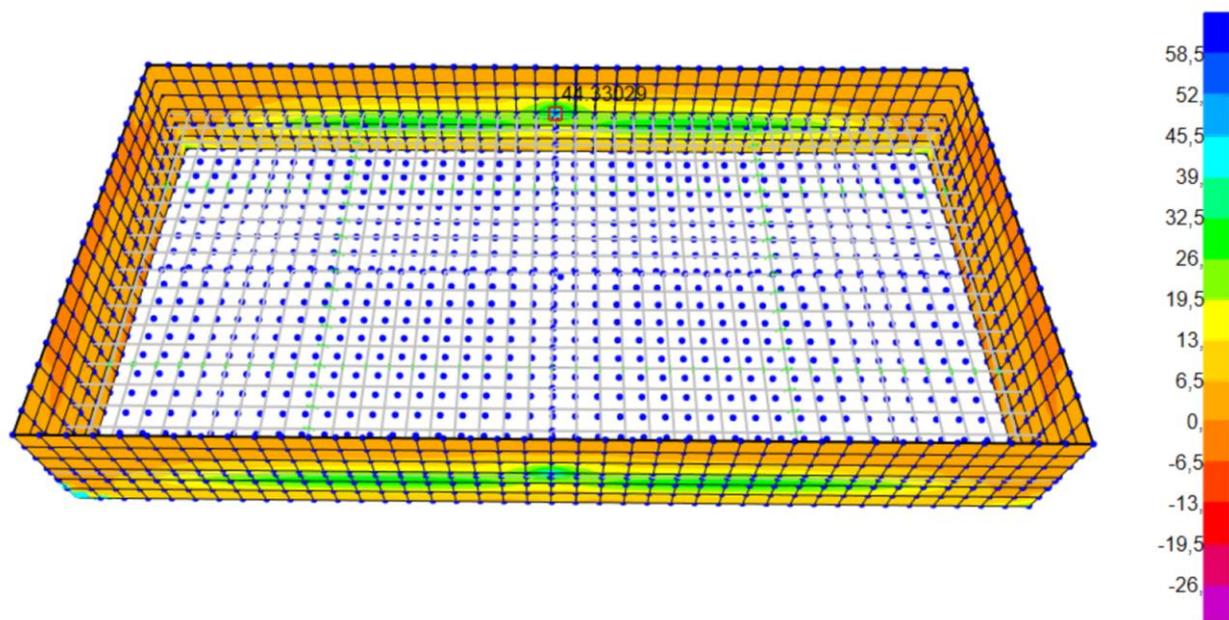


Ilustración 112 Momento resultante en dirección vertical (M22) Muro [Ton-m] – Resultados Método ACI 350.3

5.5. VERIFICACION Y CUMPLIMIENTO DE REQUISITOS MINIMOS Y NORMATIVAS APLICADAS.

5.5.1. HORMIGON ESTRUCTURAL EN OBRAS HIDRAULICAS.

El Concreto que estará sujeto a las exposiciones que figuran en la Tabla 4.2.2 deben cumplir con las correspondientes relaciones máximas de agua-cemento y Resistencia mínima a la compresión del hormigón especificada.

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.

Para nuestro caso de análisis utilizamos elementos con una exposición normal al desgaste de sulfatos, es decir una relación agua cemento de 0.45 y una resistencia mínima a la compresión de 280 Kg/cm²

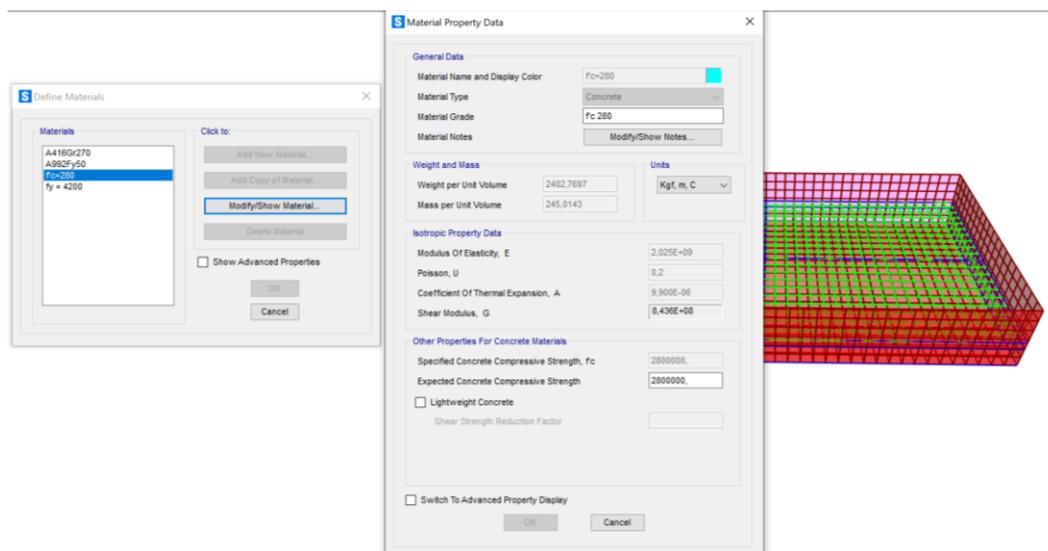


Ilustración 113 Hormigón estructural $f'c=280$ Kg/cm²

5.5.2. CUANTIA MINIMA REFUERZO VERTICAL Y HORIZONTAL.

La armadura tanto vertical como longitudinal de los muros dependerá de las solicitaciones en flexión y tensión. Así mismo, la losa será diseñada en función de los esfuerzos transmitidos por el líquido y por las acciones máximas en los muros.

El recubrimiento mínimo establecido por el código ACI 350-06 será de 5 cm tanto para muros como para losas, según se indica a continuación:

7.7 — Concrete protection for reinforcement

7.7.1 — Cast-in-place concrete (nonprestressed)

The following minimum concrete cover shall be provided for reinforcement, but shall not be less than required by 7.7.6:

Minimum
cover, mm

- | | |
|---|----|
| (a) Concrete cast against and permanently exposed to earth | 75 |
| (b) Concrete exposed to earth, liquid, weather, or bearing on work mat or slabs supporting earth cover: | |
| Slabs and joists | 50 |
| Beams and columns: | |
| Stirrups, spirals, and ties..... | 50 |

Primary reinforcement.....	65
Walls.....	50
Footings and base slabs:	
Formed surfaces	50
Top of footings and base slabs.....	50
Shells, folded plate members	40

ACI 350-06, Sección 7.7

Se adoptará un recubrimiento de 5 cm. para losas y muros, en ambas caras.

Para la cara inferior de la losa se colocará hormigón de limpieza (replanteo) de tal forma que no estará expuesta al contacto con el suelo, por tal motivo se utilizara también un recubrimiento de 5 cm .

Por otro lado, el acero de refuerzo mínimo a flexión estará dado por la siguiente expresión:

10.5 — Minimum reinforcement of flexural members

10.5.1 — At every section of a flexural member where tensile reinforcement is required by analysis, except as provided in 10.5.2, 10.5.3, and 10.5.4, the area A_s provided shall not be less than that given by

$$A_{s, min} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (10-3)$$

and not less than $200b_w d/f_y$.

A continuación, se presenta el diseño del acero de refuerzo de la estructura para la demanda determinada por última resistencia en ambos sentidos :

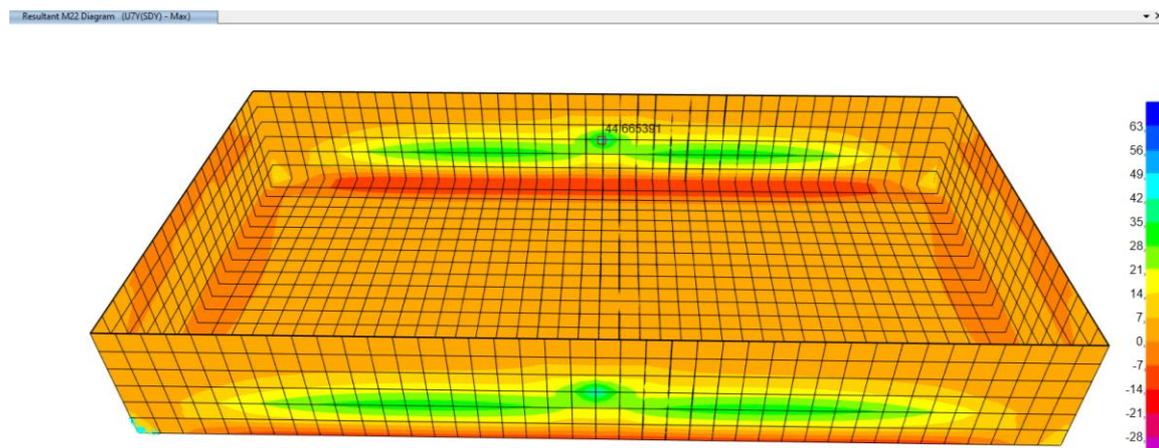


Ilustración 114 Momento máximos M22 combinación U7 sentido Y

Según el momento máximo generado M22 de 45 T-m sobre los muros de $L = 40$ m para sismo en dirección Y , el refuerzo vertical sería el siguiente:

$$f'c = 280 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$fy = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$\text{Recubrimiento a la varilla longitudinal} = 5,00 \text{ [cm]}$$

$$\phi = 0,85$$

ACERO DE REFUERZO - MURO RECTOS L = 40 M

b (cm)	h (cm)	s (cm)	As (cm ²)	ρ	c (cm)	ϕ	Mn	ϕMn	
100	60	15	7 ϕ 8 =	3,52	0,0006	0,73	0,9	8,02	7,22
100	60	15	7 ϕ 10 =	5,50	0,0010	1,14	0,9	12,47	11,23
100	60	15	7 ϕ 12 =	7,92	0,0014	1,64	0,9	17,86	16,07
100	60	15	7 ϕ 14 =	10,78	0,0020	2,24	0,9	24,14	21,73
100	60	15	7 ϕ 16 =	14,07	0,0026	2,92	0,9	31,30	28,17
100	60	15	7 ϕ 18 =	17,81	0,0032	3,70	0,9	39,30	35,37
100	60	15	7 ϕ 20 =	21,99	0,0040	4,57	0,9	48,08	43,28
100	60	15	7 ϕ 22 =	26,61	0,0048	5,52	0,9	57,61	51,85
100	60	15	7 ϕ 25 =	34,36	0,0062	7,13	0,9	73,19	65,88
100	60	15	7 ϕ 28 =	43,10	0,0078	8,95	0,9	90,15	81,13
100	60	15	7 ϕ 32 =	56,30	0,0102	11,69	0,9	114,52	103,07

Tabla 13 Acero de refuerzo vertical muro L=40 m

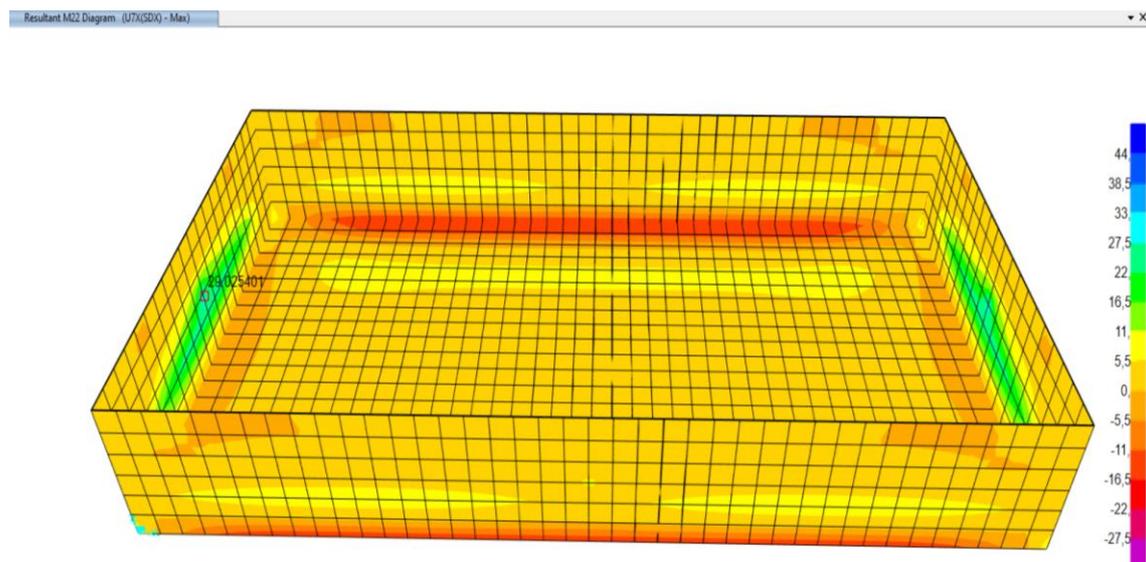


Ilustración 115 Ilustración 116 Momento máximos M22 combinación U7 sentido Y

Según el momento máximo generado M22 de 30 T-m sobre los muros de $L = 20$ m para sismo en dirección X, el refuerzo vertical sería el siguiente:

ACERO DE REFUERZO - MURO RECTOS L=20 M

b (cm)	h (cm)	s (cm)	A_s (cm ²)	ρ	c (cm)	ϕ	M_n	ϕM_n	
100	60	15	7 ϕ 8 =	3,52	0,0006	0,73	0,9	8,02	7,22
100	60	15	7 ϕ 10 =	5,50	0,0010	1,14	0,9	12,47	11,23
100	60	15	7 ϕ 12 =	7,92	0,0014	1,64	0,9	17,86	16,07
100	60	15	7 ϕ 14 =	10,78	0,0020	2,24	0,9	24,14	21,73
100	60	15	7 ϕ 16 =	14,07	0,0026	2,92	0,9	31,30	28,17
100	60	15	7 ϕ 18 =	17,81	0,0032	3,70	0,9	39,30	35,37
100	60	15	7 ϕ 20 =	21,99	0,0040	4,57	0,9	48,08	43,28
100	60	15	7 ϕ 22 =	26,61	0,0048	5,52	0,9	57,61	51,85
100	60	15	7 ϕ 25 =	34,36	0,0062	7,13	0,9	73,19	65,88
100	60	15	7 ϕ 28 =	43,10	0,0078	8,95	0,9	90,15	81,13
100	60	15	7 ϕ 32 =	56,30	0,0102	11,69	0,9	114,52	103,07

5.5.3. CONTROL DE EFECTOS DE RETRACCION Y FRAGUADO.

Para la verificación de los efectos de retracción y fraguado en la estructura se usó como referencia el código ACI 350R-06 y el documento ACI 224R-01.

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.

Ilustración 117 Refuerzo mínimo por contracción y temperatura

Según la sección 7.12.2.2 del código ACI 350-06, el refuerzo por contracción y temperatura no deberá espaciarse a más de 300 mm y el diámetro mínimo de la barra de refuerzo a usar será la No 13.

La normativa hace referencia a los efectos de retracción de fraguado en dos escalas, una escala local donde los efectos de figuración son generados producto de la variabilidad propia del material, y un efecto general donde en el caso de que la estructura se encuentre restringida (en sus apoyos) los esfuerzos de retracción de fraguado inducen esfuerzos en la estructura producto de la compatibilidad de deformaciones del sistema.

La estructura en estudio no es susceptible a generar esfuerzos internos producto de la retracción de fraguado ya que por sus condiciones de apoyo esta no se encuentra restringida al desplazamiento. Por lo tanto, la verificación se la realizo de manera local.

En lo que respecta a la retracción de fraguado evaluada desde una perspectiva local, al ser este un fenómeno estocástico, el código establece criterios prescriptivos para poder controlar la

proliferación de las fisuras, estos criterios prescriptivos están basados en controlar la cuantía de refuerzo en la sección y la separación de las varillas. Para el proyecto se está considerando las recomendaciones presentadas en el documento ACI 224-01, donde se sugiere utilizar una cuantía de 0.6% distribuida en las dos caras. Esta cuantía es similar a la recomendada por Frosch et al. (2003) basada en el criterio de igualar la resistencia de corte directo de la sección de hormigón con la resistencia de la malla de acero, donde:

$$A_s = \frac{6\sqrt{f'_c}}{f_y} A_g$$

$$A_s = \frac{6 * \sqrt{3982.54}}{59738.04} A_g = 0.006 A_g \text{ en ambas caras.}$$

Es decir que la cuantía mínima por cada cara es de 0.003, relación que ha sido verificada con la armadura colocada tanto para muros como para losa con la cuantía de $14/f_y$ (0.0033) requerida por flexión en cada cara.

6. ANALISIS DE RESULTADOS

El análisis de resultados dentro de esta investigación constituye una comparación de las demandas obtenidas en cada uno de los modelos realizados, sobre la cual extraeremos las respectivas conclusiones. Se analizará los resultados obtenidos en el modelo estático en comparación con el modelo dinámico, para encontrar las diferencias entre los dos modelos de análisis.

6.1. REACCIONES EN LA BASE.

Las demandas generadas y en especial las acciones en base son un parámetro muy importante en diseño y comportamiento de la estructura, a partir de los cuales se puede generar un dimensionamiento más exacto casusa de los efectos producidos por cargas gravitacionales como sísmicas. Por un lado, es previsible que las reacciones del suelo y el peso de la estructura reportaran los mismos resultados para ambos modelos, tratándose de una misma estructura. Por otro lado, se identifica una variación entre los cortantes y momentos resultantes en la base de la estructura al comparar el método convencional con dinámico teniendo en cuenta como parámetro de referencia los resultados obtenidos por el método analítico según el ACI-350.3R

CORTANTE EN BASE		
DIRECCION	Estatico	Dinamico
Vy	531.66	541.58
Vx	329.50	349.94

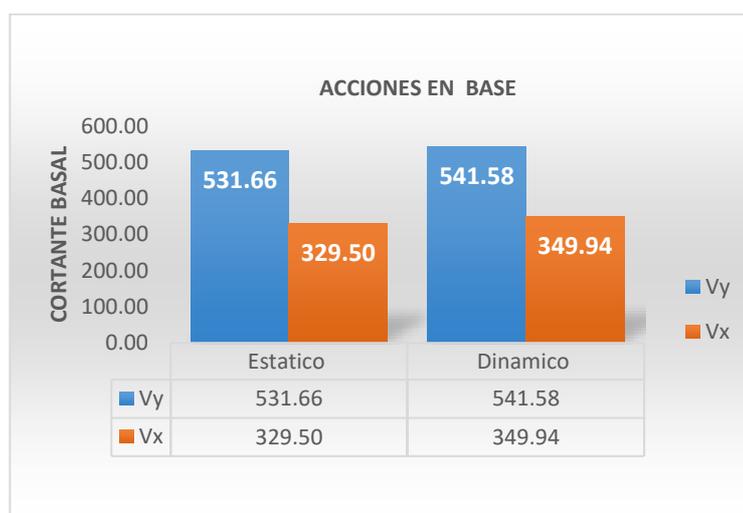


Ilustración 118 Acciones en base método estatico-dinamico-ACI-350.3R

Se puede evidenciar que los resultados obtenidos en cada uno de los métodos de análisis son muy similares. La variación entre el método estático y dinámico se encuentra por el orden de 1 % siendo el modelo dinámico el más conservador, tomando en consideración que el modelo estático parte de su análisis en simplificaciones y aproximaciones para la asignación de la distribución de las presiones impulsivas y convectivas sobre las paredes del tanque.

6.2.MOMENTOS MÁXIMOS EN MUROS

De manera similar ocurren con los momentos máximos que se generan en las paredes del tanque, la variación entre ambos métodos se encuentra en el orden del 5 %, siendo de igual manera los resultados obtenidos según el modelo dinámico los más conservadores.

Momentos Máximos Sentido Y

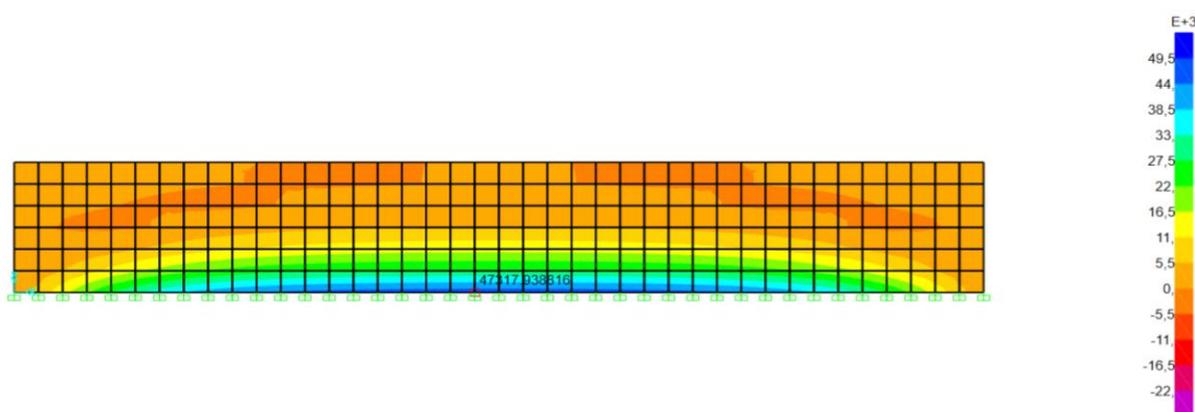


Ilustración 119 Momento maximo pared $L = 40$ resultante en dirección vertical (M_{22}) [Ton-m] – Resultados Método estático

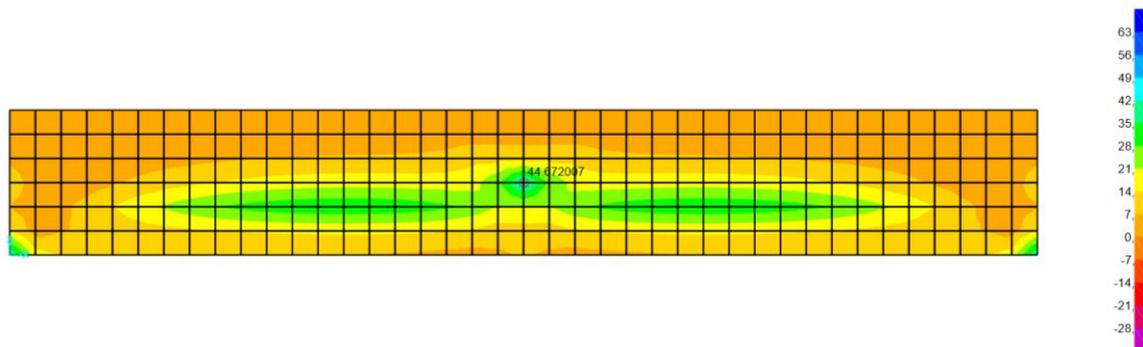


Ilustración 120 Momento maximo pared $L = 40$ resultante en dirección vertical (M22) [Ton-m] – Resultados Método dinámico

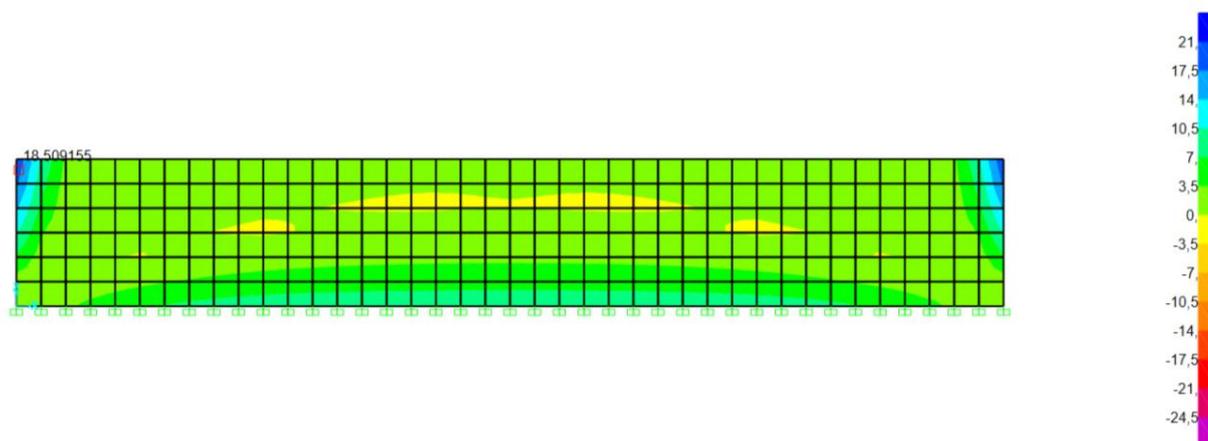


Ilustración 121 Momento maximo pared $L = 40$ resultante en dirección horizontal (M11) [Ton-m] – Resultados Método estático

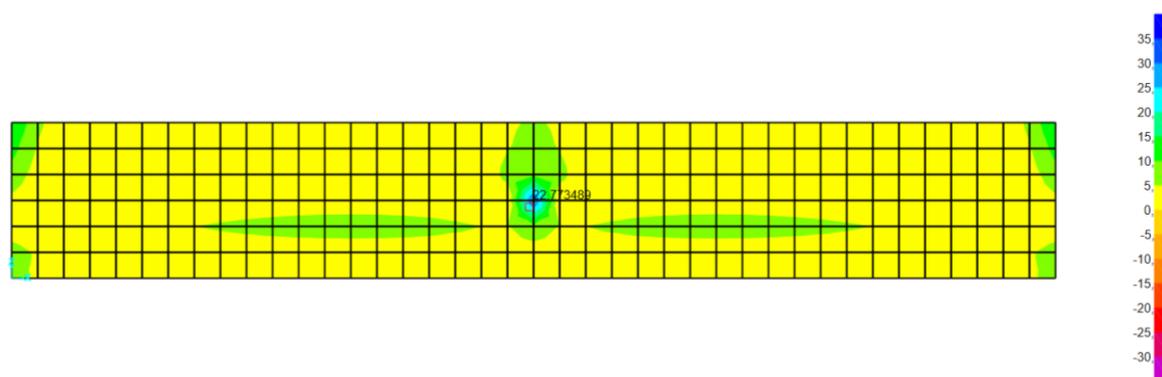


Ilustración 122 Momento maximo pared $L = 40$ resultante en dirección horizontal (M11) [Ton-m] – Resultados Método dinámico

Momentos Máximo		
DIRECCION	Estatico	Dinamico
M22	47,17	44,67
M11	22,77	18,5

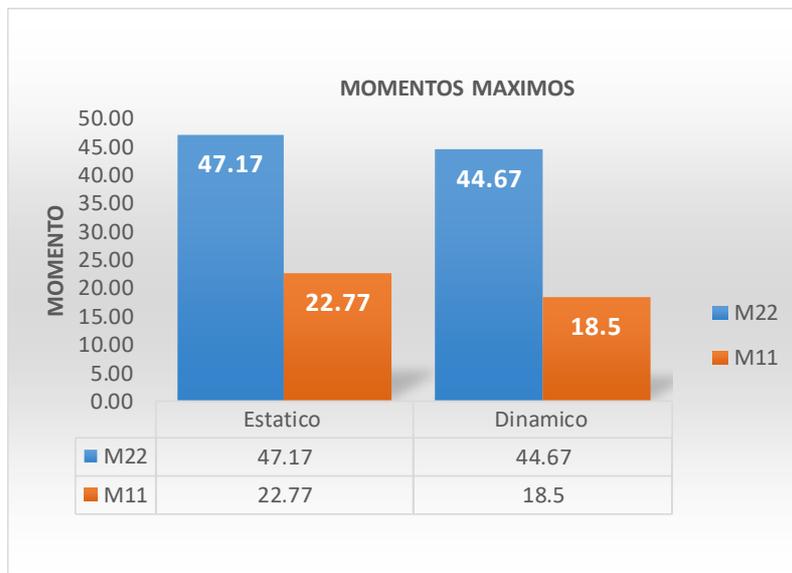


Tabla 14 Comparación Momentos máximos método estatico-dinamico-ACI-350.3R

Sentido X.

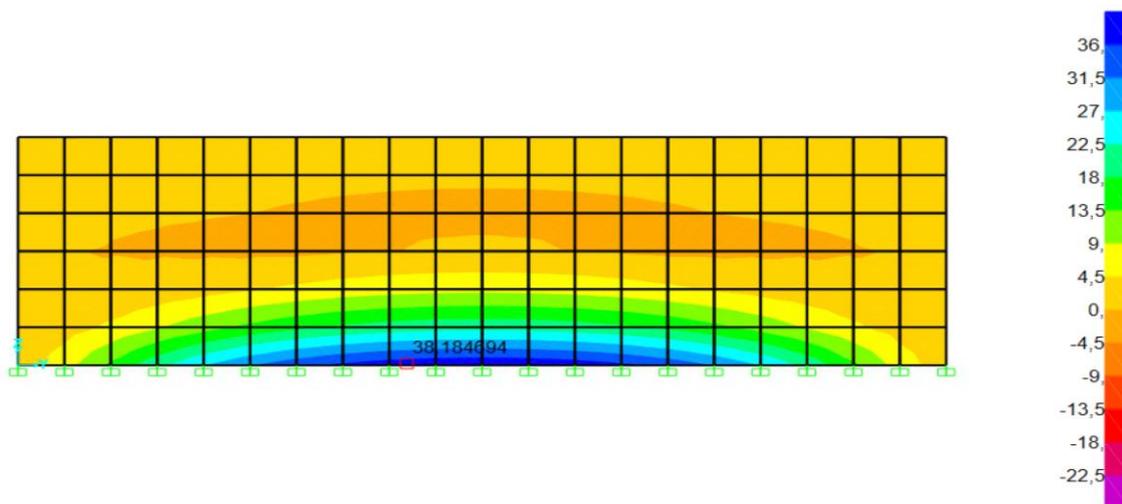


Ilustración 123 Momento maximo pared L = 20 resultante en dirección vertical (M22) [Ton-m] – Resultados Método estático

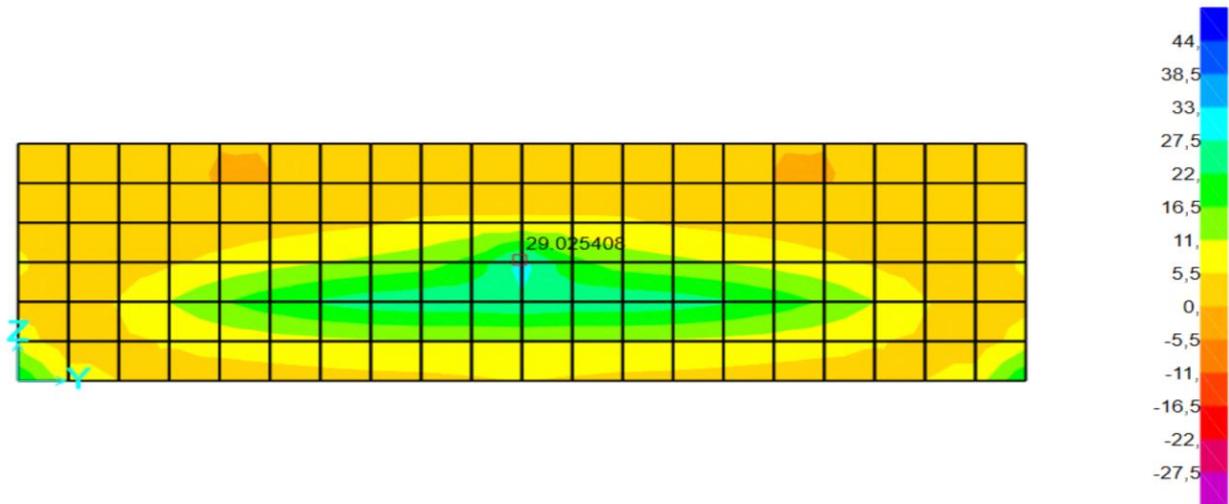


Ilustración 124 Momento maximo pared $L = 20$ resultante en dirección vertical (M_{22}) [Ton-m] – Resultados Método dinámico

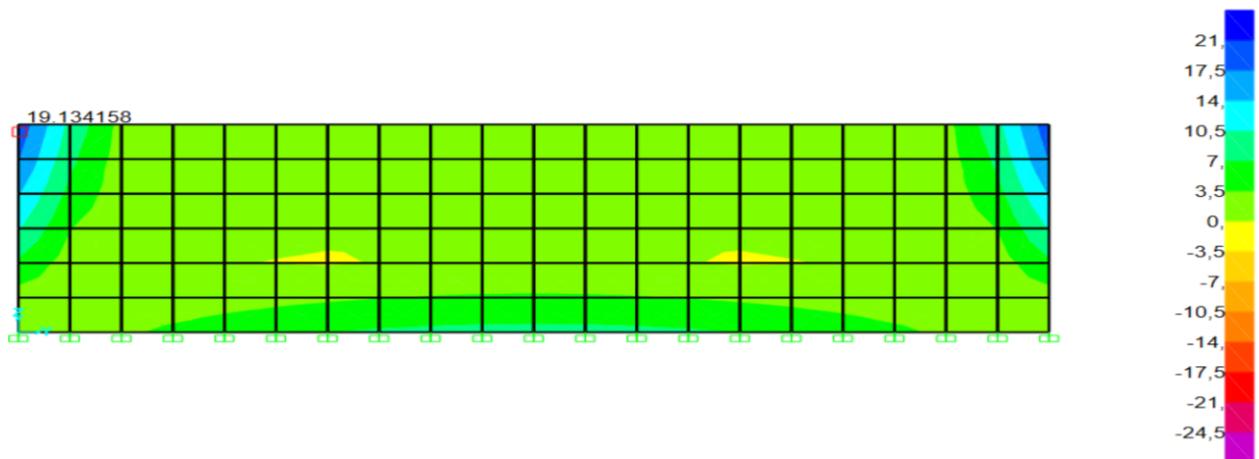


Ilustración 125 Momento maximo pared $L = 20$ resultante en dirección horizontal (M_{11}) [Ton-m] – Resultados Método estático

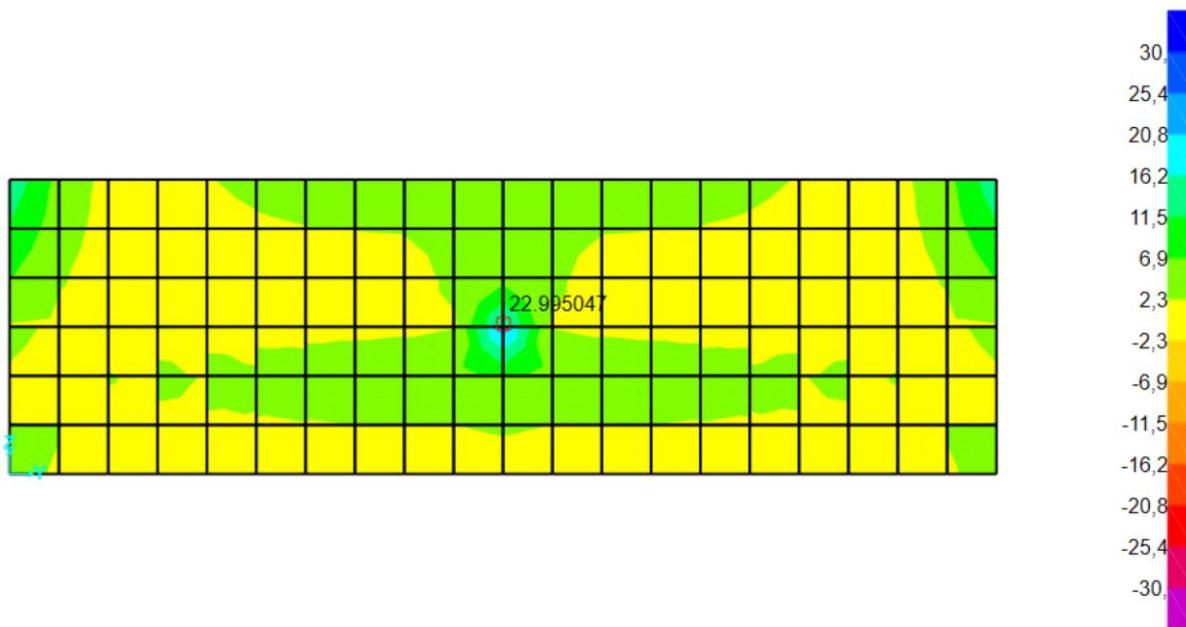


Ilustración 126 Momento maximo pared L = 20 resultante en dirección horizontal l (M11) [Ton-m] – Resultados Método dinámico

Momentos Máximo		
DIRECCION	Estatico	Dinamico
M22	38,18	29,02
M11	19,13	20,05

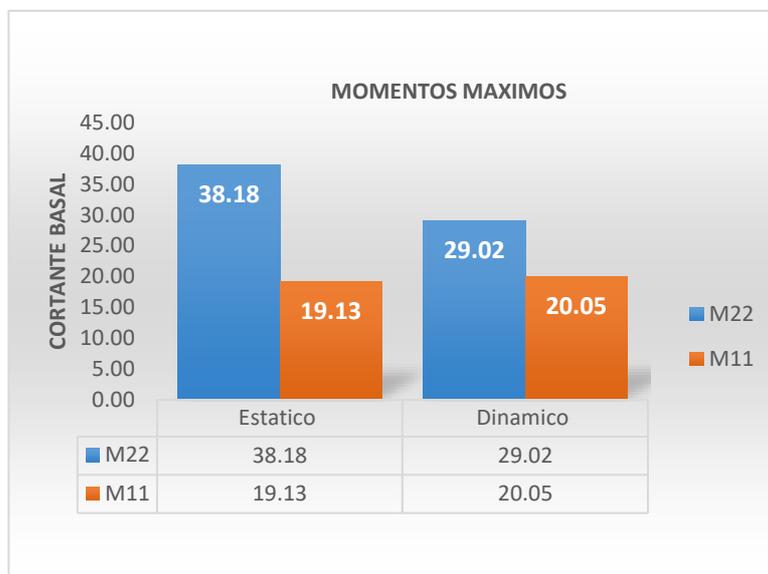


Tabla 15 Comparación Momentos máximos método estatico-dinamico-ACI-350.3R

6.3.MOMENTOS MÁXIMOS EN LOSA

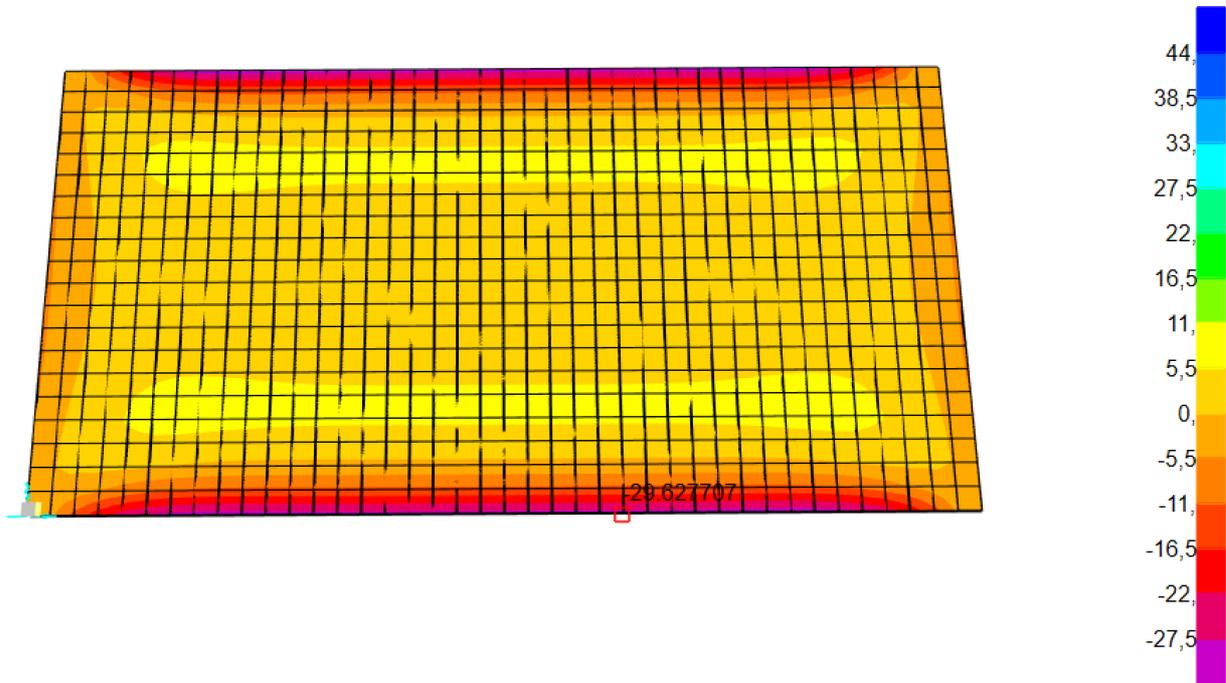


Ilustración 127 Momento maximo losa de cimentacion (M22) [Ton-m] – Resultados Método dinámico sentido Y

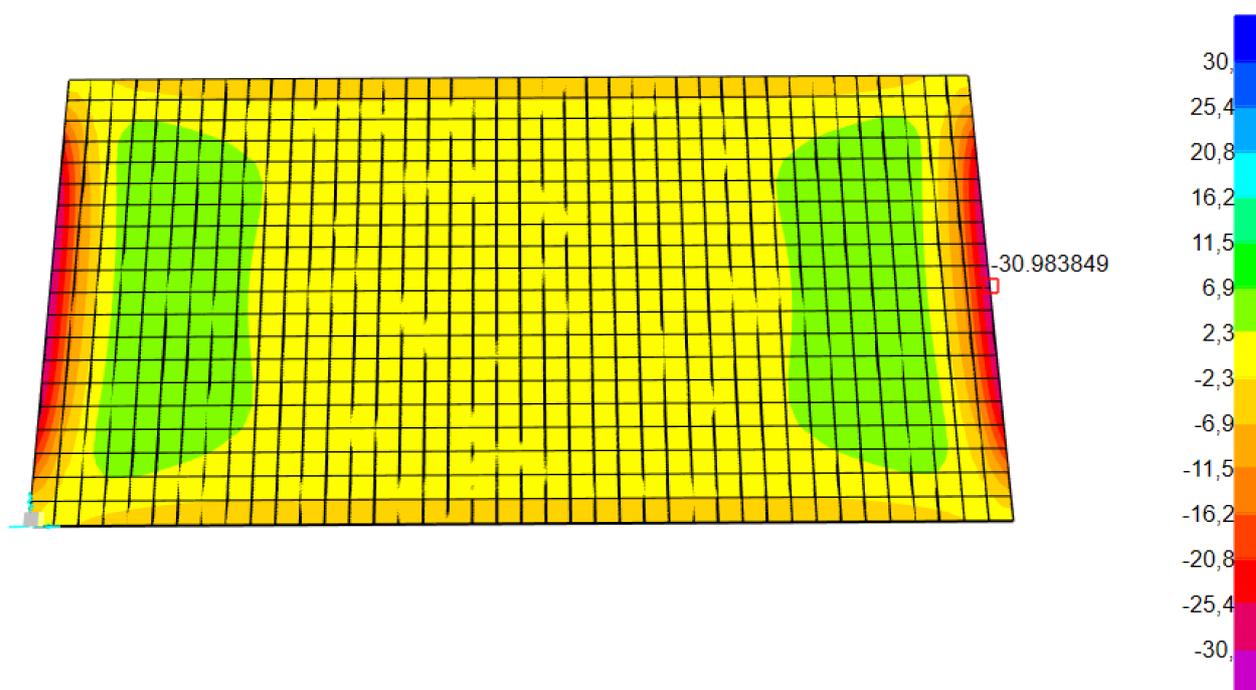


Ilustración 128 Momento maximo losa de cimentacion (M11) [Ton-m] – Resultados Método estático o sentido Y

7. DETALLAMIENTO ESTRUCTURAL

En esta sección se describen algunas recomendaciones a nivel de detalle de armadura que influyen en el diseño de los elementos estructurales tipo muro que conforman los tanques rectangulares de hormigón armado. Este nivel de detallamiento responde a la necesidad de generar condiciones que permitan un correcto funcionamiento de la estructura, capaz de resistir las demandas a las cuales estará sometida durante su vida útil.

El el tanque rectangular de hormigón armado la armadura vertical desempeña un papel primordial en su comportamiento global, ya mediante esta armadura la estructura resiste los momentos actuantes por flexión.

Para nuestro caso de análisis la armadura vertical obtenida producto del diseño estructural corresponde a $1\text{Ø}20 @ 15\text{cm}$, mientras que la armadura horizontal corresponde a $1\text{Ø}18 @ 15\text{cm}$, mediante el siguiente esquema se puede diferenciar el tipo de armaduras necesarias dentro de cada muro para obtener un adecuado desempeño estructural de la misma

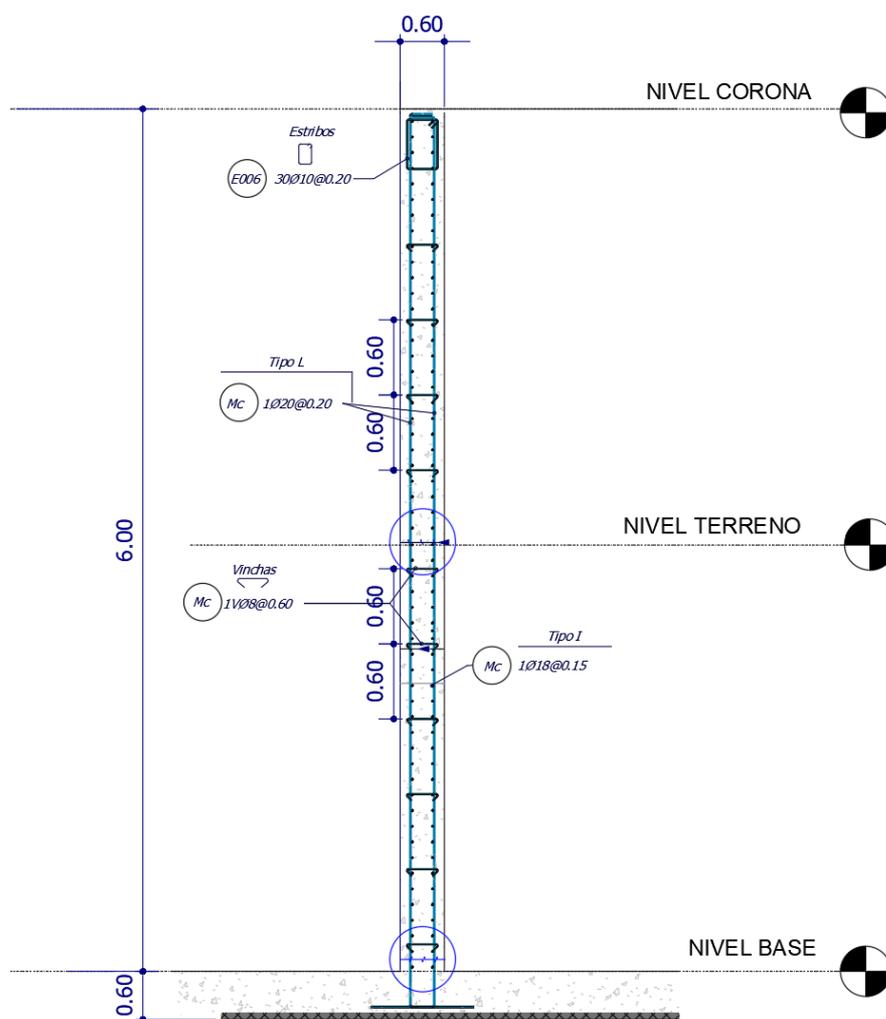


Ilustración 129 Esquema armado representativo muros tanque rectangular

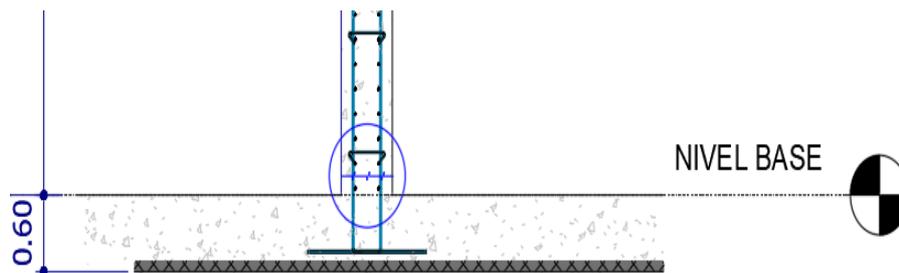


Ilustración 130 Detalle conexión con cimentación

En el siguiente esquema se representa la armadura longitudinal y vertical tipo del muro, así como las vinchas colocadas cada 60 cm para evitar el pandeo vertical durante el proceso constructivo, dentro de los planos estructurales de este tipo de elementos es importante también identificar las juntas de construcción que se utilizarán en proceso de vaciado del hormigón.

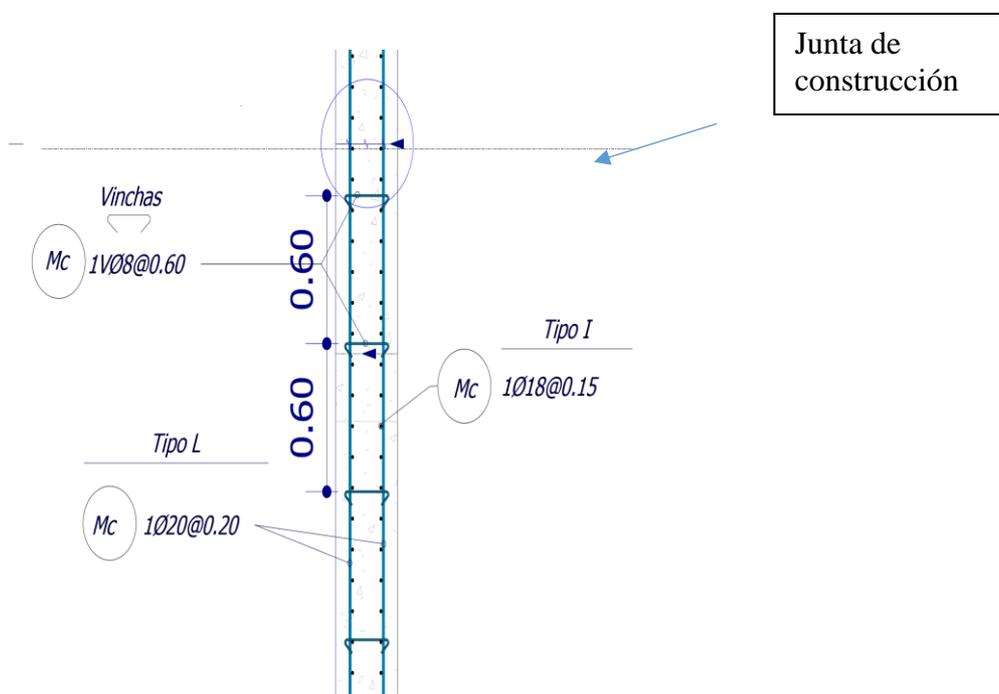


Ilustración 131 Detalle de reforzamiento estructural muro tipo.

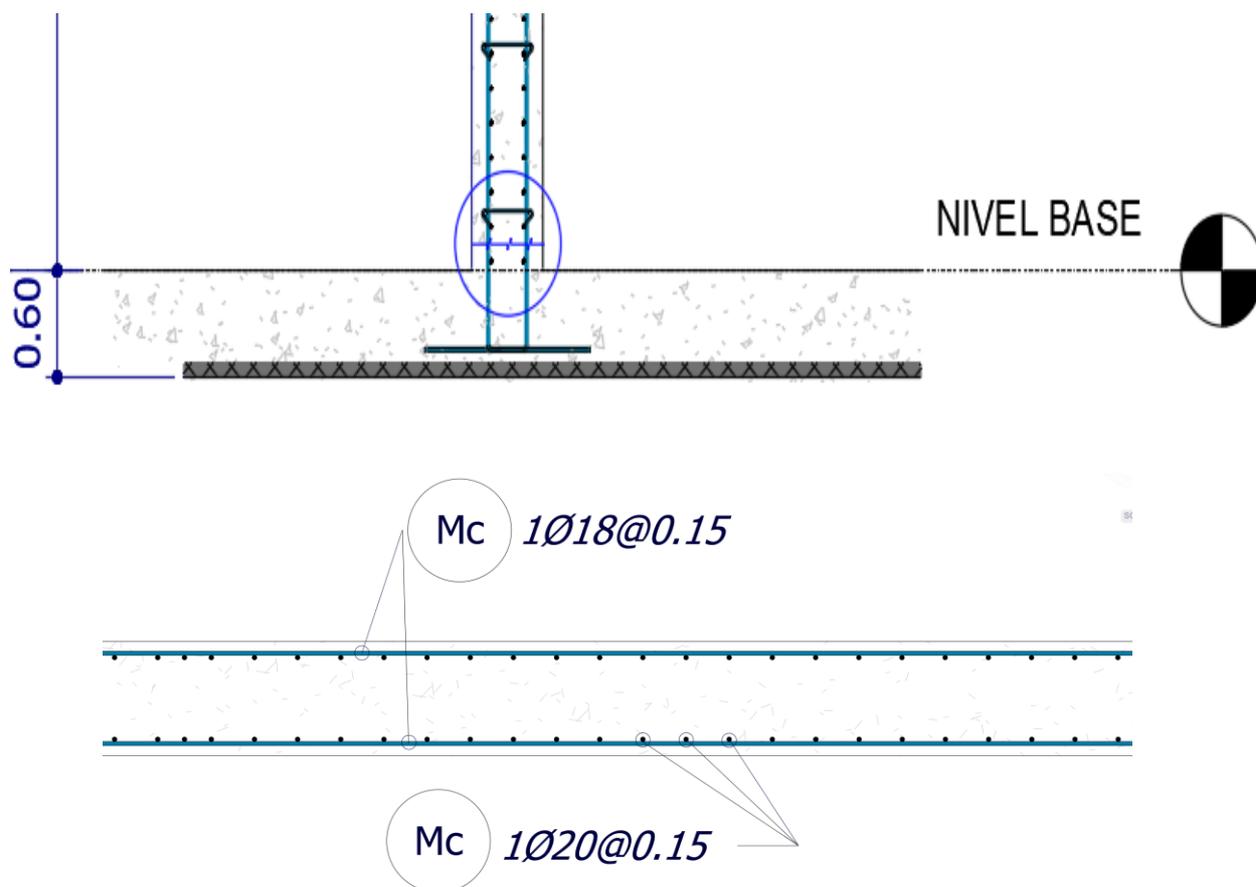


Ilustración 132 Detallamiento estructural en planta .

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, y es recomendable que la longitud empleada por traslape en este tipo de estructuras sea por lo menos 60 diámetros de varilla. Estas recomendaciones permitirán una adecuada transferencia de carga.

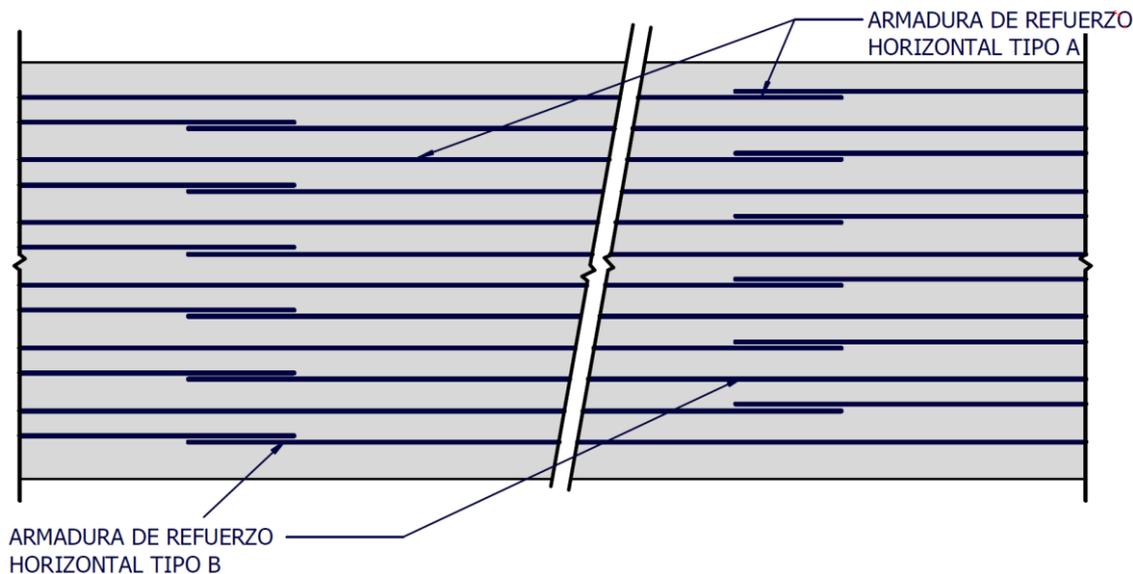


Ilustración 133 Detalle de alternancia de reforzamiento por traslape a tensión

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.

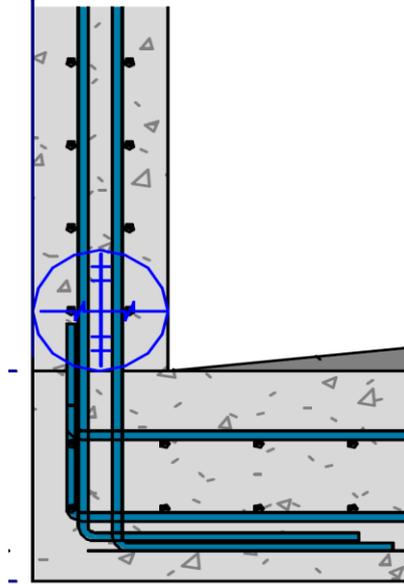


Ilustración 134 Longitud de ganchos estándar según ACI

La distribución del acero longitudinal y transversal del reservorio se la realiza en función de las máximas solicitaciones producto de las combinaciones de carga.

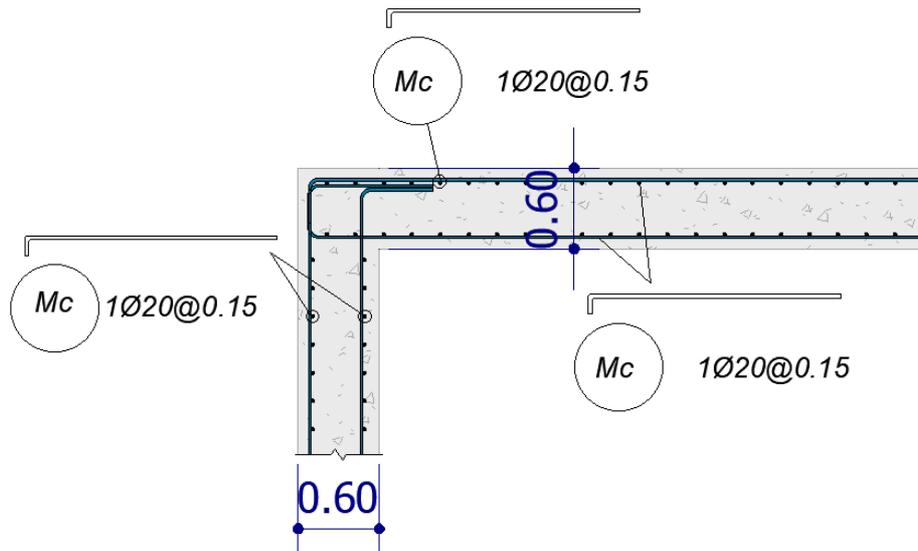


Ilustración 135 Distribución de acero longitudinal y transversal.

8. CONCLUSIONES

El objetivo principal de esta investigación ha estado enfocado en establecer parámetros comparativos entre los métodos de diseño estático y dinámico en análisis de reservorios rectangulares, de tal manera que nos permita conocer a fondo el comportamiento de este tipo de estructuras ante la ocurrencia de un evento sísmico.

- Partiendo de los resultados obtenidos según la asignación únicamente de las presiones hidrostáticas sobre las paredes rectangulares del reservorio y comparándolas con las del modelo estático y dinámico, que consideran la asignación de las presiones conectivas e impulsivas, se puede concluir que la omisión en un diseño de estas consideraciones reduciría en un 40 % las solicitaciones reales a las cuales estarán sometidos los elementos estructurales de este tipo de reservorios.
- Realizando una comparación de las acciones en la base obtenidas tanto en los modelos estático y dinámico, se puede concluir que ambos métodos presentan valores similares en sus magnitudes, existiendo una diferencia del 4 % entre ambos resultados, siendo el método dinámico el más conservador.
- Los momentos obtenidos por ambos modelos reflejan valores confiables al momento de diseñar cada uno de los elementos, sin embargo, es importante manifestar que los momentos máximos presentados en el modelo estático ocurren en la base de la estructura, mientras que los momentos máximos en el modelo dinámico se presentan a

una altura equivalente a la resultante de la aplicación de las presiones convectivas e impulsivas.

- Bajo la consideración anterior, es importante establecer la distribución de la armadura vertical continua en toda la altura del reservorio, de tal manera de asegurar que cubra las dos hipótesis de diseño.
- La respuesta modal de los dos modelos varia debido a la rigidez lateral de los muros según las consideraciones de cada modelo y debido a las consideraciones al momento de establecer la asignación de cada una de las cargas actuantes.

9. RECOMENDACIONES

- Para el reservorio o tanque apoyado, pueden ser modelados como el modelo de masas y resortes que contempla la teoría de Housner (1963) , donde la masa impulsiva del agua, m_i , esta rígidamente atada a las paredes del tanque a una altura h_i (ó h_i^*). Similarmente la masa convectiva, m_c , está atada a las paredes del tanque a una altura h_c (ó h_c^*) por un resorte de rigidez K_c , este procedimiento ha sido utilizado y desarrollado en la investigación obteniendo resultados similares mediante el modelo de fuerzas laterales equivalentes.
- Para obtener resultados similares mediante el proceso de modelación en el software SAP 2000 y el proceso analítico bajo el método de Housner calculados manualmente , se recomienda integrar las disposiciones de ACI 350 en cuanto al coeficiente de masa efectiva, es decir se debe modificar las propiedades de peso o masa del material en el

software con los criterios establecidos según la norma, la cual se ve afectada por coeficientes según la participación de las fuerzas inerciales en cada elemento.

- La altura de desborde del agua debe ser tomada en cuenta para evitar que se generen presiones hidrodinámicas en el caso de que se generen estructuras con techo o cubierta. Esto es lo que indica el ítem c. de la sección 15.7.6.1.2 del ASCE/SEI 7-10, para nuestro caso de análisis la estructura o reservorio no contiene techo, sin embargo, se ha verificado que la altura de rebose del líquido no sobrepasa la altura máxima de las paredes del tanque.
- Dentro del análisis y modelamiento de estas estructuras se debe tomar en cuenta los siguientes requerimientos mínimos de estricto cumplimiento según se detallan a continuación:
 1. La resistencia mínima a la compresión del concreto a los 28 días debe ser de 4000 Psi. o 280 Kg/cm² según se especifica en (ACI 350 – 06/1.1.1) y dependiendo de la agresividad del líquido o contenido de sulfatos la resistencia a la compresión deberá aumentar.
 2. El refuerzo mínimo por contracción y temperatura deberá estar en concordancia con lo indicado en la Tabla 7.12.2.1. del ACI 350, el mismo que depende del espaciamiento de las juntas y el tipo del acero de refuerzo que se utiliza.
 3. Las secciones de concreto de por lo menos 60 cm , pueden tener reforzamiento mínimo basado en 30 cm de concreto en cada cara y el reforzamiento en la base de las losas que están en contacto con el suelo puede ser reducido en un 50% del requerido por la Tabla 7.12.2.1.

4. El refuerzo por contracción y temperatura en ningún caso deberá espaciarse a más de 30 cm y el diámetro mínimo del acero de refuerzo utilizado será de 12.7 mm. En cualquier cara, por lo menos una cantidad mayor a $1/3$ del refuerzo por contracción y temperatura deberá distribuirse. (ACI 350 – 06/7.12.2.2)

10. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 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 Environmental 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.

