



*Tesis para la obtención del grado de
Máster en
Ingeniería Estructural y Sísmica*

“Análisis de los parámetros de diseño para el control de fisuras y deflexiones en tanques rectangulares superficiales sin techo de concreto armado”

Elaborado por:

✓ Ing. Ricardo Jesús Mallma Cubas

Tutor de tesis:

✓ Ing. MsC Nicolas R. Peralta, Ph.D.

Managua, Nicaragua, junio de 2024

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a nuestro creador, por su continua protección y por guiar mi destino. Agradezco de corazón a mi familia, y especialmente a mis padres, quien han sido mi mejor ejemplo de superación y fortaleza.

Asimismo, quiero extender mi gratitud a todos los profesores de la maestría y a mis apreciados compañeros. Sus enseñanzas, apoyo y compañerismo han sido fundamentales en mi camino hacia el crecimiento académico y personal.

RESUMEN

Esta tesis se enfoca en el análisis y diseño de tanques de concreto armado, concentrándose en los desafíos inherentes a los muros de tanques rectangulares superficiales sin techo, específicamente con relación a problemas como fisuras y deflexiones.

A pesar de investigaciones ya existentes, subsisten dificultades en el manejo eficaz de estas fisuras y deflexiones. La investigación revisa estudios anteriores que han abordado fisuración causada por la contracción del concreto y tensiones debidas a cargas y cambios térmicos.

La investigación se enfoca en identificar causas y desarrollar métodos de diseño y también de construcción para mejorar la seguridad y eficiencia de estos tanques. Se exploran temas como la relación entre temperatura ambiental y fisuras, el impacto de las cargas de servicio en fisuras y deflexiones, la precisión de análisis de elementos finitos, la identificación de zonas propensas a fisuras y los estados de esfuerzos en muros fisurados.

La tesis describe el enfoque de la investigación, la población y muestra utilizada, y la metodología adoptada para evaluar la fisuración en los muros de tanques de concreto armado.

El objetivo final es proporcionar una comprensión más profunda de los problemas y ofrecer soluciones de diseño para garantizar la integridad de los tanques en términos de fisuras y deflexiones.

Palabras Claves: Fisuras, deflexiones, tanques.

ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO SITUACIONAL	2
1. Antecedentes.....	2
2. Planteamiento del problema	4
3. Variables.....	6
3.1. Influencia de la temperatura:	6
3.2. Cargas sostenidas:.....	6
3.3. Modelado mediante elementos finitos:	6
3.4. Estados de esfuerzos en los muros fisurados:	6
4. Objetivos.....	7
4.1. Objetivo General:.....	7
4.2. Objetivos específicos:.....	7
5. Justificación del estudio:.....	8
6. Novedades del estudio:	8
7. Aportes del estudio:.....	9
8. Vacíos epistémicos que cubrirá:.....	9
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	10
1. Fisuración provocada por la retracción por secado	12
2. Diseño y espaciamiento entre juntas	13
3. Refuerzo por retracción y temperatura	15
4. Ancho de fisuras	16
5. Deflexión.....	24

6. Espesor del muro	27
7. Modelado con elementos finitos	27
8. Manual de cálculo de tanques rectangulares de la PCA.	31
9. Resistencia a la tracción del concreto	32
CAPÍTULO III. DISEÑO METODOLÓGICO	35
1. Enfoque de la investigación.....	35
2. Contexto de la investigación.....	36
3. Operacionalización de variables / categoría del estudio.....	37
4. Población y muestra	39
4.1. Descripción de las muestras	39
4.2. Fisuras existentes en los muros	40
4.3. Deflexiones existentes en los muros	44
5. Procedimiento.....	47
CAPÍTULO IV. PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS	48
1. Análisis de esfuerzos por carga de temperatura:	48
2. Análisis de esfuerzos por cargas laterales y temperatura	51
3. Procedimiento de cálculo de tanques rectangulares - PCA.....	58
4. Modelado cuando la relación largo y altura es mayor a 3.....	62
5. Verificación del esfuerzo en las barras de refuerzo	63
CAPÍTULO V. PROPUESTA DE SOLUCIÓN	65
CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES	66
CAPÍTULO VII. RECOMENDACIONES.....	68
CAPÍTULO VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	69

ÍNDICE DE CUADROS

Tabla II-1: <i>Espaciamiento de juntas de contracción (ACI 224.3R)</i>	14
Tabla II-2: <i>Espaciamiento de juntas de expansión (ACI 224.3R)</i>	14
Tabla II-3: <i>Cuantía mínima de refuerzo por temperatura (ACI 350-06)</i>	15
Tabla II-4: <i>Anchos de fisura bajo cargas de servicio (ACI 224R)</i>	16
Tabla II-5: <i>Diámetro máximo para la tensión en el refuerzo (ACI 224R-01)</i>	20
Tabla II-6: <i>Separación máxima para la tensión en el refuerzo (ACI 224R-01)</i>	21
Tabla II-7: <i>Tensión de acero máxima admisible exposición normal (ACI 350-06)</i>	22
Tabla II-8: <i>Tensión de acero máxima admisible exposición severa (ACI 350-06)</i>	22
Tabla II-9: <i>Factor dependiente del tiempo ξ (ACI 350-06)</i>	25
Tabla II-10: <i>Momentos de inercia efectivos (ACI 318-14)</i>	26
Tabla II-11: <i>Momentos de inercia alternativos por miembros (ACI 318-14)</i>	26
Tabla II-12: <i>Espesores de muro $L_c/30$</i>	27
Tabla II-13: <i>Relación largo-altura del muro</i>	28
Tabla II-14: <i>Variabilidad de la resistencia a la tracción del concreto</i>	33
Tabla II-15: <i>Relación entre resistencia a la compresión y la tracción</i>	33
Tabla II-16: <i>Tensión en el acero luego de la fisuración (ACI 224.2R-97)</i>	34
Tabla III-1: <i>Operacionalización de variables</i>	38
Tabla III-2: <i>Deflexiones en muros medidas en campo en mm</i>	44
Tabla III-3: <i>Deflexión instantánea en mm</i>	44
Tabla III-4: <i>Deflexión permanente</i>	45
Tabla IV-1: <i>Momento por coeficientes</i>	59
Tabla IV-2: <i>Momento en la base y esfuerzos en la unión de muros</i>	62
Tabla IV-3: <i>Esfuerzos en las barras de refuerzo según el ancho de fisura</i>	64

ÍNDICE DE GRAFICAS

Figura II.1: <i>Retracción por secado (ACI 224-01)</i>	12
Figura II.2: <i>Agrietamiento de una pared larga (ACI 224.3R-95)</i>	13
Figura II.3: <i>Ancho de fisura en función del gradiente hidráulico (CIRIA C660)</i>	17
Figura II.4: <i>Separación de barras para ancho de fisura $w=0,41\text{mm}$ ($f_s=168\text{ MPa}$)</i> ...	18
Figura II.5: <i>Separación de barras para ancho de fisura $w=0,10\text{ mm}$ ($f_s=168\text{ MPa}$)</i> ..	19
Figura II.6: <i>Separación de barras para ancho de fisura $w=0,10\text{ mm}$ ($f_s=84\text{ MPa}$)</i>	19
Figura II.7: <i>Thin y thick Shell</i>	29
Figura II.8: <i>Cuadro de parámetros de los elementos Shell (SAP2000)</i>	30
Figura II.9: <i>Dirección de ejes y esfuerzos en elementos Shell (SAP2000)</i>	30
Figura II.10: <i>Tabla del manual de diseño de tanques rectangulares de la PCA</i>	31
Figura II.11: <i>Ensayo de tracción directa (Gonzales Cuevas)</i>	32
Figura III.1: <i>Vista de fisuras diagonales al lado de un muro divisorio</i>	41
Figura III.2: <i>Vista de fisuras diagonales en ambos lados de un muro divisorio</i>	41
Figura III.3: <i>Vista de fisuras diagonales en muros extremos</i>	42
Figura III.4: <i>Vista de fisuras diagonales en muros laterales</i>	42
Figura III.5: <i>Medición de fisuras en muros</i>	43
Figura III.6: <i>Medición de fisura en la base del muro</i>	43
Figura III.7: <i>Deflexión en muros con tanque vacío</i>	46
Figura III.8: <i>Deflexión de muros con tanque lleno</i>	46
Figura IV.1: <i>Carga de Temperatura en los muros en °C</i>	48
Figura IV.2: <i>Muro M1 - Esfuerzo S11 en la cara interior en kgf/cm^2</i>	49
Figura IV.3: <i>Muro M1 - Esfuerzo S11 en la cara exterior en kgf/cm^2</i>	49
Figura IV.4: <i>Muro M2 - Esfuerzo S11 en la cara interior en kgf/cm^2</i>	50
Figura IV.5: <i>Muro M2 - Esfuerzo S11 en la cara exterior en kgf/cm^2</i>	50
Figura IV.6: <i>Esquema de la carga de agua</i>	51
Figura IV.7 <i>Esquema de la carga de relleno</i>	51
Figura IV.8: <i>Carga de empuje del agua en tonf/m^2</i>	52
Figura IV.9: <i>Carga de empuje del material de relleno en tonf/m^2</i>	52

Figura IV.10: <i>Esfuerzo S11 en la cara exterior en kgf/cm²</i>	53
Figura IV.11: <i>Esfuerzo S11 en la cara interior en kgf/cm²</i>	53
Figura IV.12: <i>Esquinas de muros con fisuras</i>	54
Figura IV.13: <i>Encuentro de muros con fisuras</i>	55
Figura IV.14: <i>Desplazamiento por cargas de servicio en mm</i>	56
Figura IV.15: <i>Momento M22 en la base en kip.in</i>	60
Figura IV.16: <i>Esfuerzo S11 en kip/in²</i>	60
Figura IV.17: <i>Momento M22 en la base en kip.in</i>	61
Figura IV.18: <i>Esfuerzo S11 en kip/in²</i>	61
Figura IV.19: <i>Esfuerzos S22 en cara interior en kgf/cm²</i>	62
Figura IV.20: <i>Esfuerzos S22 en cara exterior en kgf/cm²</i>	63

INTRODUCCIÓN

La presente tesis tiene como objetivo analizar los parámetros de diseño para el control de fisuras y deflexiones en tanques rectangulares superficiales sin techo de concreto armado, con el fin de solucionar problemas de fisuras y deflexiones en estas estructuras.

Los tanques de concreto armado son ampliamente utilizados en la industria para almacenar líquidos y otros materiales, y su diseño y construcción son críticos para garantizar la seguridad y la eficiencia de las operaciones.

Sin embargo, los muros de los tanques pueden presentar problemas de fisuras y deflexiones, lo que puede comprometer su integridad estructural y aumentar el riesgo de fallas. Por lo tanto, es importante investigar y mejorar los métodos de diseño de estos tanques para garantizar su seguridad y eficiencia.

En esta tesis, se examinan las normativas existentes y manuales de diseño relevantes al diseño de tanques, se comparan los resultados obtenidos mediante el uso de elementos finitos con un diseño utilizando el método de la PCA y con tanques existentes.

Se exploran los métodos de diseño para el control de fisuras. Se espera que los resultados de esta investigación contribuyan al desarrollo de soluciones más eficaces y seguras para la construcción y diseño de tanques de concreto armado.

CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO SITUACIONAL

Existen varios estudios que se han enfocado en el diseño y construcción de tanques de concreto armado, incluyendo el uso de diferentes materiales y técnicas de construcción. Además, se han desarrollado diferentes métodos de análisis y diseño para predecir el comportamiento de los tanques y mejorar su seguridad y eficiencia.

Sin embargo, aún existen desafíos en el diseño y construcción de muros de tanques rectangulares superficiales sin techo, especialmente en lo que se refiere al control de fisuras y deflexiones. Por lo tanto, es importante continuar investigando y mejorando los métodos de diseño de estos tanques para garantizar su seguridad y eficiencia.

1. Antecedentes

Las investigaciones encontradas sobre problemas de fisuras se enfocan principalmente en las fisuras causadas por la contracción del concreto y muy pocas causadas por las cargas de servicio.

Los estudios más importantes encontrados de las fisuras causadas por la contracción del concreto son:

- Hooshmand en 2018, Analiza el comportamiento de la fisuración en muros de concreto armado bajo tensiones causadas por cambios de temperatura y contracción, con el objetivo de determinar la relación mínima de refuerzo necesaria para controlar el agrietamiento producido por retracción y variaciones de temperatura.
- Jędrzejewska en 2020, aborda el agrietamiento térmico en estructuras masivas de concreto, centrándose en el efecto negativo de las deformaciones inducidas por endurecimiento restringido en estructuras de muro sobre losa de concreto armado, particularmente las grietas formadas durante la etapa de construcción de los muros.

- Ferriol en 2018, Determinó la correspondencia entre los resultados de la retracción por secado en muros aislados a escala reducida y los resultados experimentales previamente documentados en la literatura.
- Kwan en 2017, desarrolló un novedoso método de elementos finitos que incorpora un algoritmo de cola de grietas. Este método permite que solo un elemento de concreto se agriete a la vez, proporcionando un alivio de tensión inmediato al agrietarse y permitiendo la formación de grietas discretas. La extensión de este método se enfoca en su aplicación para el análisis de grietas causadas por contracción.
- Lentzkow en 2017, realiza una verificación detallada de las causas del agrietamiento de paneles, con el objetivo de identificar los factores responsables de la fisuración y comprender mejor su comportamiento estructural.

Las publicaciones más importantes encontradas que relacionan las fisuras con las tensiones debidas a las cargas estructurales son:

- Muttoni en 2007, Analiza que actualmente las estimaciones del ancho de fisura en las losas de tableros de puentes son basadas en códigos de práctica y se sustentan en enfoques teóricos o empíricos que principalmente consideran el comportamiento bajo carga monótona. Sin embargo, el agrietamiento en elementos de tracción reforzados está fuertemente influenciado por el historial de carga, incluidos los procesos de carga y descarga. Esto se debe al comportamiento no lineal e irreversible de la adherencia y la respuesta a la tracción del concreto, lo que resulta en grietas residuales con un ancho considerable
- Lee en 2021, investiga las respuestas dinámicas de un tanque de almacenamiento de líquidos de forma rectangular, construido sobre un suelo rígido y sometido a un movimiento sísmico tri direccional, teniendo en cuenta la no linealidad del material. Se observó que las zonas fisuradas en los muros de

análisis de esta tesis coinciden con las áreas de máxima tensión de los modelos de cálculo realizados y que la relación entre el largo y la altura del muro es de $58,80/13,70 = 4,29$.

- Mariusz Zych en 2019, propone un nuevo modelo de cálculo para controlar las fisuras en tanques de concreto armado semi masivos utilizados para el almacenamiento de líquidos. En este modelo, se considera la formación de grietas de primer y segundo orden, así como el aumento de su ancho con las etapas de cargas posteriores.
- Salam Al-Obaidi en 2021, utiliza un reservorio prototipo para recolectar agua proveniente de la torre de enfriamiento de una planta geotérmica. Este diseño se enfoca principalmente en comparar el desempeño de diferentes materiales para dicha aplicación.
- Łukasz Drobiec en 2021, Describe el daño, los resultados de pruebas no destructivas y destructivas, así como el método de reparación de un tanque de concreto armado en una planta de tratamiento de aguas residuales.

En cuanto a las normativas internacionales relacionadas con el diseño de tanques, se destaca la norma ACI 350-06, la cual se complementa con otras normas del ACI. Estas normas ofrecen recomendaciones y parámetros generales para el diseño de tanques, aunque no proporcionan un procedimiento de cálculo específico.

El procedimiento de cálculo de tanques rectangulares de la PCA del año 1998, (Portland Cement Association) emplea coeficientes de diseño que han sido calibrados mediante experimentos. Por esta razón, se llevará a cabo una comparación entre el diseño de un muro de tanque utilizando el manual de la PCA y un modelo de elementos finitos en el software SAP2000.

2. Planteamiento del problema

El problema que se aborda en esta tesis es la presencia de fisuras y deflexiones en los muros de tanques rectangulares superficiales sin techo de concreto armado, lo que compromete su estabilidad y desempeño.

A pesar de que existen normativas y manuales de diseño para estos tanques, las fisuras y deflexiones en los muros son aún un problema. Por lo tanto, es necesario investigar las causas de estos problemas y desarrollar métodos de diseño y construcción más efectivos para garantizar la seguridad y eficiencia de los tanques de concreto armado.

En esta tesis, se investigan las causas de las fisuras y deflexiones en los muros de tanques rectangulares superficiales sin techo de concreto armado, se comparan diferentes métodos de diseño y análisis, y se proponen soluciones para mejorar la seguridad y eficiencia de estos tanques.

Las hipótesis de las causas están relacionadas con las siguientes preguntas de investigación, resultado de la observación del estado de las estructuras y las condiciones de servicio, las preguntas de investigación son:

- ¿Es la temperatura ambiental es la única responsable de las fisuras en los muros?
- ¿Son las cargas de servicio que soportan los muros la causa principal de las fisuras y deflexiones?
- ¿Los análisis basados en elementos finitos son capaces de calcular de manera precisa las deflexiones reales de los muros bajo carga?
- ¿Los análisis basados en elementos finitos pueden determinar de manera precisa los esfuerzos reales en los muros bajo carga?
- ¿Es posible identificar zonas propensas a la formación de fisuras durante el proceso de diseño utilizando elementos finitos?
- ¿Cuál es el estado de esfuerzos en los muros que ya presentan fisuras?

3. Variables

Las causas de fisuras y deflexiones se consideran que se relacionan con las siguientes variables:

3.1. Influencia de la temperatura:

Se evaluarán los efectos de la temperatura ambiental en el concreto endurecido, los muros de tanques tienen una gran área expuesta al medio ambiente.

3.2. Cargas sostenidas:

Se verificarán los esfuerzos generados por las cargas sostenidas que actúan sobre los muros de los tanques para determinar si son responsables de la formación de fisuras.

3.3. Modelado mediante elementos finitos:

Se evaluará la capacidad de los modelos de elementos finitos para reproducir los esfuerzos presentes en estructuras reales.

Se comprobará la precisión de los modelos de elementos finitos al calcular las deflexiones en los muros.

Se investigará si es posible utilizar los modelos de elementos finitos para identificar zonas propensas a la formación de fisuras.

3.4. Estados de esfuerzos en los muros fisurados:

Revisar cómo los muros fisurados resisten las cargas sostenidas y hasta qué punto pueden continuar resistiendo. Se espera que este estudio proporcione una comprensión completa de las causas que han ocasionado la aparición de fisuras y deflexiones que exceden los límites admisibles en los muros de los tanques rectangulares superficiales sin techo de concreto armado.

4. Objetivos

Con la consecución de estos objetivos, se espera obtener una comprensión profunda de las causas que contribuyen a la formación de fisuras y deflexiones que exceden los límites admisibles en los muros de los tanques rectangulares superficiales sin techo de concreto armado, lo cual permitirá proponer recomendaciones y mejoras en el diseño y construcción de estas estructuras para prevenir futuros problemas.

4.1. Objetivo General:

El objetivo general de la investigación es proponer mejoras en el diseño y construcción de tanques rectangulares superficiales sin techo de concreto armado, para la prevención de formación de fisuras y deflexiones que excedan los límites admisibles. Estos problemas representan un riesgo para la integridad estructural y es de vital importancia abordarlos de manera efectiva.

4.2. Objetivos específicos:

Los objetivos específicos son:

- Valorar los parámetros de diseño de muros de tanques rectangulares superficiales sin techo de concreto armado, analizando estructuras con problemas de fisuras y deflexiones en sus muros, para la identificación de causas subyacentes.
- Analizar las normas y manuales existentes relacionadas con el diseño de tanques de concreto armado, identificando las directrices de prevención de la formación de fisuras y deflexiones excesivas.
- Evaluar los métodos de diseño utilizados para controlar fisuras y deflexiones en tanques de concreto armado, examinar la eficacia de programas de cálculo estructural, como SAP2000, en la predicción de la aparición de fisuras y deflexiones en los muros de los tanques.
- Analizar los efectos de la carga de temperatura y las cargas de empuje en los muros de los tanques, determinando la capacidad de estas cargas para

provocar fisuras en los muros, y los parámetros de diseño para mitigar estos efectos.

- Proporcionar una comprensión completa de las causas que han ocasionado la aparición de fisuras y deflexiones que exceden los límites admisibles en los muros de los tanques que se están analizando.
- Proponer recomendaciones de diseño específicas para prevenir la aparición de fisuras y deflexiones en futuros diseños de tanques, para la mejora de la resistencia y la durabilidad de las estructuras.

5. Justificación del estudio:

- Los tanques rectangulares superficiales sin techo de concreto armado son estructuras ampliamente utilizadas en diversas industrias, como el almacenamiento de agua, productos químicos y combustibles. Sin embargo, se ha observado la aparición de fisuras y deflexiones en los muros de estos tanques, lo cual puede comprometer su integridad y funcionalidad.
- La comprensión de las causas subyacentes y la prevención de estas fisuras y deflexiones son de vital importancia para garantizar la seguridad y durabilidad de los tanques, así como para evitar posibles filtraciones, fugas o colapsos que podrían tener consecuencias graves.

6. Novedades del estudio:

- Aunque existen algunas normativas y manuales de diseño para tanques de concreto armado, aún hay áreas que requieren una mayor investigación y desarrollo. Este estudio buscará abordar estas áreas y aportar nuevas perspectivas sobre la prevención de fisuras y deflexiones en los muros de los tanques rectangulares superficiales sin techo de concreto armado.

7. Aportes del estudio:

- El estudio proporcionará una comprensión más profunda de las causas que contribuyen a la formación de fisuras y deflexiones en los muros de los tanques, lo que permitirá mejorar los métodos de diseño y construcción.
- Se propondrán recomendaciones específicas para prevenir la aparición de fisuras y deflexiones en futuros diseños de tanques de concreto armado, lo que contribuirá a la optimización de la resistencia y durabilidad de estos tanques.
- Se evaluará la capacidad de programas de cálculo estructural, como SAP2000, para predecir la aparición de fisuras y deflexiones, lo que proporcionará información valiosa para mejorar las herramientas de diseño disponibles.

8. Vacíos epistémicos que cubrirá:

- Actualmente, existe una falta de comprensión completa de las causas específicas que contribuyen a la formación de fisuras y deflexiones en los muros de los tanques rectangulares superficiales sin techo de concreto armado. Este estudio abordará estos vacíos epistémicos al analizar estructuras con problemas existentes y realizar investigaciones exhaustivas sobre las causas subyacentes.
- Además, se explorarán las limitaciones y la capacidad de los programas de cálculo estructural existentes para predecir la aparición de fisuras y deflexiones en los muros de los tanques, lo que ayudará a abordar los vacíos en el conocimiento sobre la eficacia de estas herramientas de diseño.

En resumen, esta investigación abordará los vacíos en el conocimiento actual sobre las causas, el diseño y la prevención de fisuras y deflexiones en los muros de los tanques rectangulares superficiales sin techo de concreto armado. Los resultados y recomendaciones de este estudio tendrán un impacto significativo en la mejora de la seguridad y la durabilidad de estas estructuras, así como en el desarrollo de métodos de diseño más eficaces.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

El marco teórico desempeña un papel fundamental en toda investigación, al proporcionar el contexto y la base teórica necesaria para comprender en profundidad el problema que se aborda.

El marco teórico se ha estructurado en secciones específicas que abordan aspectos clave relacionados con la fisuración en los muros de tanques de concreto armado.

El propósito del marco teórico es establecer una base sólida y completa de conocimientos teóricos y prácticos que permitan una comprensión integral del problema de fisuración en los muros de tanques de concreto armado. Asimismo, sirve como punto de partida para el desarrollo de soluciones efectivas y seguras en la construcción y diseño de estos tanques.

Existen varias causas que pueden dar lugar a su formación de fisuras, entre ellas se encuentran aquellas relacionadas con las propiedades del concreto utilizado, el proceso constructivo, así como las cargas y condiciones de servicio a las que la estructura está expuesta.

En esta investigación, se enfoca únicamente en analizar las causas que generan fisuras en el concreto en estado endurecido. Las principales causas incluyen:

- Tensiones debidas a la retracción por secado del concreto.
- Tensiones de tracción causadas por gradientes de temperatura.
- Tensiones de tracción provocadas por cargas aplicadas.

Existen métodos para controlar la formación de fisuras como el uso de concreto compensador de la retracción y criterios específicos en el proceso constructivo. En este marco teórico se muestra el diseño de refuerzo para el control de fisuras, el diseño y espaciado de juntas.

Se profundizará en la evaluación de las deflexiones inmediatas en estructuras de concreto, utilizando inercias efectivas que consideren el efecto de las fisuras y la disminución en la rigidez del elemento. Para ello, se emplearán modelos de elementos finitos.

Además, se resaltarán los parámetros de diseño especificados en el manual de diseño de tanques rectangulares de la PCA, que presenta factores de diseño calibrados experimentalmente y una relación máxima entre largo y altura de los muros.

También se destacará la importancia de la resistencia a la tracción del concreto, como un parámetro relevante a considerar para evitar la formación de fisuras, basado en investigaciones realizadas en normativas.

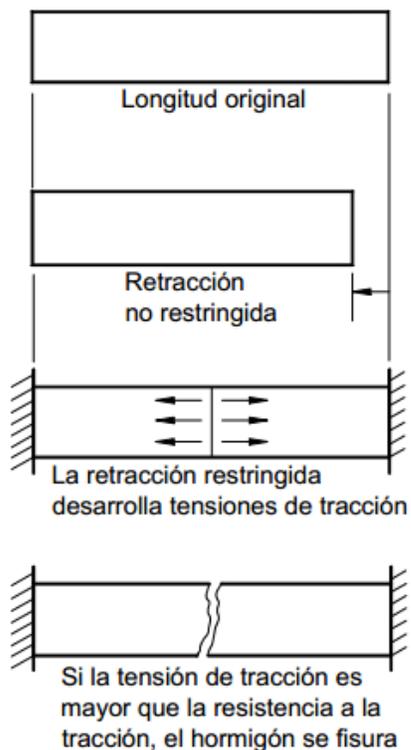
Finalmente, este marco teórico proporcionará una sólida base de conceptos teóricos fundamentales y parámetros de diseño, apoyados por normas y manuales de diseño, para enriquecer y respaldar el desarrollo de la presente investigación.

1. Fisuración provocada por la retracción por secado

Las fisuras por tensiones se generan debido a restricciones y cambios de volumen del concreto en estado endurecido (ACI 224-01), la contracción por secado de un componente de concreto en una estructura siempre está sujeta a algún grado de restricción por parte de las fundaciones, otras partes de la estructura o las armaduras de acero empotradas en concreto. Esta combinación de retracción y restricción da lugar a tensiones de tracción dentro del concreto. Dado que el concreto tiene una baja resistencia inherente a la tracción, es común que se produzcan fisuras (ACI 224-01, pág. 12). Se muestra la figura 3.1 de la norma citada.

Figura II.1:

Retracción por secado (ACI 224-01)



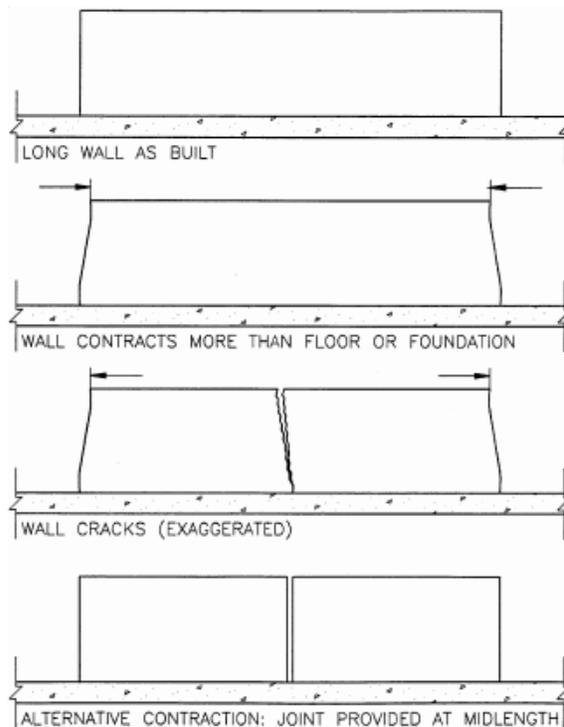
Nota: Figura 3.1 de la norma ACI 224-01

2. Diseño y espaciamiento entre juntas

Las juntas de movimiento constituyen un medio efectivo para disminuir la restricción al movimiento (ACI 224.3R-95), "Las juntas se utilizan en muros de concreto armado para simplificar la construcción, aliviar el movimiento restringido y controlar el agrietamiento" (ACI 224.3R-95, pág. 32). Se muestra la figura 8.1 de la norma citada.

Figura II.2:

Agrietamiento de una pared larga (ACI 224.3R-95)



Nota: Figura 8.1 de la norma ACI 224.3R-95

En la norma ACI 224.3R-95 se presentan las recomendaciones de la norma ACI 350R-83 para las distancias entre juntas. Para los tanques de concreto armado, se establece que la distancia entre juntas de contracción debe ser de 9,00 m, mientras que para juntas de expansión se recomienda una distancia de 36 m (ACI 224.3R-95). Se muestra las tablas 1.1 y 1.2 de la norma citada.

Tabla II-1:

Espaciamiento de juntas de contracción (ACI 224.3R)

Author	Spacing
Merrill (1943)	20 ft (6 m) for walls with frequent openings, 25 ft (7.5 m) in solid walls.
Fintel (1974)	15 to 20 ft (4.5 to 6 m) for walls and slabs on grade. Recommends joint placement at abrupt changes in plan and at changes in building height to account for potential stress concentrations.
Wood (1981)	20 to 30 ft (6 to 9 m) for walls.
PCA (1982)	20 to 25 ft (6 to 7.5 m) for walls depending on number of openings.
ACI 302.1R	15 to 20 ft (4.5 to 6 m) recommended until 302.1R-89, then changed to 24 to 36 times slab thickness.
ACI 350R-83	30 ft (9 m) in sanitary structures. 
ACI 350R	Joint spacing varies with amount and grade of shrinkage and temperature reinforcement.
ACI 224R-92	One to three times the height of the wall in solid walls.

Nota: Tabla 1.1 de la norma ACI 224.3R

Tabla II-2:

Espaciamiento de juntas de expansión (ACI 224.3R)

Author	Spacing
Lewerenz (1907)	75 ft (23 m) for walls.
Hunter (1953)	80 ft (25 m) for walls and insulated roofs, 30 to 40 ft (9 to 12 m) for uninsulated roofs.
Billig (1960)	100 ft (30 m) maximum building length without joints. Recommends joint placement at abrupt changes in plan and at changes in building height to account for potential stress concentrations.
Wood (1981)	100 to 120 ft (30 to 35 m) for walls.
Indian Standards Institution (1964)	45 m (≈ 148 ft) maximum building length between joints.
PCA (1982)	200 ft (60 m) maximum building length without joints.
ACI 350R-83	120 ft (36 m) in sanitary structures partially filled with liquid (closer spacings required when no liquid present). 

Nota: Tabla 1.2 de la norma ACI 224.3R

En este documento no se detallarán los conceptos y detalles de las juntas de contracción y expansión.

3. Refuerzo por retracción y temperatura

Para controlar la fisuración en estructuras de concreto, es necesario utilizar armadura. Sin embargo, es importante tener en cuenta que la armadura no evita ni reduce la cantidad ni formación de fisuras, sino que controla su espaciamiento y abertura.

De acuerdo con la norma ACI 350-06 en su capítulo 14, el refuerzo mínimo en muros se determinará mediante la relación entre el área de refuerzo vertical y el área bruta de concreto, que debe ser igual a 0.0030. Asimismo, la relación mínima entre el área de refuerzo horizontal y el área bruta de concreto se establecerá en función de la longitud entre juntas de movimiento, de acuerdo con la sección 7.12.2.1 de la norma ACI 350-06.

Tabla II-3: *Cuantía mínima de refuerzo por temperatura (ACI 350-06)*

Cuantía mínima de refuerzo por temperatura (ACI 350-06)

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.

Nota: Tabla 7.12.2.1 de la norma ACI 350-06

En este documento no se realizará una revisión exhaustiva de la cantidad de armadura colocada, como indicado en los párrafos anteriores, la armadura no evita ni reduce la cantidad de fisuras, solo las controla.

4. Ancho de fisuras

Según la tabla 4.1 del ACI 224R-01, se establece que el ancho máximo tolerable para las fisuras es de 0.41 mm. Además, se menciona que el ancho de fisura a elegir depende del uso de la estructura y se debe tener en cuenta el valor límite nominal del ancho de fisura especificado en casos en los que se anticipen consecuencias funcionales de la fisuración (ACI 224R-01, Tabla 4.1).

Tabla II-4:

Anchos de fisura bajo cargas de servicio (ACI 224R)

Condición de Exposición	Ancho de fisura	
	in.	mm
Aire seco o membrana protectora	0,016	0,41
Humedad, aire húmedo, suelo	0,012	0,30
Productos químicos descongelantes	0,007	0,18
Agua de mar y rocío de agua de mar, humedecimiento y secado	0,006	0,15
Estructuras para retención de agua†	0,004	0,10

* Es de esperar que una parte de las fisuras de la estructura superarán estos valores. Con el tiempo, el porcentaje de fisuras que superan estos valores puede ser significativo. Estos son lineamientos generales para el diseño, que se deben utilizar juntamente con un sólido juicio profesional.

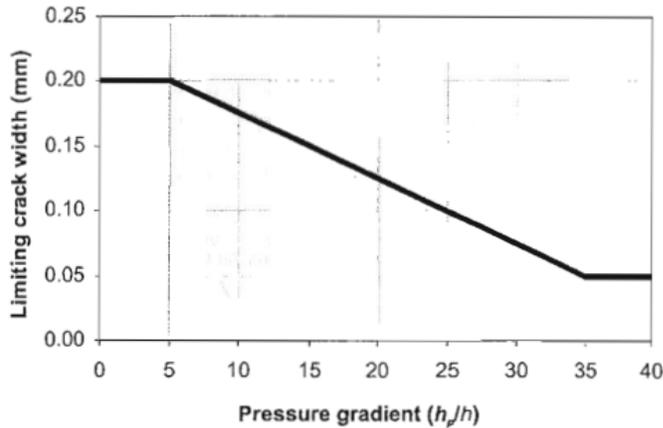
† Excluyendo tuberías sin presión.

Nota: Tabla 4.1 de la norma ACI 224R

Es importante tener en cuenta que existen publicaciones como la CIRIA C660 que proporcionan recomendaciones específicas para el ancho de fisura en función del gradiente hidráulico. Estas recomendaciones son útiles para determinar los límites aceptables de las fisuras en estructuras expuestas a condiciones hidráulicas. Se muestra la figura 2.2 de la norma citada.

Figura II.3:

Ancho de fisura en función del gradiente hidráulico (CIRIA C660)



Nota: Figura 2.2 de la norma CIRIA C660

ACI 224R-01 - Cap. 4.3 Control de la fisuración en losas y placas armadas en dos direcciones. (Nawy y Blair, 1971). El ancho de fisura (w) es:

$$w = k \beta f_s \sqrt{I}$$

Donde:

- k : Coeficiente de fractura
- β : Varía entre 1.20 y 1.35
- f_s : Nivel de tensión real promedio bajo cargas de servicio ó 40% f_y
- I = índice de emparrillado

$$I = \frac{s_1 s_2 d_c}{d_{b1}} \frac{8}{\pi}$$

- d_{b1} : diámetro de las armaduras en la Dirección 1 más próxima a las fibras exteriores del concreto, in
- s_1 : separación de las armaduras en la Dirección 1, in
- s_2 : separación de las armaduras en la Dirección 2, in
- d_c = recubrimiento, in

El coeficiente de fractura de valor $k = 2,8 \times 10^{-5}$ para losas y placas cuadradas de acción bidireccional restringidas y uniformemente cargadas. Para cargas o reacciones concentradas o cuando la relación entre el lado corto y el lado largo es menor que 0,75 pero mayor que 0,5 es aplicable el valor $k = 2,1 \times 10^{-5}$. Para relaciones de aspecto menores que 0,5 el valor de k es $1,6 \times 10^{-5}$.

Usando la fórmula para calcular el ancho de fisura, se presenta unas graficas que relacionan el recubrimiento con la separación de la barra para un ancho de fisura, para un valor de β igual a 1.25, diámetro de barra #5 (16 mm), $f_s = 168$ MPa. Se puede observar que la separación de barras deberá ser menor para un ancho de fisura menor.

Figura II.4:

Separación de barras para ancho de fisura $w=0,41$ mm ($f_s=168$ MPa) (Fuente propia)

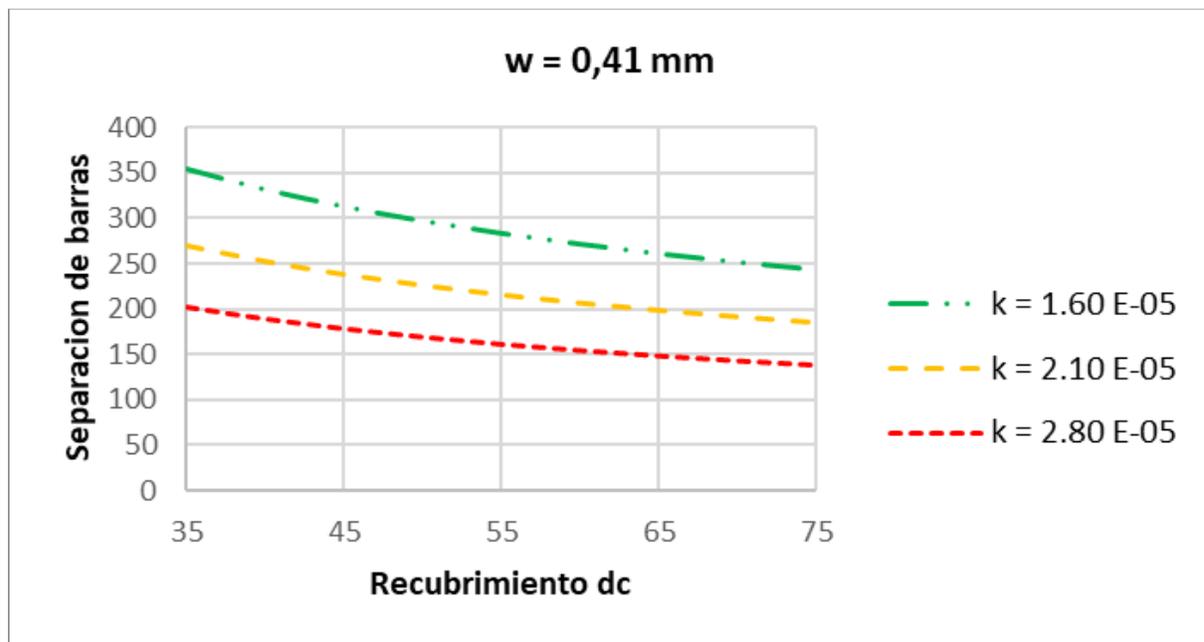
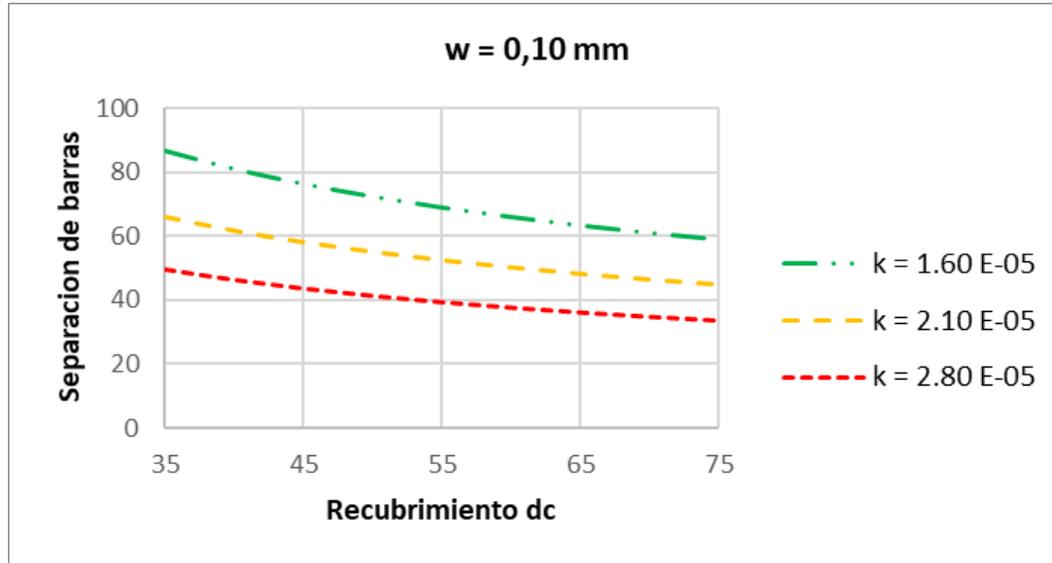


Figura II.5:

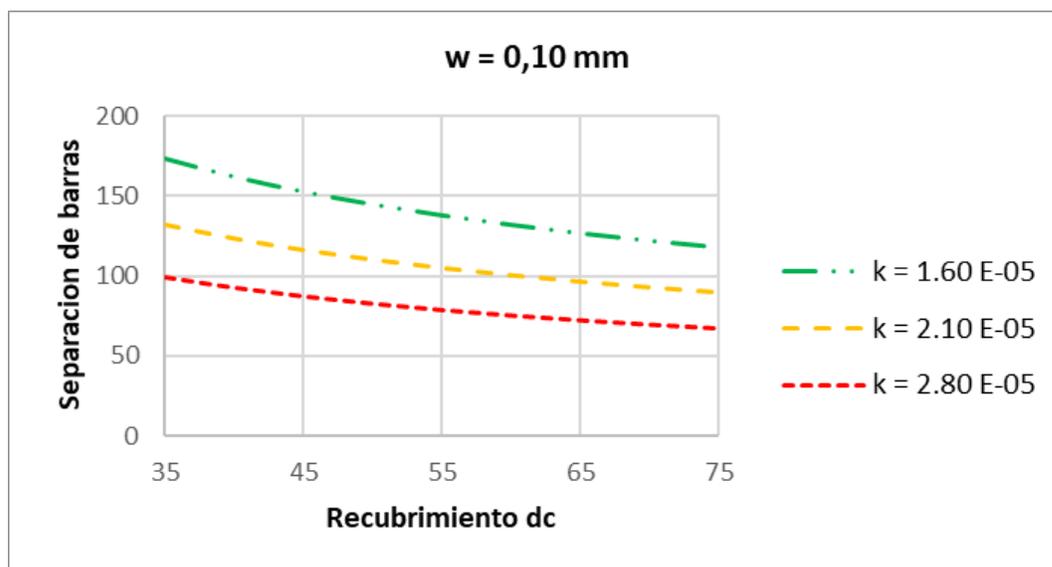
Separación de barras para ancho de fisura $w=0,10$ mm ($f_s=168$ MPa) (Fuente propia)



Para un ancho de fisura de 0,10 mm, si queremos usar separaciones mayores a los mostrados en la Figura II 5, debemos limitar el esfuerzo al que estén sometidos las barras de refuerzo. Se muestra la gráfica para un $f_s = 84$ MPa.

Figura II.6:

Separación de barras para ancho de fisura $w=0,10$ mm ($f_s=84$ MPa) (Fuente propia)



A veces, los diseñadores inexpertos pueden pensar que espaciar las barras lo más posible es más económico para la construcción. Sin embargo, esto puede resultar en diámetros de barras más grandes que dificultan la instalación. Es importante tener en cuenta que el costo de instalación está directamente relacionado solo con el peso total del acero instalado, no con el espaciamiento de las barras. Además, no se debe descuidar la revisión de las tensiones máximas recomendadas según el diámetro de la barra. La tabla 4.2 muestra que a medida que aumenta el diámetro de la barra, disminuye la tensión de servicio recomendada.

Es importante tener presente que el uso de espaciamientos y diámetros inadecuados puede comprometer la integridad estructural y la capacidad de resistir las cargas previstas. Por lo tanto, es fundamental seguir las recomendaciones establecidas en la norma ACI 224R-01, ya que proporciona directrices específicas para garantizar la correcta selección y disposición de las barras de acero, asegurando así la seguridad y eficiencia del diseño estructural. Se muestra la tabla 4.2 y tabla 4.3 de la norma citada.

Tabla II-5:

Diámetro máximo para la tensión en el refuerzo (ACI 224R-01)

Tensión en el acero, MPa	Tamaño máximo de barra, mm
160	32
200	25
240	20
280	16
320	12
360	10
400	8
450	6

Nota: Tabla 4.2 de la norma ACI 224R-01

Tabla II-6:

Separación máxima para la tensión en el refuerzo (ACI 224R-01)

Tensión en el acero, MPa	Máxima separación de las barras, mm	
	Flexión pura	Tracción pura
160	300	200
200	250	150
240	200	125
280	150	75
320	100	—
360	50	—

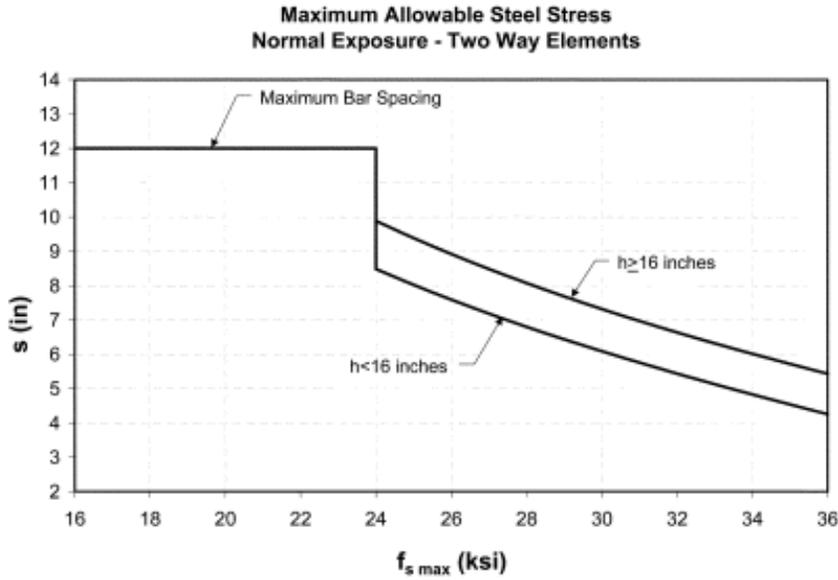
Nota: Tabla 4.3 de la norma ACI 224R-01

Para el diseño de estructuras donde el ancho de fisura predomina, se deberán usar barras de refuerzo de diámetros menores, lo cual permite una mayor utilización de la tensión que pueden resistir. Esto resulta en espaciamientos más reducidos en comparación con el uso de barras de gran diámetro. Los espaciamientos recomendados para las barras en estructuras que deben tener anchos de fisuras mínimos oscilan entre 125 y 200 mm.

Es fundamental considerar los esfuerzos máximos especificados en el ACI 350-06, en particular en el apartado 10.6.4.1, que aborda la exposición ambiental normal (Fig. R10.6.4(b)) y la exposición severa (Fig. R10.6.4(d)). Estas figuras proveen información crucial sobre los límites máximos de los esfuerzos permitidos en diferentes condiciones de exposición. Dicha información es de vital importancia para garantizar un diseño adecuado de la estructura y asegurar su integridad.

Tabla II-7:

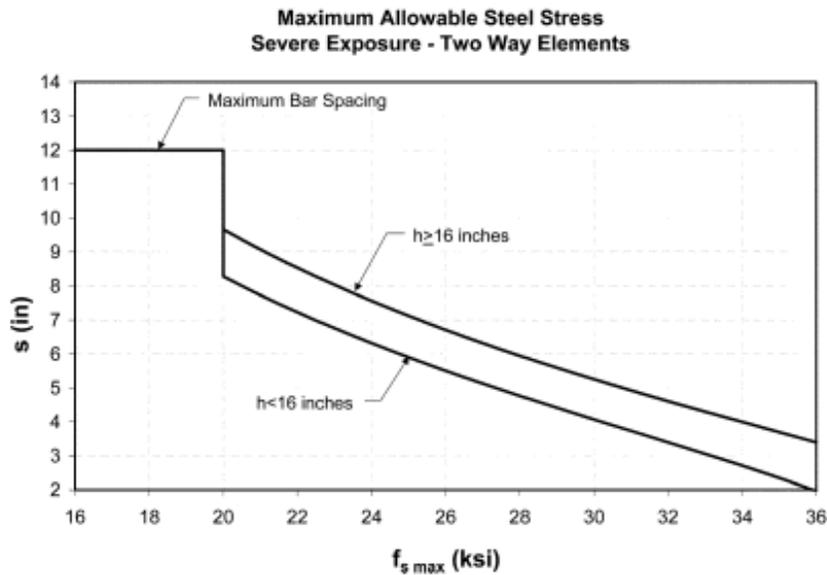
Tensión de acero máxima admisible exposición normal (ACI 350-06)



Nota: Fig. R10.6.4(b) de la norma ACI 350-06

Tabla II-8: *Tensión de acero máxima admisible exposición severa (ACI 350-06)*

Tensión de acero máxima admisible exposición severa (ACI 350-06)



Nota: Fig. R10.6.4(d) de la norma ACI 350-06

Según lo establecido en la norma ACI 224-2R-92, se ha observado que el incremento en el recubrimiento de las barras de refuerzo tiene como consecuencia un aumento en el ancho de las fisuras visibles. Además, se indica que la separación máxima entre las fisuras es aproximadamente cuatro veces el valor del recubrimiento.

La norma proporciona formulaciones específicas para calcular el ancho máximo de fisura, tanto en situaciones donde se utiliza una sola barra como cuando se emplea una malla de refuerzo, teniendo en cuenta la deformación media de la armadura. Asimismo, la norma ACI 224-2R-92 presenta diversas formulaciones que permiten determinar el ancho máximo de la fisura en función de la carga aplicada, lo cual resulta fundamental para el diseño y la evaluación de la estructura.

En particular, para calcular el máximo ancho de fisura en tracción, se deben aplicar las siguientes formulas (ACI 224-2R-92):

$$W_{max} = 0,02 f_s d_c \sqrt{1 + \left(\frac{s}{4d_c}\right)^2} 10^{-3}$$

Para determinar el máximo ancho de fisura en miembros traccionados completamente fisurados:

$$W_{max} = 0,0145 f_s \sqrt[3]{d_c A} 10^{-3}$$

Para determinar el máximo ancho de fisura en flexión:

$$W_{max} = 0,011 f_s \sqrt[3]{d_c A} 10^{-3}$$

Nota: W_{max} en mm, f_s en MPa, d_c en mm, A en mm² y s en mm.

En el análisis, se evaluarán los esfuerzos a los que se encuentran sometidas las barras de refuerzo en los muros de los tanques, teniendo en cuenta los anchos de fisuras observados. Esto permitirá determinar la magnitud de los esfuerzos y verificar si las barras de refuerzo están trabajando dentro de los límites aceptables de resistencia a la tracción.

5. Deflexión

De acuerdo con la norma ACI 318-14, en la sección 24.2, las deflexiones en estructuras se revisan considerando las cargas de servicio. Se deben calcular las deflexiones inmediatas y dependientes del tiempo debido a las cargas gravitacionales, siguiendo el procedimiento establecido en este mismo capítulo.

Según la norma ACI 350-06, en la sección 9.9, para evaluar las deflexiones inmediatas en estructuras de concreto, se utilizan inercias efectivas que tienen en cuenta el efecto de las fisuras, como la disminución en la rigidez del elemento. El valor de I_e no puede exceder el momento de inercia bruto, I_g .

En el caso de los miembros no pre esforzados, el momento de inercia efectivo, denotado como I_e , se puede calcular utilizando la ecuación 9-9 del ACI 350-06 (equivalente a la ecuación 24.2.3.5 del ACI 318-14).

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr}$$

Donde:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

Las deflexiones inmediatas se calculan utilizando métodos y fórmulas comunes para deflexiones elásticas, teniendo en cuenta tanto los efectos de la fisuración como del refuerzo en la rigidez del miembro.

La deflexión adicional dependiente del tiempo en los miembros a flexión de acuerdo con las normas ACI 350-06 y ACI 318-14, es causada por el flujo plástico y la retracción del concreto, debido a la deformación a largo plazo y la relajación de las tensiones en el concreto. Se calcula multiplicando la deflexión inmediata causada por la carga sostenida por el factor λ_Δ .

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

Tabla II-9:

Factor dependiente del tiempo ξ (ACI 350-06)

Duración de la carga sostenida, meses	Factor dependiente del tiempo, ξ
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60 ó más	2.0

Nota: tabla de acuerdo con la norma ACI 350-06

Adicionalmente a lo anterior mencionado, la norma ACI 318-14 en la sección 6.6.32 permite que las deflexiones laterales inmediatas, se puedan calcular utilizando un momento de inercia igual a 1.4 veces I definido en la sección 6.6.3.1 o realizar un análisis más detallado, pero el valor obtenido no debe exceder el valor de I_g .

En la sección 6.6.3.1 el ACI 318-14 se definen las siguientes inercias efectivas:

- En presencia de cargas laterales sostenidas, el momento de inercia, I , para columnas y muros debe dividirse por $(1 + \beta d)$, donde βd es la relación entre la máxima fuerza cortante sostenida mayorada dentro de un piso y la máxima fuerza cortante en ese piso asociada con la misma combinación de carga.
- Usando las tablas 6.6.3.1.1(a) o 6.6.3.1.1(b).
- Para el análisis de las cargas laterales mayoradas, se permite asumir $I = 0.5I_g$ para todos los miembros, o calcular I mediante un análisis más detallado que considere la rigidez reducida de todos los miembros bajo las condiciones de carga.

ACI 318-14 en la sección 11.8 se establece que la deflexión fuera del plano en muros no debe exceder $L_c/150$, siendo L_c la longitud no arriostrada del muro. Es importante tener en cuenta que esta norma es aplicable únicamente a edificaciones, por lo que se debe usar con criterio técnico.

Tabla II-10:

Momentos de inercia efectivos (ACI 318-14)

Miembro y condición		Momento de inercia	Área de la sección transversal
Columnas		$0.70I_g$	$1.0A_g$
Muros	No fisurados	$0.70I_g$	
	Fisurados	$0.35I_g$	
Vigas		$0.35I_g$	
Placas planas y losas planas		$0.25I_g$	

Nota: tabla 6.6.3.1(a) de la norma ACI 318-14

Tabla II-11:

Momentos de inercia alternativos por miembros (ACI 318-14)

Miembro	Valor alternativo de I para análisis elástico		
	Mínimo	I	Máximo
Columnas y muros	$0.35I_g$	$\left(0.8 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0}\right) I_g$	$0.875I_g$
Vigas, placas planas y losas planas	$0.25I_g$	$(0.1 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g$	$0.5I_g$

Nota: Para miembros continuos sometidos a flexión, se permite que I sea el promedio de los valores obtenidos para secciones críticas a momento positivo y negativo. P_u y M_u deben calcularse de la combinación de carga particular en consideración, o la combinación de P_u y M_u que resulta en el menor valor de I

Nota: tabla 6.6.3.1(b) de la norma ACI 318-14

ACI 117-06 en la sección 4.1 se establece una tolerancia de desplome por construcción de 0.3% la altura del muro libre y un máximo de 25mm. En la norma indicada, también se indican tolerancias para el espesor y ubicación de construcción.

6. Espesor del muro

La elección del espesor de los muros es un aspecto crucial en el diseño estructural. Es necesario verificar si el espesor del muro resiste el cortante de diseño y verificar la cantidad de armadura que se instalará en el muro.

Según el ACI 350-06, en su sección 14.6, se establece que "el espesor de los muros no portantes, cuya estabilidad vertical no depende de la curvatura, no debe ser inferior a 6 pulgadas, ni inferior a $1/30$ de la distancia mínima entre los elementos que proporcionan el soporte lateral. Además, el espesor mínimo de los muros de concreto colado en el lugar reforzado convencionalmente que están en contacto con líquidos y tienen al menos 10 pies de altura debe ser de 12 pulgadas" (ACI 350-06, página 257).

Considerando esta recomendación, se muestran espesores recomendados para las siguientes alturas de muros.

Tabla II-12:

Espesores de muro $L_c/30$ (Fuente propia)

Largo de muros L_c (m)	Espesor de muro $L_c/30$ (m)
41,60	1,36
36,00	1,20

7. Modelado con elementos finitos

El diseño con modelos en elementos finitos puede llevar al diseño de elementos esbeltos, es necesario realizar una verificación de los esfuerzos internos que se estarían produciendo.

De acuerdo con lo mencionado en capítulos anteriores, después que se producen las fisuras en el concreto, el acero de refuerzo es el que toma el total de esfuerzos que se estarían produciendo. Por lo tanto, si no queremos que se produzcan

fisuras debemos identificar las verificaciones que deberíamos hacer al modelo en elementos finitos.

Se revisarán las recomendaciones de Pavón Rodríguez (2001) de su manual de diseño de tanques y el procedimiento de diseño de la PCA (Portland Cement Association) para tanques rectangulares.

Según Pavón Rodríguez (2001), los muros de los depósitos rectangulares trabajan normalmente a flexo-tensión, y su análisis puede basarse en la teoría de las placas delgadas, teniendo en cuenta las condiciones de apoyo en los bordes verticales y horizontales de dichos muros. En el caso de depósitos cuadrados o rectangulares sin cubierta, cuando la relación largo-altura del muro es mayor a 3, se debe analizar la parte central equidistante de cada extremo en una longitud H como un voladizo.

Considerando esta recomendación, se muestran las relaciones largo altura de muros y como se deberían diseñar la parte central.

Tabla II-13:

Relación largo-altura del muro (Fuente propia)

Largo (m)	Altura (m)	Largo/altura	Según Pavón Rodríguez
41,60	7,00	5,94	La parte central se deberá diseñar en voladizo
36,00	7,00	5,14	La parte central se deberá diseñar en voladizo

En el procedimiento de cálculo de tanques rectangulares según la metodología de la PCA (Portland Cement Association), las tablas de diseño de este manual establecen relaciones máximas de longitud/altura de 4.

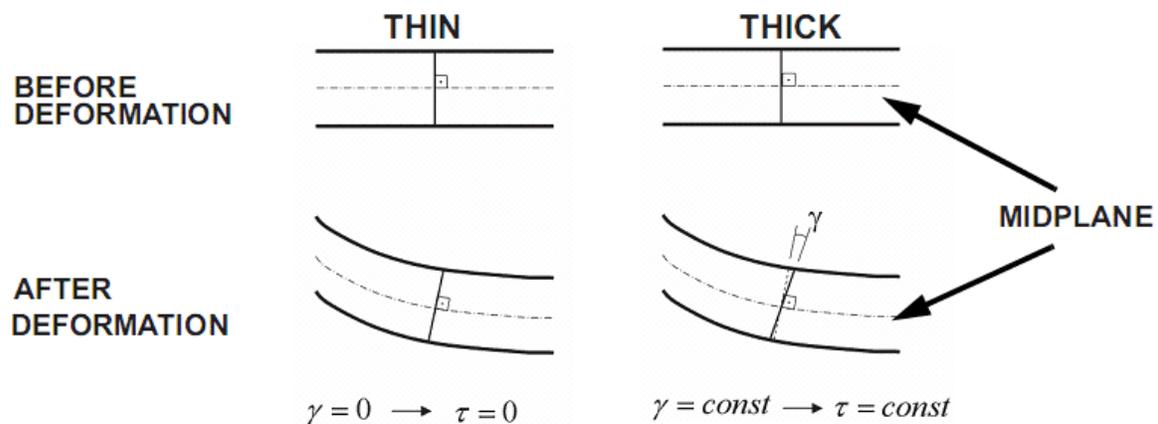
Tomando en cuenta la recomendación de Pavón Rodríguez y la del manual de diseño de la PCA que solo tiene valores de relación máximo de 4. Se debe de verificar si la respuesta que nos da un diseño en elementos finitos es conservadora y que verificaciones se deben hacer en el modelo.

En el software de cálculo estructural SAP2000, se utilizan elementos shell para modelar elementos de área. Para verificar si el mallado es apropiado, se puede evaluar la diferencia de los valores calculados en los diferentes elementos unidos a una junta común. Los elementos pueden ser cuadráticos o triangulares, siendo la formulación cuadrática la más precisa. El elemento triangular se recomienda principalmente para transiciones. Los ángulos de las esquinas de los elementos cuadráticos deben estar entre 45° y 135° , y la relación de aspecto debe ser cercana a la unidad o menor a 4.

Existen dos tipos de elementos shell en SAP2000: los thin shell (delgados), con formulación Kirchhoff, que desprecian la deformación transversal por corte, y los thick shell (gruesos), con formulación Mindlin/Reissner, que consideran los efectos de la deformación transversal por corte. Las deformaciones por corte son importantes cuando el espesor es mayor que $1/10$ a $1/5$ de la luz y en áreas con concentración de esfuerzos de flexión.

Figura II.7:

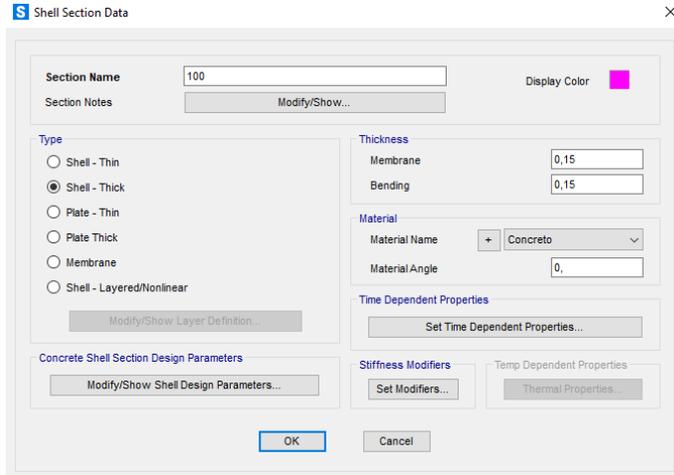
Thin y thick Shell (Nick Pusateri)



Fuente: <https://www.cati.com/blog/solidworks-simulation-thick-versus-thin-shell-elements/>

Figura II.8:

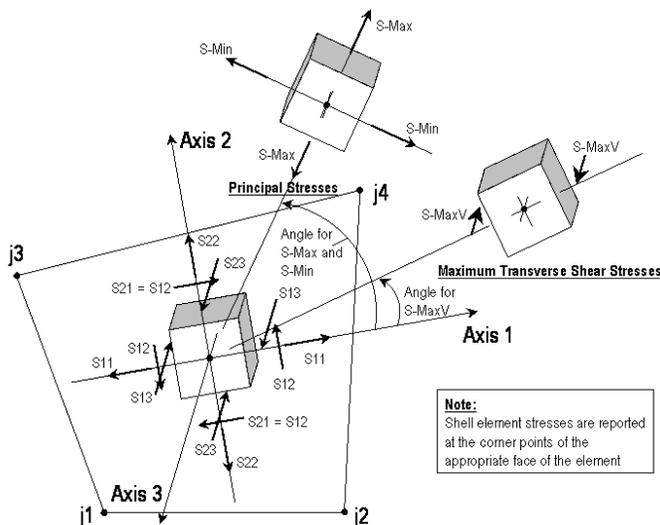
Cuadro de parámetros de los elementos Shell (SAP2000)



En SAP2000, los esfuerzos considerados son los esfuerzos en el plano (S11 y S22), los esfuerzos de corte en el plano (S12), los esfuerzos cortantes transversales (S13 y S23) y los esfuerzos directos transversales (S33). Estos esfuerzos son utilizados para evaluar la capacidad de resistencia de los elementos estructurales.

Figura II.9: Dirección de ejes y esfuerzos en elementos Shell (SAP2000)

Dirección de ejes y esfuerzos en elementos Shell (SAP2000)



For values of S13 and S23 at any angle, the maximum transverse shear stress, S-MaxV, can be calculated from:

$$S - \text{MaxV} = \sqrt{S_{13}^2 + S_{23}^2}$$

8. Manual de cálculo de tanques rectangulares de la PCA.

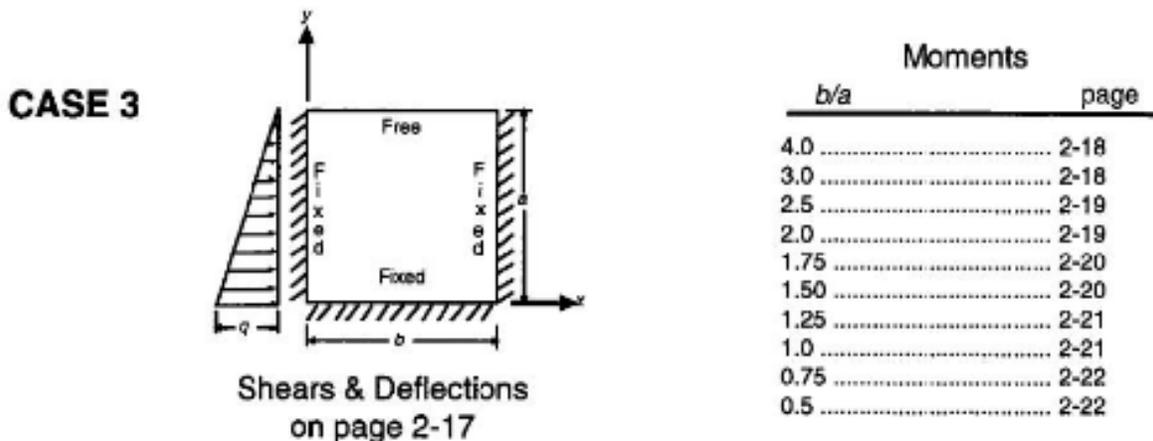
El procedimiento de cálculo del manual de tanques rectangulares de la PCA (Portland Cement Association) se basa en el uso de coeficientes específicos, considerando las condiciones de restricción en los extremos y la relación entre el ancho y la altura del tanque. Además, se proporcionan pautas sobre cómo modificar los coeficientes para el caso de tanques multicelulares.

Por ejemplo, en la siguiente figura se muestra el modelo para un caso 3, que es cuando el muro no tiene techo, para el cálculo de momento se muestran las relaciones b/a , donde b es el ancho del muro y a es la altura del muro.

Como parte del análisis se realiza un ejercicio de comparación usando este manual y un modelo en elementos finitos.

Figura II.10:

Tabla del manual de diseño de tanques rectangulares de la PCA



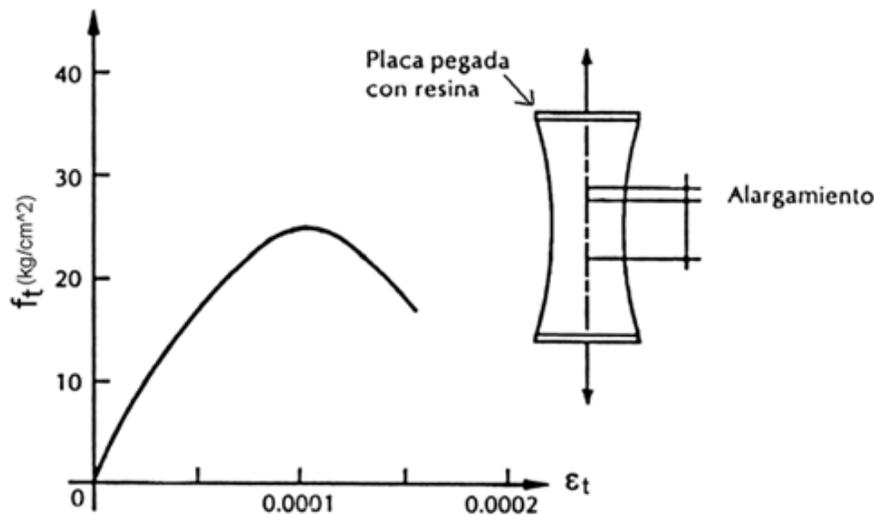
9. Resistencia a la tracción del concreto

La resistencia a la compresión del concreto es una propiedad fundamental en el diseño estructural. Sin embargo, su resistencia a la tracción es generalmente baja y no se considera significativa en el diseño. No obstante, si los esfuerzos de tracción superan la resistencia a la tracción del concreto, pueden producirse fisuras en estas zonas. De aquí la importancia de su verificación en el diseño.

Según la norma ACI 318-14 (22.2.2.2), la resistencia del concreto a la tracción es relevante para evaluar la fisuración y las deflexiones bajo cargas de servicio, la resistencia a la tracción del concreto representa aproximadamente el 10-15% de la resistencia a la compresión.

Figura II.11:

Ensayo de tracción directa (Gonzales Cuevas)



Adicionalmente, el ACI 224.2R-97 proporciona tablas (Tablas 3.1 y 3.2) que contienen valores de resistencia a la tracción obtenidos de ensayos, junto con las medidas correspondientes de su variabilidad.

Tabla II-14:

Variabilidad de la resistencia a la tracción del concreto (ACI 224.2R-97)

Tipo de ensayo	Resistencia media, psi (MPa)	Desviación estándar entre coladas, psi (MPa)	Coefficiente de variación, porcentaje
Ensayo de tracción por compresión diametral	405 (2,8)	20 (0,14)	5
Ensayo de tracción directa	275 (1,9)	19 (0,13)	7
Módulo de rotura	605 (4,2)	36 (0,25)	6
Ensayo de compresión de probeta cúbica	5980 (42)	207 (1,45)	3½

Nota: Tabla 3.1 de la norma ACI 224.2R-97

Tabla II-15: Relación entre resistencia a la compresión y la tracción

Relación entre resistencia a la compresión y la tracción (ACI 224.2R-97)

Resistencia a la compresión de probeta cilíndrica, psi (MPa)	Relación entre Resistencias		
	Módulo de rotura* sobre resistencia a la compresión	Resistencia a la tracción directa sobre resistencia a la compresión	Resistencia a la tracción directa sobre módulo de rotura*
1000 (6,9)	0,23	0,11	0,48
2000 (13,8)	0,19	0,10	0,53
3000 (20,7)	0,16	0,09	0,57
4000 (27,6)	0,15	0,09	0,59
5000 (34,5)	0,14	0,08	0,59
6000 (41,4)	0,13	0,08	0,60
7000 (48,2)	0,12	0,07	0,61
8000 (55,1)	0,12	0,07	0,62
9000 (62,0)	0,11	0,07	0,63

* Determinadas bajo carga en el tercer punto.

Nota: Tabla 3.2 de la norma ACI 224.2R-97. Se puede ver, de acuerdo con los resultados, que a mayor resistencia del concreto menor es el módulo de rotura sobre la resistencia a la compresión.

En la revisión de los resultados del modelo, se usa la recomendación del ACI 318, donde la resistencia del concreto en tracción es 10% f_c .

- Resistencia a la compresión del concreto (f_c) = 310 kgf/cm²
- Resistencia del concreto en tracción = 0.1 x 310 = 31 kgf/cm²

De acuerdo con la norma ACI 224-2R-97, se considera que hay fisuración en un elemento cuando la tensión de tracción en el concreto alcanza la resistencia a la tracción. En este caso, la carga que antes era soportada por el concreto se transfiere a la armadura que atraviesa la fisura.

Para un elemento simétrico, la fuerza en el elemento de la fisuración se calcula mediante la siguiente fórmula (ACI 224-2R-97):

$$P = (1 - \rho + n \rho) A_g f'_t$$

Donde:

- A_g = sección bruta
- A_s = sección de acero
- f'_t = resistencia a la tracción del concreto
- n = relación entre el módulo de elasticidad del acero y el del concreto
- ρ = cuantía de armadura = A_s / A_g

Luego de la fisuración, si la fuerza aplicada permanece constante, la tensión en el acero en una fisura es (ACI 224-2R-97):

$$f_s = \frac{\rho}{A_s} = \left(\frac{1}{\rho} - 1 + n \right) f'_t$$

Tabla II-16: Tensión en el acero luego de la fisuración (ACI 224.2R-97)

Tensión en el acero luego de la fisuración (ACI 224.2R-97)

ρ	$\frac{1}{\rho} - 1 + n$	f_s ,* ksi (MPa)
0.005	209	105 (724)
0.010	109	55 (379)
0.030	42	21 (145)
0.050	29	15 (103)

* Se asume $f_s < f_y$.

Nota: Tabla 2.1 de la norma ACI 224.2R-97

Si consideramos que existirá fisuras y usamos un acero ASTM A615 Gr.60 con un $f_y = 420$ MPa, debemos considerar una cuantía de 0.010.

CAPÍTULO III. DISEÑO METODOLÓGICO

En este capítulo, se presentan los componentes esenciales que servirán como base metodológica para llevar a cabo la investigación.

1. Enfoque de la investigación

El enfoque de investigación adoptado en este estudio es aplicado, ya que se centra en abordar problemas específicos con el propósito de encontrar soluciones concretas. Para lograr este objetivo, se utilizarán diferentes enfoques metodológicos, incluyendo el enfoque hipotético-deductivo y el enfoque cuasiexperimental u observacional.

El enfoque hipotético-deductivo se utilizará para probar la validez de las hipótesis planteadas en la investigación. Se partirá de una hipótesis o suposición que se someterá a pruebas y análisis para confirmar o refutar su validez. Este enfoque permitirá evaluar la relación entre las variables involucradas en el problema de fisuración en los muros de tanques de concreto armado, y determinar la efectividad de los diferentes métodos de diseño y análisis utilizados para prevenir y controlar la fisuración.

Por otro lado, el enfoque cuasiexperimental u observacional se utilizará para estudiar grupos o situaciones en condiciones naturales sin un control completo sobre todas las variables, pero se intentará aproximar a un diseño experimental. Este enfoque permitirá evaluar la efectividad de los diferentes métodos de diseño y análisis en situaciones reales, y determinar su aplicabilidad en la industria.

En resumen, el enfoque de investigación adoptado en este estudio es aplicado, y se utilizarán diferentes enfoques metodológicos, incluyendo el enfoque hipotético-deductivo y el enfoque cuasiexperimental u observacional, para evaluar la efectividad de los diferentes métodos de diseño y análisis utilizados para prevenir y controlar la fisuración en los muros de tanques de concreto armado.

2. Contexto de la investigación

El contexto de investigación de este estudio abarcará tanto el ámbito académico como el industrial. Esta combinación enriquece la calidad y la aplicabilidad de la investigación.

El contexto de investigación académico e industrial en una tesis implica combinar la investigación basada en la teoría con la aplicación práctica en colaboración con la industria, lo que puede resultar en una investigación sólida y con impacto en varios niveles.

En el ámbito académico, se llevará a cabo una revisión exhaustiva de la literatura existente sobre el problema de fisuración en los muros de tanques de concreto armado, así como sobre los diversos métodos de diseño y análisis empleados para prevenir y controlar este fenómeno. Se evaluará la relevancia del estudio dentro de un campo de conocimiento específico y se analizará su relación con investigaciones previas.

Por otro lado, en el contexto industrial, se encuentra una gran cantidad de referencias bibliográficas relacionadas con el análisis de fisuras en muros de tanques utilizados en diversas industrias. Además, se realizará un estudio de campo en una empresa que emplea tanques de concreto armado para almacenar líquidos y otros materiales. La empresa donde se encuentran los tanques de referencia está ubicada en el departamento de Ica, al sur de Perú.

El objetivo será evaluar la efectividad de los distintos métodos de diseño y análisis utilizados en la industria para prevenir y controlar la fisuración en los muros de estos tanques. También se identificarán las limitaciones y desafíos que enfrentan las empresas en la construcción y diseño de estos tanques.

3. Operacionalización de variables / categoría del estudio

La operacionalización de variables es un paso esencial en el proceso de investigación científica que nos permite dotar de solidez y precisión a nuestros estudios. En este estudio, se llevará a cabo la operacionalización de variables para convertir conceptos abstractos en medidas concretas y observables, permitiéndonos explorar fenómenos complejos de manera objetiva y sistemática.

La categoría de estudio adoptada en este estudio es correlacional y cuantitativa. La categoría de estudio correlacional busca establecer relaciones entre dos o más variables para determinar si existe una asociación o correlación entre ellas. Por otro lado, la categoría de estudio cuantitativa se enfoca en la recopilación y análisis de datos numéricos y estadísticos para evaluar y explicar fenómenos de manera objetiva y precisa.

Para llevar a cabo la operacionalización de variables, se utilizará una tabla de operacionalización de variables que permitirá definir las variables involucradas en el problema de fisuración en los muros de tanques de concreto armado, así como sus dimensiones, indicadores y escalas de medición.

La tabla de operacionalización de variables se basará en la revisión de la literatura existente y en la experiencia de expertos en el campo de la ingeniería civil.

Tabla III-1:

Operacionalización de variables (Fuente propia)

Variable	Sub Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicador	Escala de medición
Carga de temperatura		Temperatura ambiental	Esfuerzos por dilatación del concreto	Esfuerzos mayores al 10% del f_c	Fisuras	Ordinal
Cargas sostenidas y la temperatura (Cargas de servicio)		Empuje de los materiales contenidos y la temperatura ambiental	Esfuerzos por todas las cargas de servicio	Esfuerzos mayores al 10% del f_c	Fisuras	Ordinal
Modelado mediante elementos finitos	Capacidad para reproducir los esfuerzos presentes en estructuras reales	Parámetros en los elementos finitos como: Relación del largo/altura de los muros.	Comparar los resultados de un cálculo usando procedimientos encontrado en un manual de diseño con un modelo en elementos finitos	Esfuerzos mayores al 10% del f_c	Fisuras	Ordinal
	Precisión al calcular las deflexiones en los muros	Parámetros en los elementos finitos como: Inercia efectiva	Comparar las deflexiones que resultan de usar un modelo en elementos finitos y las mediciones realizadas en campo	Comparar deflexiones con muros existentes.	Calcula bien o no las deflexiones	Ordinal
		Deflexión adicional dependiente del tiempo		Límite de deflexión fuera del plan $L_c/150$	Deflexión no admisible	Ordinal
	Identificar zonas propensas a la formación de fisuras	Parámetros en los elementos finitos	Patrones para comparar la ubicación de las zonas fisuradas con zonas de esfuerzos	Zonas con esfuerzos mayores al 10% del f_c	Fisuras	Ordinal
Estados de esfuerzos en los muros fisurados		En muros fisurados, todos los esfuerzos son tomados por las barras de refuerzo	Tensiones en las barras de refuerzo, límite de servicio	Límite de fluencia del acero	Colapso	Ordinal

4. Población y muestra

En este estudio, se trata de un estudio experimental comparativo en el cual se puede controlar la población del universo. En el ámbito de la investigación científica, la definición adecuada de la población de estudio y la selección representativa de una muestra son aspectos fundamentales para obtener resultados confiables y generalizables.

La población representa el conjunto completo de individuos, objetos o eventos que comparten una característica específica y son objeto de interés para la investigación. Por otro lado, la muestra es una porción seleccionada de la población, que se estudia con el propósito de hacer inferencias sobre el conjunto total.

La población está compuesta por 15 tanques ubicados en el departamento de Ica, al sur de Perú. Para seleccionar la muestra, se utilizó un muestreo probabilístico.

Se utilizará una muestra completa para garantizar la representatividad de los resultados y la validez de las conclusiones.

4.1. Descripción de las muestras

Los 15 tanques que componen la población tienen las mismas características, están sometidos a las mismas cargas y presentan fisuras en similares zonas y deflexiones similares no admisibles en sus muros. Los tanques son rectangulares superficiales sin techo de concreto armado.

Entre el periodo de construcción y la aparición de las fisuras no ha ocurrido un sismo significativo cercano a la zona, por lo tanto, solo se consideran que las fisuras fueron provocadas por las cargas de servicio. Esto es, la carga de temperatura y las cargas debido al material que contienen. Los tanques fueron construidos en el año 2019 y la inspección de campo fue realizada en el año 2021.

Los tanques se construyeron en grupos de tres, con una longitud total de 123,00 m. Cada tanque tiene dimensiones de 41,00 m x 36,00 m x 7,00 m de altura. Los muros

presentan una sección variable, comenzando con un espesor de 780 mm hasta una altura de 3750 mm, y luego tienen un espesor uniforme de 400 mm.

El concreto utilizado en la construcción tiene una resistencia a la compresión de 31 MPa a los 28 días.

Las fisuras principalmente ubicadas en la esquina superior del encuentro entre muros han sido resaltadas con plumón para su identificación desde el nivel del piso. El espesor de las fisuras varía entre 0,10 mm y más de 1,00 mm, y en algunos casos, la longitud de las fisuras supera los 4,00 m. Las deflexiones de los muros se midieron utilizando equipos de topografía en diferentes ocasiones, tanto cuando los tanques estaban vacíos como cuando estaban llenos. No se tiene mediciones del estado inicial como construido de los muros.

4.2. Fisuras existentes en los muros

Las fisuras se encuentran principalmente en la parte superior del encuentro entre muros y tienen forma diagonal. Algunas fisuras se extienden hasta la base del muro, lo que compromete la integridad de la estructura.

Es importante tener en cuenta que las fisuras pueden estar aumentando en cantidad y longitud con el tiempo. Las causas de estas fisuras pueden ser diversas, y este documento se enfoca en investigar las causas que las han provocado.

Se pueden estar formando otras fisuras diferentes a las mencionadas, como pueden ser las mostradas en la Figura III.3, donde se muestran fisuras inferiores en sentido contrario a las de esquina superior, que pueden ser debido a la cedencia del muro y se pueden a ver formado después de las fisuras superiores.

Figura III.1:

Vista de fisuras diagonales al lado de un muro divisorio (Fuente propia)



Nota: Se muestran fisuras al lado de un muro divisorio, las fisuras están siendo monitoreadas con placas de yeso.

Figura III.2:

Vista de fisuras diagonales en ambos lados de un muro divisorio (Fuente propia)



Nota: Se muestran fisuras en ambos lados de un muro divisorio, las fisuras están siendo monitoreadas con placas de yeso.

Figura III.3:

Vista de fisuras diagonales en muros extremos (Fuente propia)



Nota: Se muestran fisuras al lado de los muros extremos en la parte superior, algunas fisuras están siendo monitoreadas con placas de yeso. También se muestran otras fisuras diagonales en la parte inferior en sentido contrario a las diagonales superiores.

Figura III.4:

Vista de fisuras diagonales en muros laterales (Fuente propia)



Figura III.5:

Medición de fisuras en muros (Fuente propia)



Figura III.6:

Medición de fisura en la base del muro (Fuente propia)



Nota: En algunos muros se están desarrollando fisuras que se prolongan desde la parte superior hasta su base.

4.3. Deflexiones existentes en los muros

Los muros además de presentar fisuras presentan deflexiones. Existen deflexiones permanentes que están aumentando con el tiempo y deflexiones instantáneas por cargas de servicio. Las mediciones de deflexiones se llevaron a cabo en la parte superior de los muros utilizando equipos de topografía con láser. Estas mediciones se realizaron en un período de tiempo relativamente corto, menor a 3 meses.

A continuación, se presentan las mediciones de deflexiones realizadas en campo con carga y sin carga de relleno en los tanques.

Tabla III-2:

Deflexiones en muros medidas en campo en mm (Fuente propia)

Estado	Mediciones	Muros														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Con carga	maximo (mm)	129	137	130	97	88	134	90	123	123	135	102	118	148	143	142
	Primera medicion (mm)	116	124	113	64	82	133	85	115	115	115	77	96	126	104	118
Sin Carga	Primera medicion (mm)	65	73	35	48	51	71	42	38	38	95	55	61	99	66	95

Con el fin de obtener una estimación de la deflexión instantánea efectiva que puede estar ocurriendo, se realizó una comparación entre la primera medición sin carga y la máxima medición con carga. Este método considera que existe una variabilidad en la carga, debido a que no existe un control del nivel de relleno y al peso específico del material.

Tabla III-3:

Deflexión instantánea en mm (Fuente propia)

Deflexiones estimadas (mm)	Muros														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Deflexiones estimadas (mm)	64	64	95	49	37	63	48	85	85	40	47	57	49	77	47

La deflexión máxima se está presentando en el muro 3 con 95 mm.

Las deflexiones permanentes se están incrementando no solo debido a cargas de empuje o de temperatura sino al aumento de las fisuras y de sus espesores. Las máximas deflexiones permanentes medidas se muestran en la siguiente tabla.

Tabla III-4:

Deflexión permanente (Fuente propia)

	Muros														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
deflexión permanente (mm)	95	134	90	67	65	85	69	99	93	99	71	85	99	90	95

La deflexión máxima se está presentando en el muro 2 con 134 mm.

La variación de las deflexiones instantáneas estimadas y de la deflexión permanente en los distintos muros es debido a la variabilidad de la carga de servicio. Sin embargo, los máximos valores consideran las máximas cargas de diseño, pues si existe un control del nivel máximo de llenado y del peso máximo del material de relleno.

En las siguientes figuras se pueden apreciar las deflexiones en los muros, se puede ver que existen deformaciones permanentes.

Figura III.7:

Deflexión en muros con tanque vacío (Fuente propia)



Figura III.8:

Deflexión de muros con tanque lleno (Fuente propia)



5. Procedimiento

Se proporcionarán una serie de procedimientos para abordar las preguntas de investigación y verificar las hipótesis planteadas. Para llevar a cabo las evaluaciones, se utilizará un modelo de elementos finitos en el software estructural SAP2000.

En el Capítulo II, sección 9 se menciona que, si los esfuerzos de tracción exceden la resistencia del concreto, pueden aparecer fisuras en estas áreas. Con esto, se evaluará si los esfuerzos generados por la carga de temperatura ambiental o las cargas de servicio que soportan los muros son la causa de las fisuras y las deflexiones iniciales.

Asimismo, en el Capítulo II, sección 5 se describe el procedimiento para calcular las deflexiones inmediatas y dependientes del tiempo debido a las cargas gravitacionales, las cuales serán comparadas con las deflexiones medidas en campo.

Con el fin de verificar la precisión de los modelos de elementos finitos para determinar los esfuerzos reales en los muros bajo carga, se realizará una comparación con el cálculo de un tanque presente en el manual de diseño de la PCA.

Además, se analizará el efecto que se tendrá al variar las dimensiones de los muros para lograr una relación similar entre longitud y altura a la de los muros que estamos analizando, y se evaluará la aplicación de la recomendación de Pavón Rodríguez de modelar en voladizo la parte central del muro si la relación entre longitud y altura es mayor a 3. Con esto, buscamos comprobar si los elementos finitos determinan de manera precisa los esfuerzos reales en los muros bajo carga y si pueden identificar las zonas propensas a la formación de fisuras.

Además, se evaluará el nivel de seguridad de los muros fisurados al determinar el esfuerzo al que están sometidas las barras de refuerzo.

CAPÍTULO IV. PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS

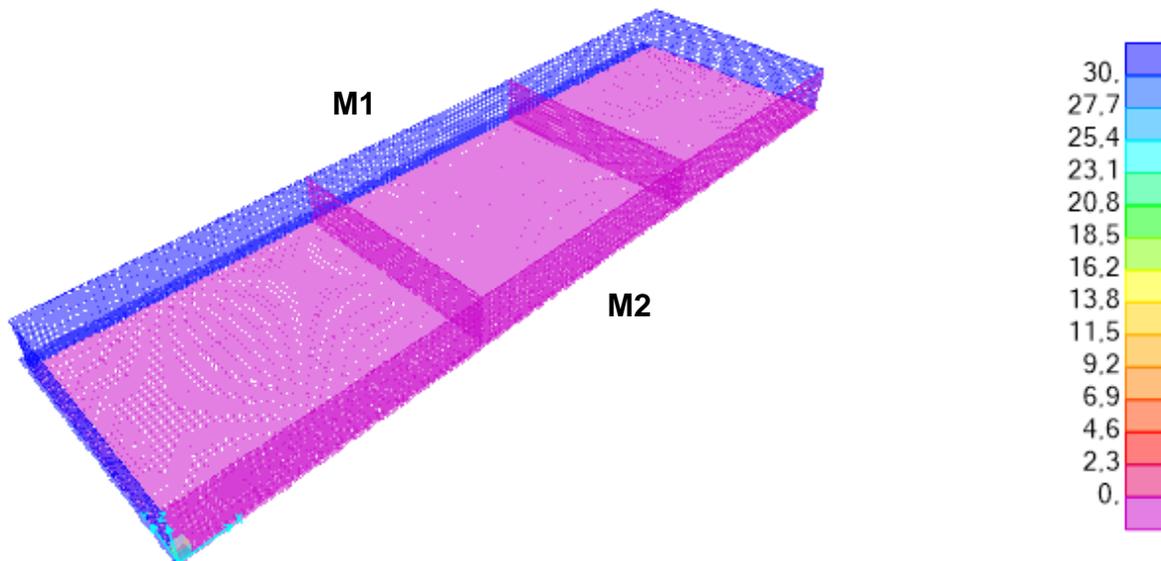
1. Análisis de esfuerzos por carga de temperatura:

Se estudian los efectos de la temperatura ambiental de 30 °C en el análisis. Aunque la variación de temperatura ΔT en el concreto es menor que la temperatura ambiente máxima, en esta revisión se utilizará el valor máximo de la temperatura ambiental de la zona.

En el interior los muros están recubiertos con geomembrana y el muro M2 está protegido de la temperatura ambiental por una estructura metálica construida al costado.

Figura IV.1:

Carga de Temperatura en los muros en °C (Fuente propia)



Se muestran los esfuerzos debido a la carga de temperatura en los muros.

Figura IV.2:

Muro M1 - Esfuerzo S11 en la cara interior en kgf/cm² (Fuente propia)

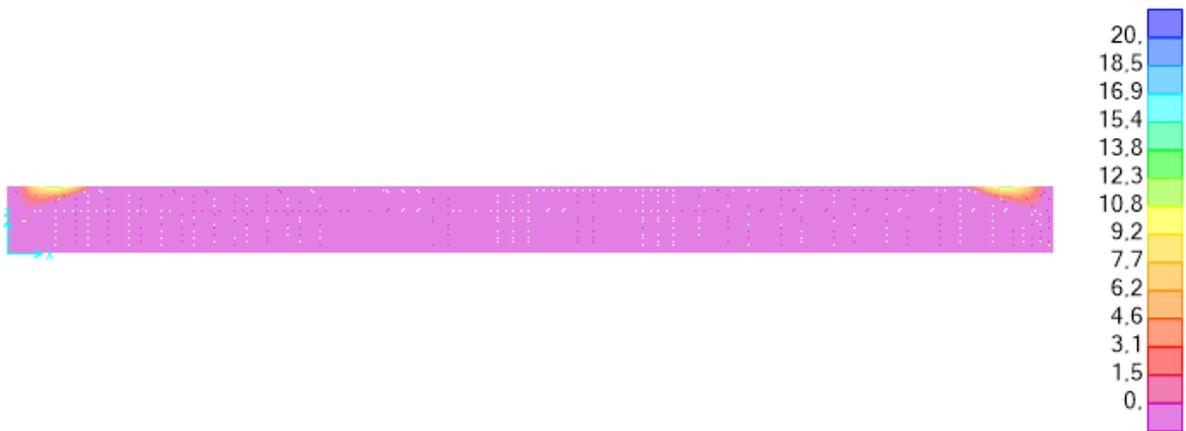


Figura IV.3:

Muro M1 - Esfuerzo S11 en la cara exterior en kgf/cm² (Fuente propia)

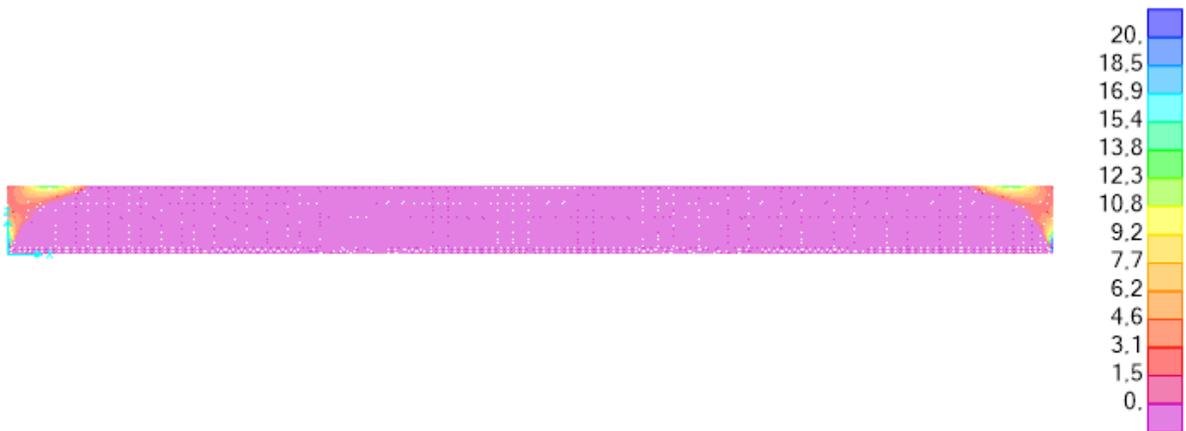


Figura IV.4:

Muro M2 - Esfuerzo S11 en la cara interior en kg/cm² (Fuente propia)

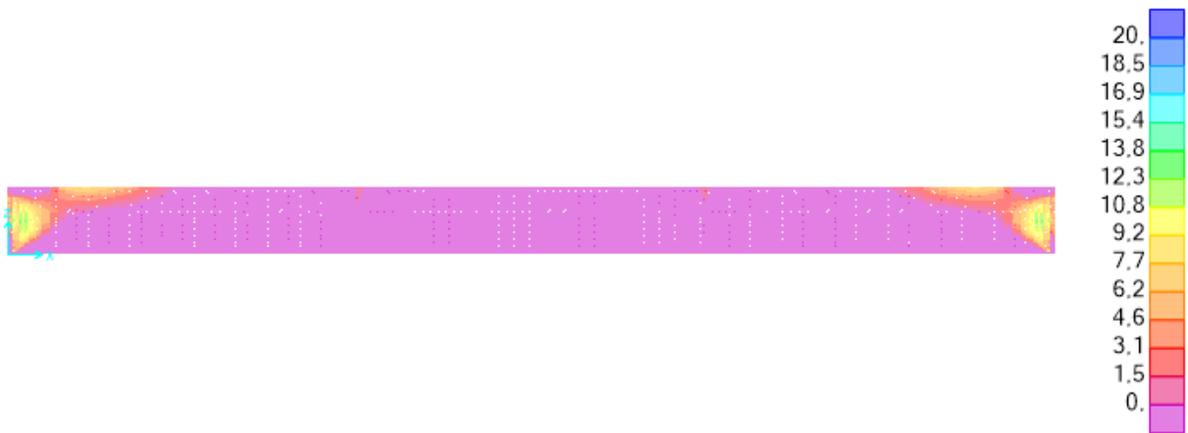
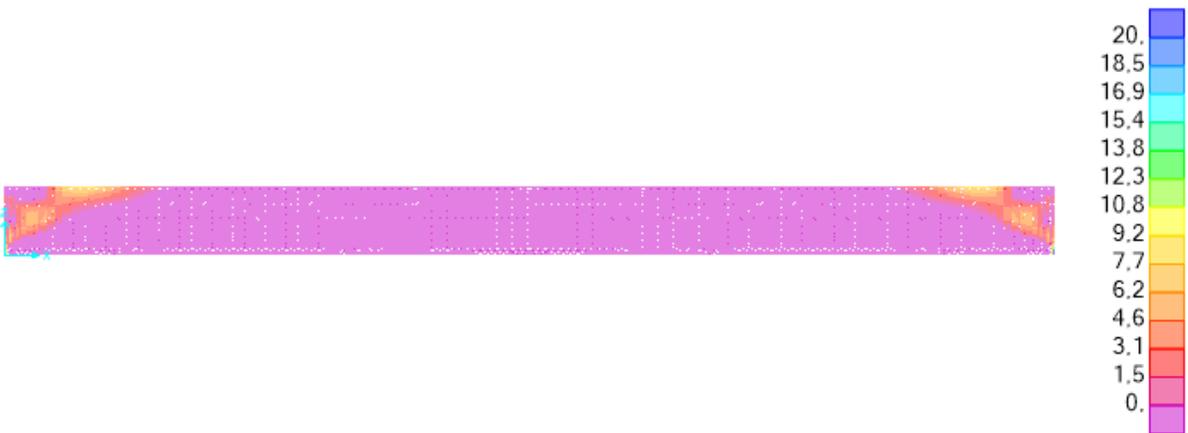


Figura IV.5:

Muro M2 - Esfuerzo S11 en la cara exterior en kgf/cm² (Fuente propia)



Los esfuerzos en el muro M2 son debido a los esfuerzos que se generaron en muros laterales. Esfuerzos en los extremos del largo total de muros de 123,00 m.

De acuerdo con los resultados obtenidos, la carga de temperatura no genera esfuerzos que superen la resistencia a la tracción del concreto. El máximo esfuerzo causado por la temperatura es de 12,31 kgf/cm², el cual es inferior a los 31,00 kg/cm² de resistencia a la tracción del concreto. Si bien, no es un punto desequilibrante el

tener un muro expuesto o no a la temperatura ambiental, deja un menor margen para que se desarrollen esfuerzos por otras cargas.

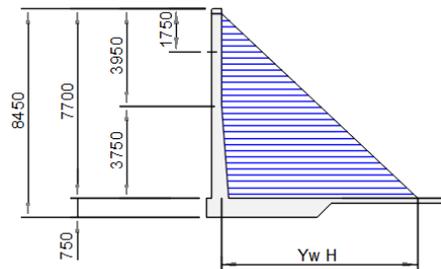
2. Análisis de esfuerzos por cargas laterales y temperatura

Además de la carga de temperatura están las cargas de empuje de agua y del material de relleno.

La carga de agua considerada tiene un peso específico de $Y_w = 1.0809 \text{ tonf/m}^3$ y una altura $H = 7.50 \text{ m}$.

Figura IV.6:

Esquema de la carga de agua



La carga del material de relleno tiene un peso específico de $Y_s = 2.14 \text{ tonf/m}^3$, un coeficiente de empuje activo $K_a = 0.314$ y una altura $H = 7.025 \text{ m}$. El coeficiente de empuje activo se considera apropiado para el cálculo de esfuerzos y deflexiones debido a la deformación que tiene el muro. Los parámetros fueron calculados en obra para tener una buena representación de la carga real.

Figura IV.7

Esquema de la carga de relleno

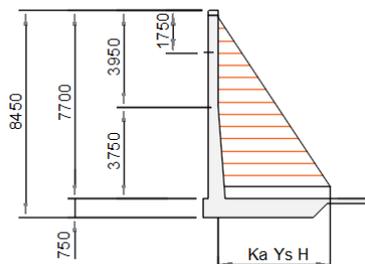


Figura IV.8:

Carga de empuje del agua en tonf/m² (Fuente propia)

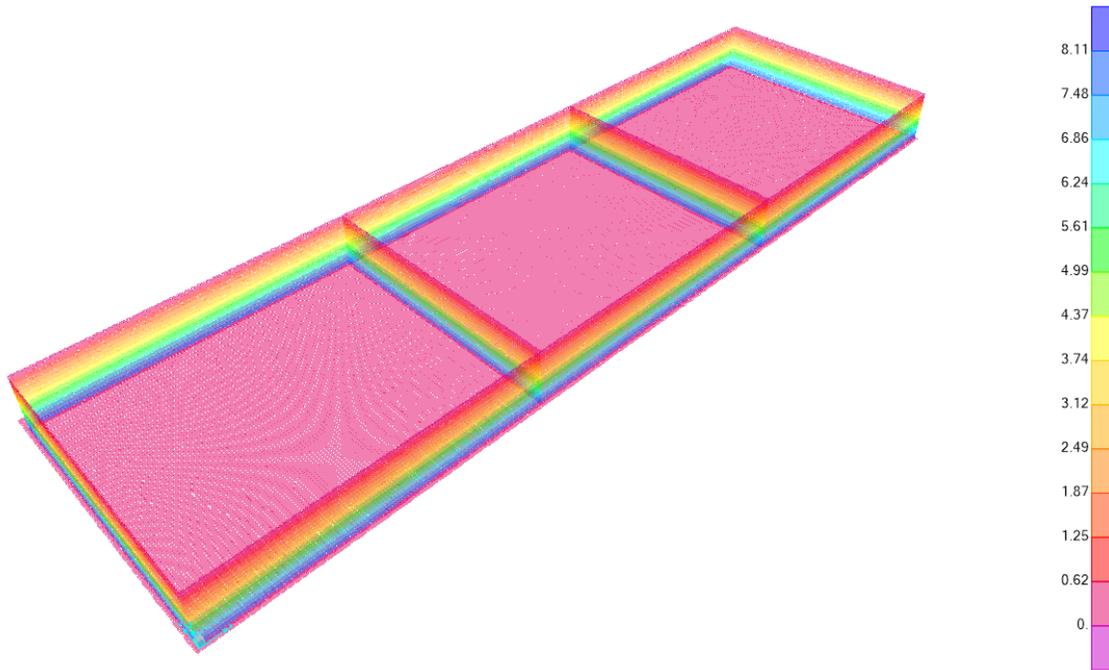
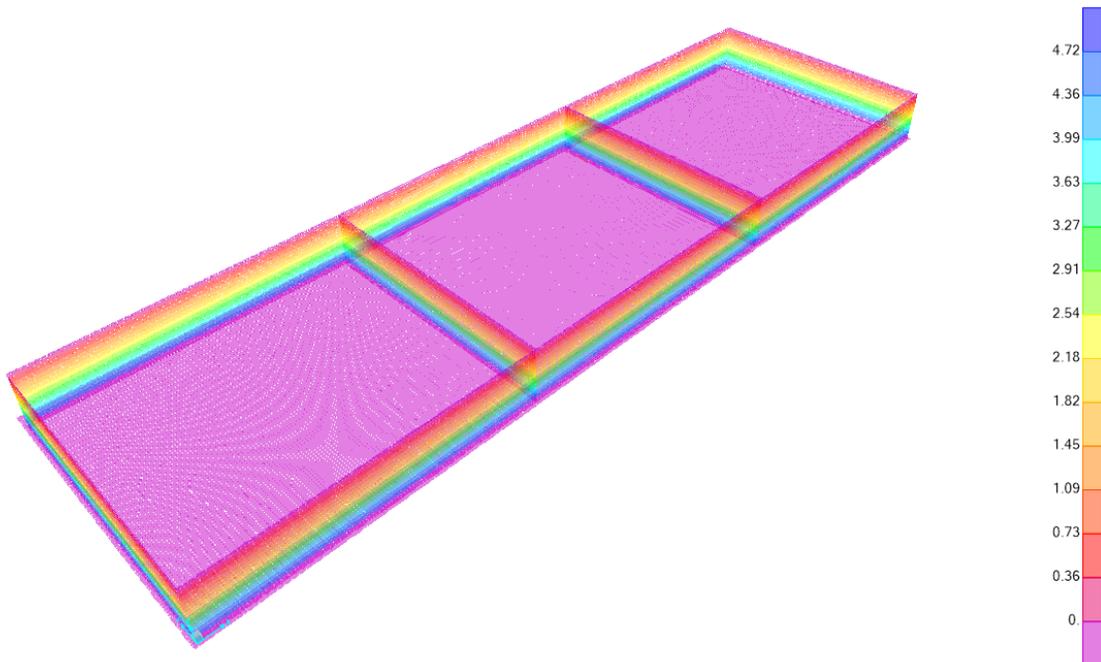


Figura IV.9:

Carga de empuje del material de relleno en tonf/m² (Fuente propia)



Se presentan los esfuerzos resultantes de la combinación de la carga de temperatura y las cargas laterales en simultáneo.

Figura IV.10:

Esfuerzo S11 en la cara exterior en kgf/cm² (Fuente propia)

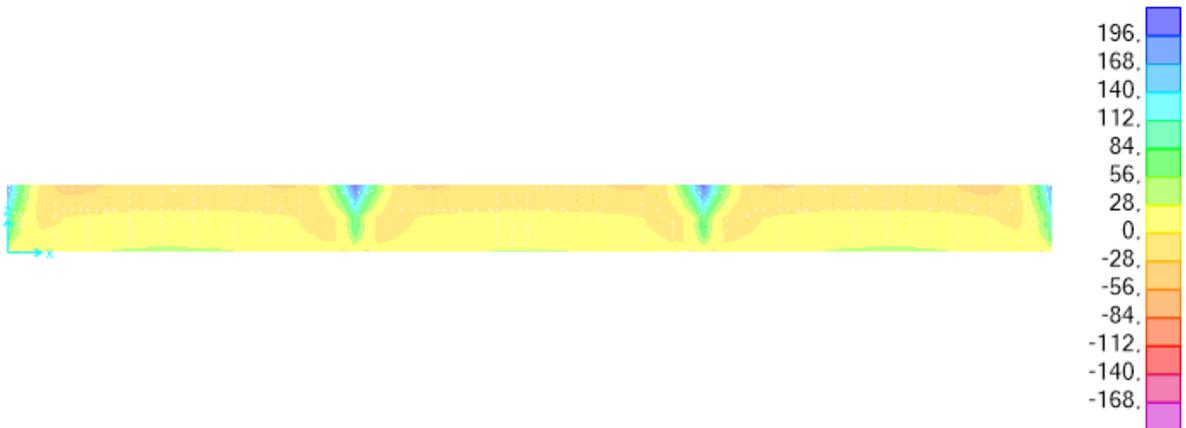
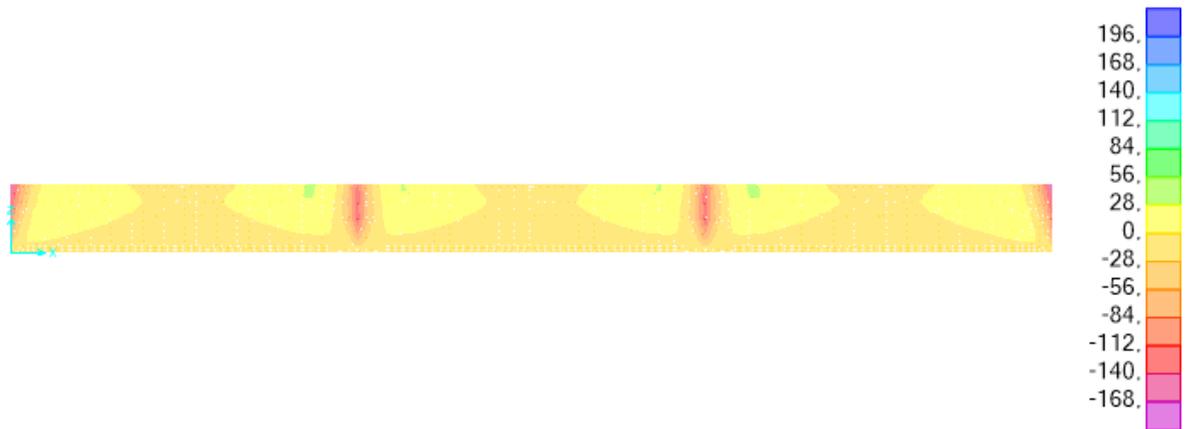


Figura IV.11:

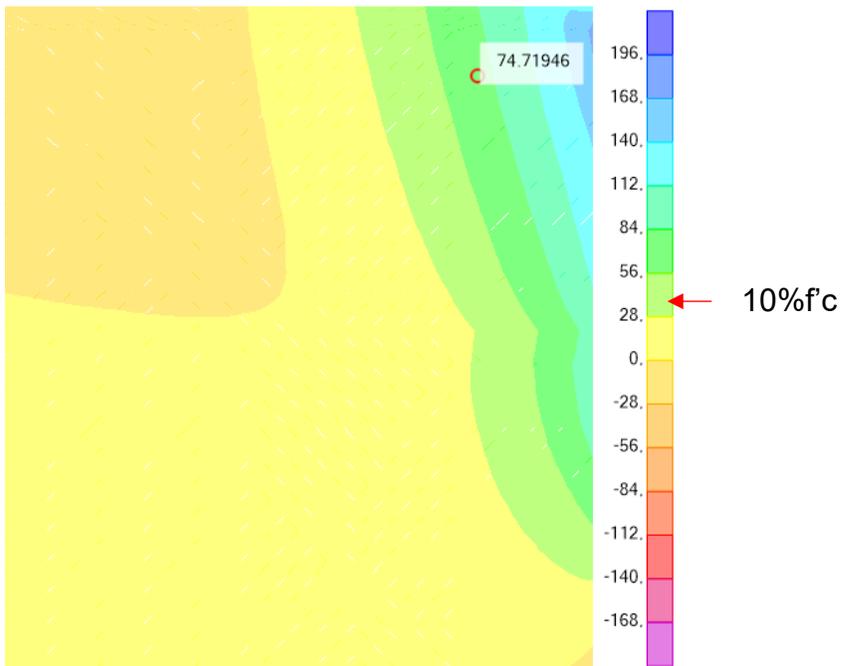
Esfuerzo S11 en la cara interior en kgf/cm² (Fuente propia)



El esfuerzo máximo es de 213,09 kgf/cm², cuando existen esfuerzos de tracción mayores a la resistencia de tracción del concreto, el concreto se fisura y las barras de refuerzo resisten los esfuerzos. Las zonas de esfuerzo a tracción en las caras exteriores del modelo de elementos finitos coinciden con las zonas agrietadas previamente mencionadas en los muros de referencia. Esto indica que las cargas de empuje están generando esfuerzos suficientes para provocar fisuras en el concreto.

Figura IV.12:

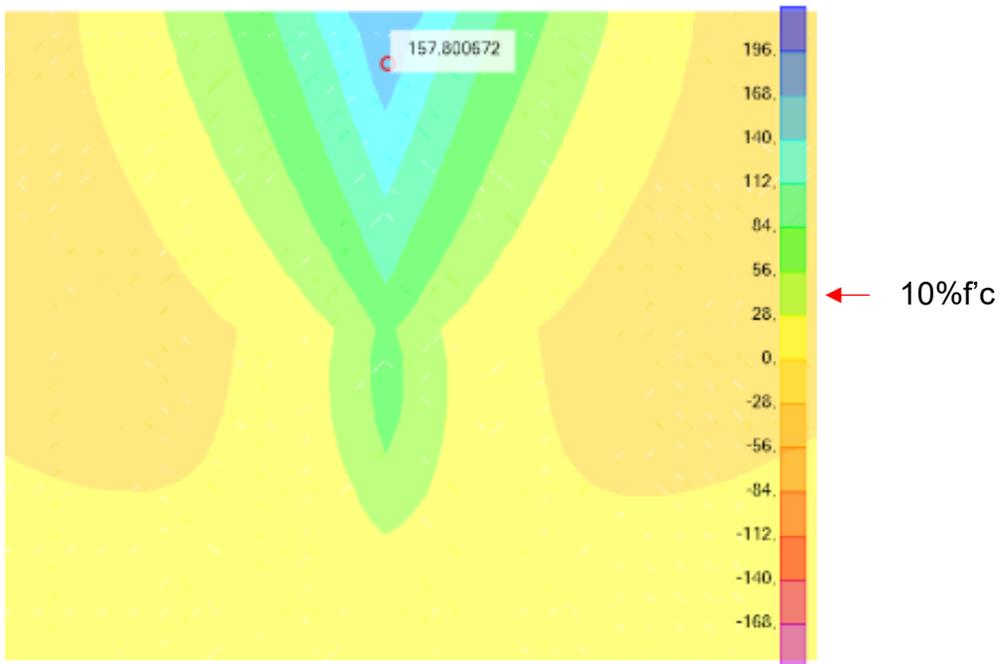
Esquinas de muros con fisuras (Fuente propia)



Nota: las fisuras coinciden con zonas de esfuerzos en tracción mayores al que resiste el concreto

Figura IV.13:

Encuentro de muros con fisuras (Fuente propia)



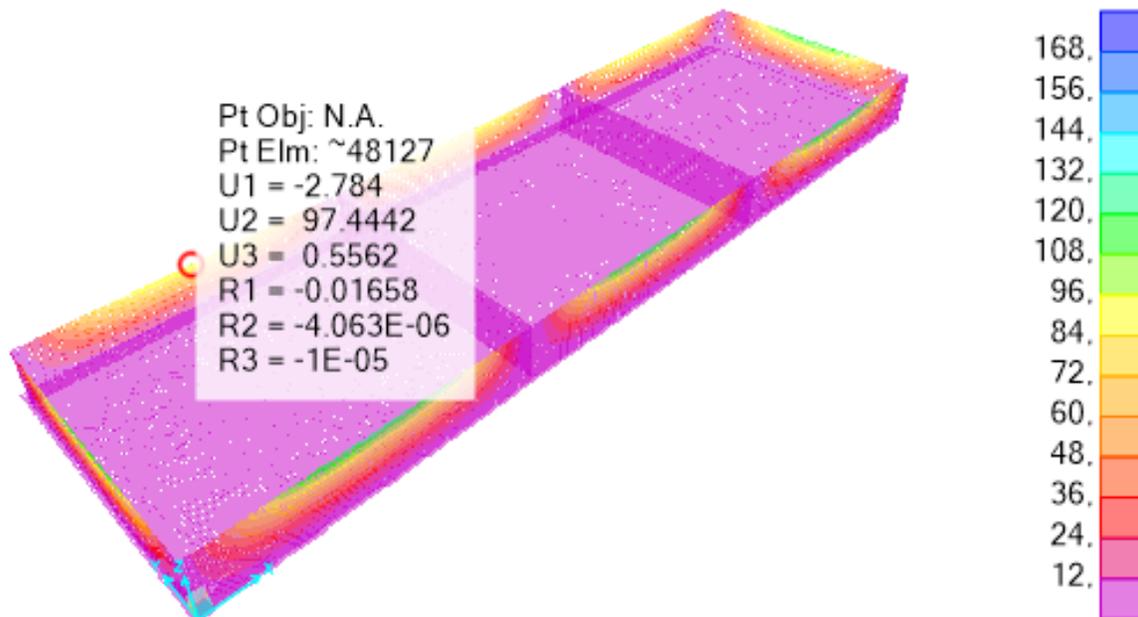
Nota: Las fisuras coinciden con zonas de esfuerzos en tracción mayores al que resiste el concreto

La coincidencia entre las zonas de esfuerzos mayores a la tracción que resiste el concreto y las fisuras que hay en los muros existentes de referencia, hace necesario que en los criterios de diseño este la revisión de esfuerzos. El método común es revisar los momentos que se generan y diseñar el refuerzo para tales momentos, es recomendable que se diseñe con el momento máximo de agrietamiento para ver si la sección del muro es apropiada.

A continuación, se presentan los desplazamientos inmediatos causados por las cargas de servicio:

Figura IV.14:

Desplazamiento por cargas de servicio en mm (Fuente propia)



Para determinar la deflexión total en el tiempo, se utiliza la recomendación del ACI 318. Aunque se ha mencionado que la carga es periódica, considerando el uso continuo de los tanques, se utiliza el factor como si la carga fuera permanente.

Cálculo de la deflexión total:

- Deflexión inicial = 97.44 mm
- $\xi = 1.6$ (para 24 meses de servicio)
- $\rho' = 0.003$ (asumido)
- $\lambda_s = 1.39$
- Deflexión total = $97.44 \lambda_s = 135.44$ mm.

Las mediciones de deflexión realizadas con carga muestran valores muy cercanos a los obtenidos mediante el modelo en elementos finitos (95 mm vs 97,44 mm). De manera similar, las deflexiones máximas medidas son comparables a la deflexión total calculada (148 mm vs 135,44 mm, la variación puede deberse a tolerancias de construcción que se deben de tomar en cuenta en el diseño). Esto indica una buena correlación entre los resultados experimentales y los análisis realizados.

ACI 318 recomienda una deflexión admisible $L_c/150$.

- La deflexión fuera del plano en muros ($L_c/150$) = $7000/150 = 46,66$ mm.

La deflexión calculada es mayor a la recomendada por el ACI 318 (97,44 mm vs 46,66 mm)

En la construcción se deben de tomar en cuenta las recomendaciones de desplome admisibles indicados en ACI 117.

3. Procedimiento de cálculo de tanques rectangulares - PCA

Realizaremos una comparación entre un ejemplo presente en el manual de la PCA (Portland Cement Association) y un modelo en elementos finitos en SAP2000, esto nos permitirá contrastar los resultados obtenidos y llegar a algunas conclusiones.

En el manual de la PCA, se emplean coeficientes específicos para el diseño de tanques, los cuales han sido calibrados mediante experimentos.

El ejemplo seleccionado del manual de diseño de tanques rectangulares de la PCA contiene la siguiente información:

Dimensiones del tanque:

- Altura (a) 10 ft
- Largo (b) 30 ft
- Ancho (c) 20 ft

Parámetros de diseño:

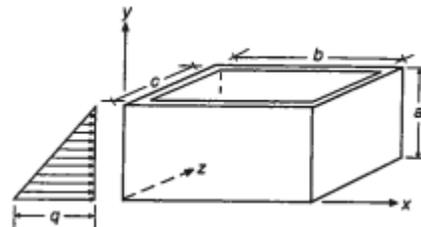
- Peso del agua (w) 70,00 lb/ft³
- Resistencia a la compresión del concreto (f'c) 4000,00 lb/in²
- Espesor de los muros (t) 18,00 in
- Presión del agua (q = k_a w a) 700 lb/ft²
- Coeficiente de presión del agua (k_a) 1,00

Diseño por momento de flexión (PCA):

CASE 3

Free Top
Fixed Base

$$\text{Moment} = \text{Coef.} \times qa^2/1000$$



- $q a^2 / (1000000/12)$

0,84 in. kips

- $M_x = \text{Coef. } x (q a^2 / (1000000/12))$

Para una relación $b/a = 3$ y $c/a = 2$

$\frac{b}{a} = 3.0, \frac{c}{a} = 2.0$

	M_x Coefficient					M_y Coefficient					M_{xy} Coefficient										
	CORNER	0.1b	0.2b	0.3b	0.4b	0.5b	CORNER	0.1b	0.2b	0.3b	0.4b	0.5b	CORNER	0.1b	0.2b	0.3b	0.4b	0.5b			
		0.9b	0.8b	0.7b	0.6b		0.9b	0.8b	0.7b	0.6b		0.9b	0.8b	0.7b	0.6b		0.9b	0.8b	0.7b	0.6b	
Long Side	TOP	-11	0	0	0	0	-55	-20	9	20	23	24	1	16	17	13	7	0	0	0	0
	0.9a	-16	-2	2	4	4	5	-78	-18	9	19	21	22	5	14	17	13	7	0	0	0
	0.8a	-14	-3	4	7	8	8	-71	-15	9	18	19	19	5	14	17	13	7	0	0	0
	0.7a	-13	-1	6	9	10	10	-65	-12	9	16	17	17	4	15	17	14	7	0	0	0
	0.6a	-12	0	7	9	9	9	-59	-9	9	14	14	14	4	16	18	14	7	0	0	0
	0.5a	-10	1	6	6	5	4	-52	-6	8	10	10	10	4	17	18	14	7	0	0	0
	0.4a	-9	1	2	-2	-5	-7	-43	-4	6	6	5	5	4	18	18	13	6	0	0	0
	0.3a	-6	-2	-7	-16	-22	-24	-32	-2	2	1	0	-1	3	18	17	11	6	0	0	0
	0.2a	-4	-8	-23	-37	-46	-49	-18	-2	-2	-5	-7	-8	2	15	14	9	4	0	0	0
	0.1a	-1	-19	-46	-67	-80	-84	-6	-4	-9	-13	-15	-16	1	10	8	5	2	0	0	0
BOT.	0	-38	-80	-109	-124	-129	0	-8	-16	-22	-25	-26	0	0	0	0	0	0	0	0	

	M_x Coefficient					M_y Coefficient					M_{yz} Coefficient										
	CORNER	0.1c	0.2c	0.3c	0.4c	0.5c	CORNER	0.1c	0.2c	0.3c	0.4c	0.5c	CORNER	0.1c	0.2c	0.3c	0.4c	0.5c			
		0.9c	0.8c	0.7c	0.6c		0.9c	0.8c	0.7c	0.6c		0.9c	0.8c	0.7c	0.6c		0.9c	0.8c	0.7c	0.6c	
Short Side	TOP	-11	0	0	0	0	-55	-34	-3	15	24	27	1	4	8	7	4	0	0	0	0
	0.9a	-16	-5	0	3	4	5	-78	-31	-2	15	23	26	5	3	7	7	4	0	0	0
	0.8a	-14	-5	2	6	9	10	-71	-28	-1	15	22	24	5	3	7	7	4	0	0	0
	0.7a	-13	-4	4	10	13	14	-65	-24	1	14	20	22	4	4	8	8	5	0	0	0
	0.6a	-12	-1	7	12	15	16	-59	-20	2	13	18	20	4	5	9	9	5	0	0	0
	0.5a	-10	0	8	13	15	16	-52	-15	3	12	16	17	4	7	11	10	6	0	0	0
	0.4a	-9	2	8	11	12	12	-43	-10	4	9	12	12	4	8	12	10	6	0	0	0
	0.3a	-6	1	4	3	2	2	-32	-6	3	6	7	7	3	10	13	10	6	0	0	0
	0.2a	-4	-1	-4	-10	-15	-16	-18	-3	1	1	0	0	2	10	12	9	5	0	0	0
	0.1a	-1	-6	-20	-32	-41	-43	-6	-2	-3	-6	-7	-8	1	8	8	6	3	0	0	0
BOT.	0	-17	-44	-65	-78	-82	0	-3	-9	-13	-16	-16	0	0	0	0	0	0	0	0	

Se muestra el cálculo del momento en la base del muro y en el centro del muro (0.5b).

Tabla IV-1:

Momento por coeficientes (Fuente propia)

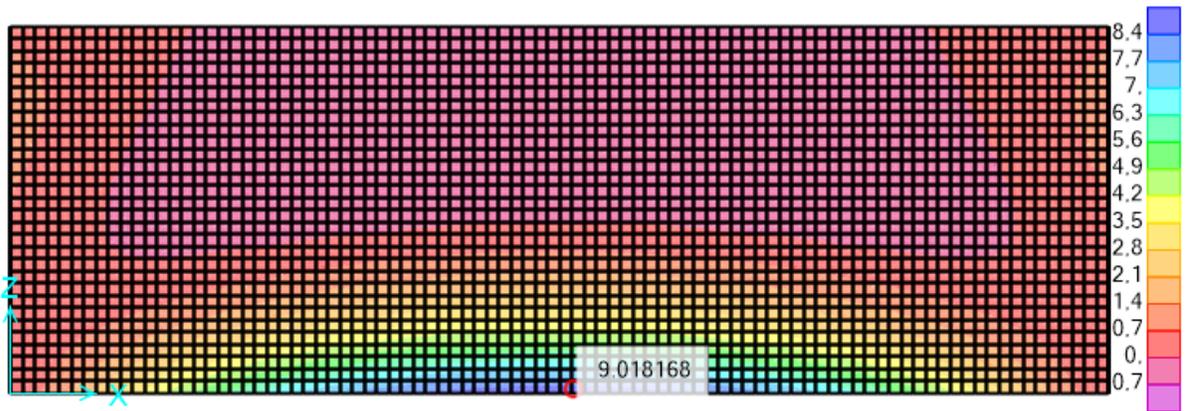
$b/a = 3.0$	Coeficiente	M_x (in, kips/ft)	M_x (in, kips/in)
BOT	-129	-108,36	-9,03

Ahora se muestra el tanque modelado en SAP2000 con elementos finitos y se realizan las comparaciones.

En el modelo el encuentro entre muros resiste momentos. El momento calculado por el programa es de 9.02 kip.in similar al calculado por el método de la PCA.

Figura IV.15:

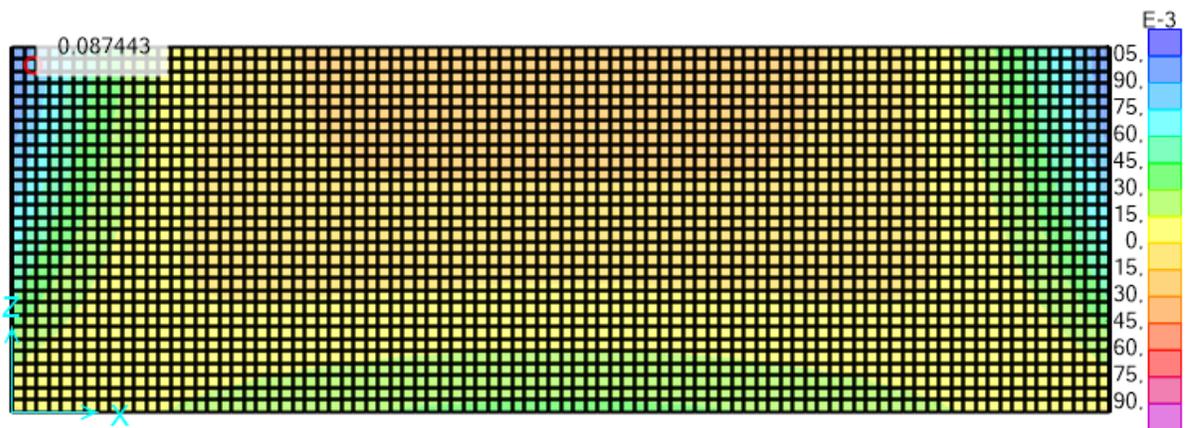
Momento M_{22} en la base en kip.in (Fuente propia)



Los esfuerzos en el encuentro entre muros es $0.087 \text{ kip/in}^2 < \text{al } 10 \% f'_c$, es decir menor a 0.40 kip/in^2 .

Figura IV.16:

Esfuerzo S_{11} en kip/in^2 (Fuente propia)



Los resultados usando un modelo en elementos finitos en SAP2000 son similares a calcular usando los coeficientes del manual de diseño de la PCA.

Para confirmar si la relación del largo/altura influye en los resultados, mostraremos un modelo con una relación ancho/altura similar al de los muros que estamos analizando que presentan fisuras, mostrado en los antecedentes.

Figura IV.17:

Momento M_{22} en la base en kip.in (Fuente propia)

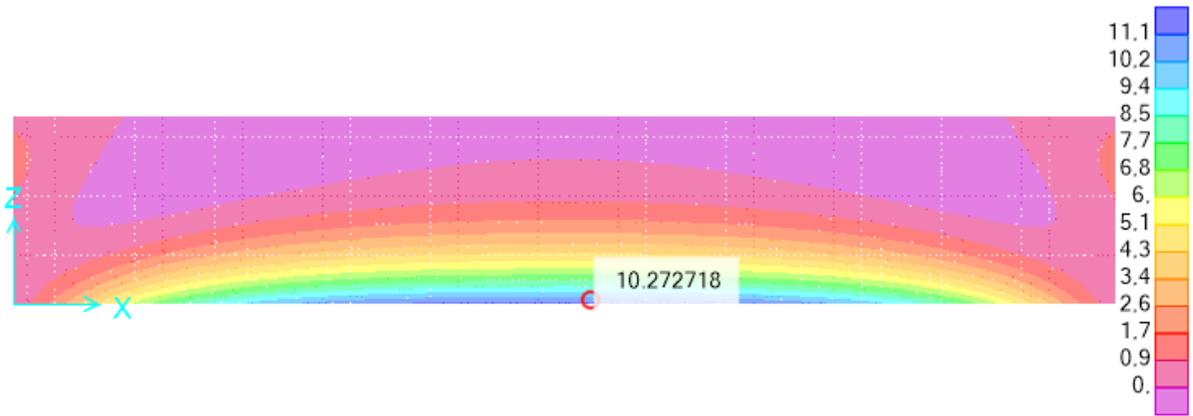
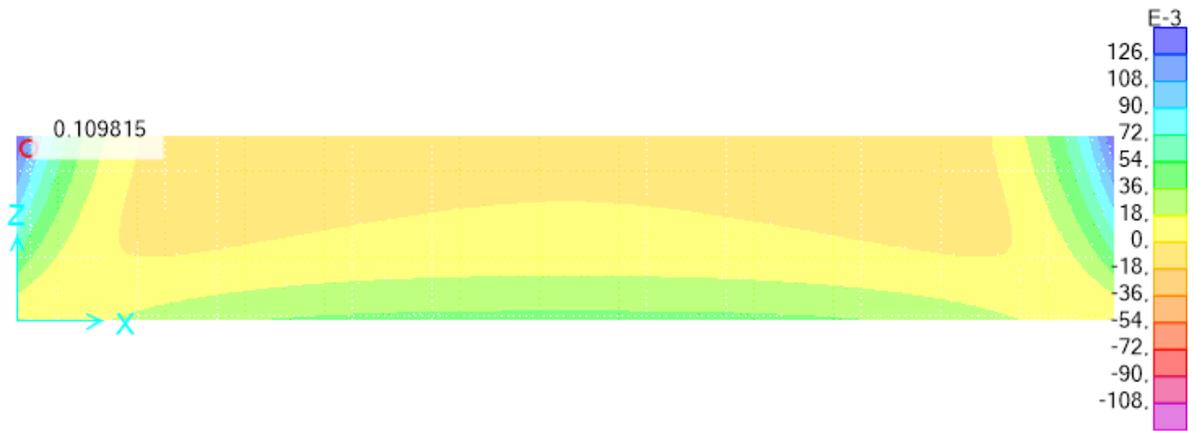


Figura IV.18:

Esfuerzo S_{11} en kip/in² (Fuente propia)



Se muestra la comparación de los momentos en la base y los esfuerzos en la unión de muros para relaciones de largo/altura.

Tabla IV-2:

Momento en la base y esfuerzos en la unión de muros (Fuente propia)

Relación ancho altura	M22 (kip/in)	S11 (kip/in ²)
3	9,02	0,087
5,94	10,27	0,11
Incremento	13%	26%

Se puede ver de este ejercicio, que los esfuerzos en la unión de muros aumentan considerablemente a mayor relación del largo/altura. Se comprueba la recomendación de diseñar en voladizo los muros con relación mayor a 3.

4. Modelado cuando la relación largo y altura es mayor a 3

De acuerdo con la recomendación del manual de diseño de Víctor M. Pavón Rodríguez, cuando la relación entre el largo y la altura de los muros es mayor a 3, se sugiere modelar únicamente la parte central de los mismos. Se presenta el modelo de la parte central de los tanques que se están analizando, siguiendo la recomendación.

Figura IV.19:

Esfuerzos S22 en cara interior en kgf/cm² (Fuente propia)

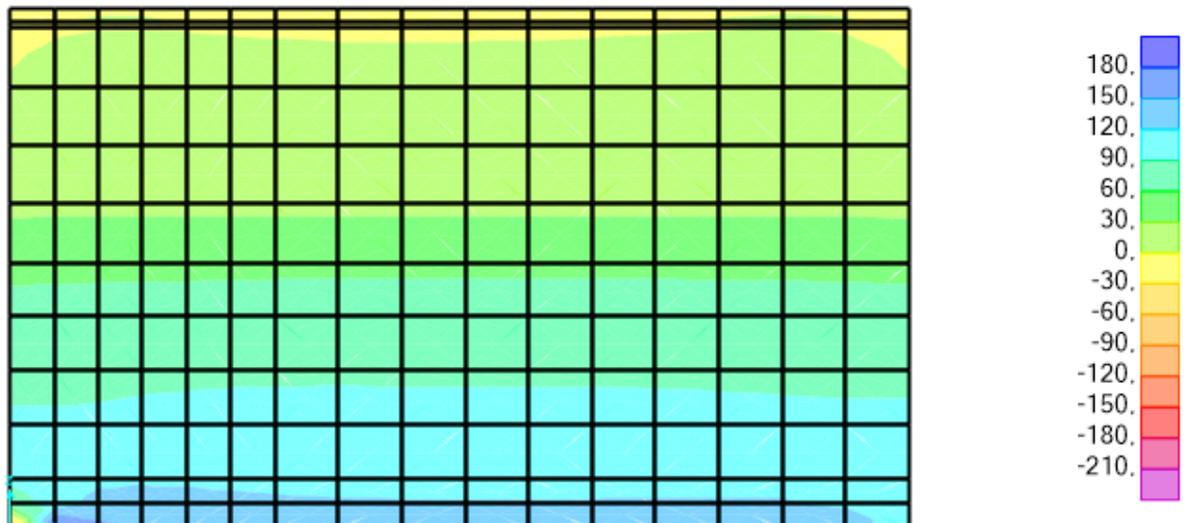
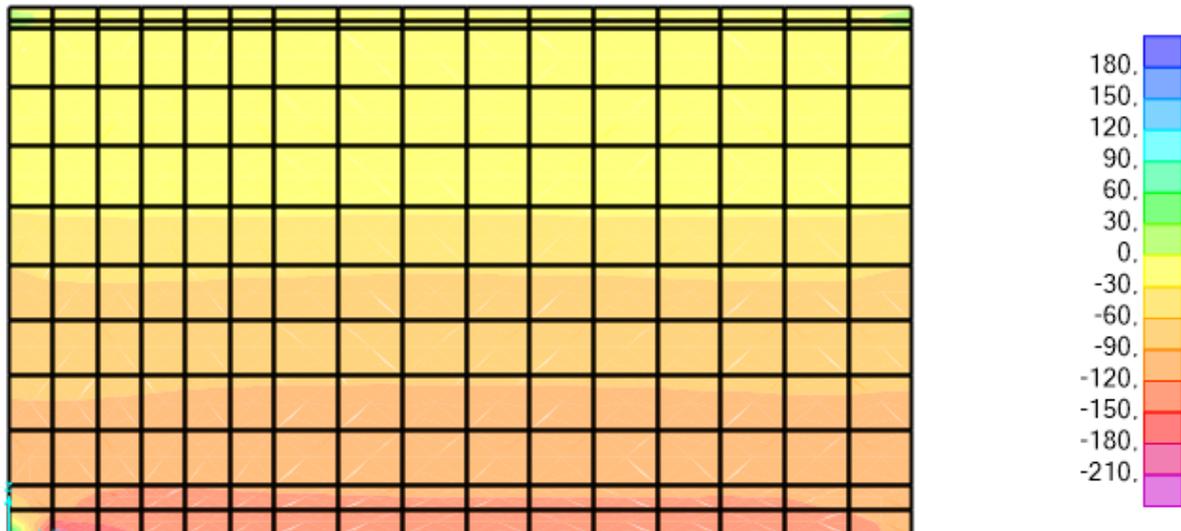


Figura IV.20:

Esfuerzos S22 en cara exterior en kgf/cm² (Fuente propia)



Los esfuerzos principales en la dirección S22 de la cara interior son de 180 kgf/cm², y son mayores a la resistencia a la tracción del concreto, que es de 31 kgf/cm². Esta situación indica que se produzcan fisuras en estas zonas del muro debido a la tensión generada. Por lo tanto se debería aumentar el espesor de los muros.

Dado que el espesor actual del muro no es suficiente para resistir los esfuerzos, se puede considerar la recomendación del ACI 350, que establece que el espesor del muro no debe ser menor al largo total del muro dividido entre 30. Esta recomendación tiene como objetivo asegurar la resistencia adecuada y la estabilidad de los muros.

5. Verificación del esfuerzo en las barras de refuerzo

Resulta importante determinar los esfuerzos que experimentan las barras de refuerzo en la estructura. Para ello, utilizaremos las fórmulas proporcionadas por el ACI 224.2R-92. En primer lugar, calcularemos el ancho máximo de fisura (W_{max}) y luego determinaremos los esfuerzos a los que estarían sometidas las barras de refuerzo (f_s).

En el caso de las barras de refuerzo ASTM A615 Gr.60, se especifica que su resistencia máxima a la tracción se encuentra en el rango de 550 a 620 MPa. Si el esfuerzo aplicado supera esta resistencia, el acero podría comenzar a fluir, lo que podría resultar en un aumento en el ancho de las fisuras. Es importante tener en cuenta que el ancho de las fisuras puede depender de la duración de la carga a la que esté expuesto el elemento estructural.

Datos:

- Distancia entre el centro de una barra y la fibra ext. comprimida (d_c) = 50 mm
- Separación de las barras (s) = 300 mm
- Área a compresión ($A = d_c s$) = 30000 mm²

Tabla IV-3:

Esfuerzos en las barras de refuerzo según el ancho de fisura (Fuente propia)

	(3,5)	(3,6)	(3,7)
W_{max} (mm)	f_s (MPa)	f_s (MPa)	f_s (MPa)
0,10	92,03	60,25	79,42
0,20	184,06	120,49	158,83
0,30	276,09	180,74	238,25
0,40	368,12	240,99	317,67
0,50	460,15	301,23	397,08
0,60	552,18	361,48	476,50
0,70	644,21	421,73	555,91
0,80	736,24	481,98	635,33
0,90	828,27	542,22	714,75
1,00	920,30	602,47	794,16

Ecuación (3.5)

$$W_{max} = 0,02 f_s d_c \sqrt{1 + \left(\frac{s}{4d_c}\right)^2} \times 10^{-3}$$

Ecuación (3.6)

$$W_{max} = 0,0145 f_s \sqrt[3]{d_c A} \times 10^{-3}$$

Ecuación (3.7)

$$W_{max} = 0,011 f_s \sqrt[3]{d_c A} \times 10^{-3}$$

w_{max} en mm, f_s en MPa, d_c en mm, A en mm², y s en mm.

Nota: (3.5) es para esfuerzos a tracción, (3.6) para miembros traccionados completamente traccionados, (3.7) Fisura en flexión.

CAPÍTULO V. PROPUESTA DE SOLUCIÓN

Las fisuras y deflexiones que exceden los límites admisibles en los muros de concreto armado de tanques rectangulares superficiales sin techo son resultado de diversas causas. Entre ellas, destaca el hecho de que se generan esfuerzos de tracción que superan la resistencia a tracción del concreto en las áreas afectadas de los muros, debido a las cargas de servicio y a la esbeltez de estos.

Para abordar y controlar estos problemas estructurales, es necesario realizar una revisión exhaustiva en los modelos de elementos finitos para asegurarse de que los esfuerzos de tracción sean inferiores a la resistencia a tracción del concreto. Una solución inicial puede ser utilizar muros con una relación de largo a altura igual o menor a 3, o bien, diseñar muros con una relación mayor a 3 como muros en voladizo.

Además de los criterios de diseño sobre el modelado ya mencionados, es esencial examinar los esfuerzos máximos de las barras de acuerdo con las pautas establecidas en ACI 224R-01 (American Concrete Institute). Esto permitirá garantizar la integridad estructural y la seguridad del tanque.

En el proceso de diseño, también es importante tomar en cuenta la fatiga del material. Según estudios realizados por Muttoni en 2007, las cargas repetidas pueden dar lugar a la formación de grietas residuales de un ancho considerable. Por lo tanto, será esencial tener en cuenta este factor y aplicar un diseño adecuado que tome en consideración la fatiga estructural.

CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES

En conclusión, se puede afirmar lo siguiente respecto a las fisuras en los muros:

La temperatura ambiental no es la única responsable de las fisuras en los muros, ya que la carga de la temperatura no genera esfuerzos de tracción mayores a la resistencia del concreto, por lo tanto, no provoca fisuras de manera directa.

Las cargas de servicio que soportan los muros son una causa principal de las fisuras y deflexiones. Estas cargas generan esfuerzos de tracción mayores a la resistencia del concreto, lo que resulta en la aparición de fisuras. Además, la relación del largo y altura del muro también influye en la formación de fisuras.

Los análisis basados en elementos finitos son capaces de calcular deflexiones muy cercanas a las reales. Aunque existen desviaciones de la verticalidad durante la construcción que deben considerarse en el modelado, estos análisis proporcionan resultados precisos para estimar las deflexiones reales de los muros bajo carga.

Los modelos en elementos finitos también permiten determinar de manera precisa los esfuerzos reales en los muros bajo carga. Se ha comprobado que las zonas con esfuerzos mayores a la resistencia a la tracción del concreto coinciden con las zonas que presentan fisuras.

Es posible identificar zonas propensas a la formación de fisuras durante el proceso de diseño utilizando elementos finitos. Estos análisis permiten determinar las zonas donde se presentarán esfuerzos de tracción mayores a la resistencia del concreto, lo que indica las áreas más susceptibles a la fisuración.

En los muros que ya presentan fisuras, los esfuerzos son resistidos en su totalidad por las barras de refuerzo. Midiendo el ancho y profundidad de las grietas, se puede estimar los esfuerzos a los que están sometidas las barras de refuerzo y evaluar la relación de demanda-capacidad de la barra. Esto permite determinar cuánto puede seguir resistiendo el muro o el grado de seguridad del sistema. En general, las fisuras

con un ancho superior a 1 mm indican que las barras están experimentando esfuerzos cercanos a su límite elástico.

El estudio comparativo entre el manual de diseño de la PCA y un modelo en elementos finitos para un mismo tanque ha demostrado resultados similares en términos de esfuerzos de tracción. Se observó que, para una relación entre el largo y altura del muro de 3, no se presentan esfuerzos de tracción mayores a la resistencia del concreto, lo que coincide con las limitaciones establecidas por el manual de la PCA para este tipo de tanque, con una relación máxima de 4.

Sin embargo, al aumentar la longitud del muro para alcanzar una relación entre largo y altura similar a los tanques fisurados que se estaban analizando, se produjeron esfuerzos de tracción mayores a la resistencia del concreto. Esto indica que la relación entre el largo y altura del muro es un factor crítico en el diseño y puede afectar significativamente la resistencia del concreto frente a esfuerzos de tracción.

Para diseñar muros con una relación mayor a 4, se recomienda seguir la práctica de diseñar el tercio central del muro como un muro en voladizo. Esta medida evita la concentración de esfuerzos en los extremos del muro y contribuye a reducir la probabilidad de fisuración.

El marco teórico establecido proporciona una serie de parámetros de diseño para el control de fisuras y deflexiones en tanques superficiales sin techo de concreto armado. Estas incluyen el espaciamiento de juntas de contracción y expansión, el refuerzo mínimo en muros, los anchos de fisura bajo cargas de servicio, el ancho de fisura en función del gradiente hidráulico, el diámetro máximo para la tensión en el refuerzo y la separación máxima para la tensión en el refuerzo, así como la evaluación de deflexiones utilizando las inercias efectivas.

CAPÍTULO VII. RECOMENDACIONES

Es importante tener presente que el uso de espaciamientos y diámetros de barras de refuerzo inadecuados puede comprometer la integridad estructural y la capacidad de resistir las cargas previstas. Por tanto, es fundamental seguir las recomendaciones establecidas en la norma ACI 224R-01, ya que proporciona directrices específicas para garantizar la correcta selección y disposición de las barras de acero, asegurando así la seguridad y eficiencia del diseño estructural.

En el proceso de diseño, también es importante tomar en cuenta la fatiga del material. Según estudios realizados por Muttoni en 2007, las cargas repetidas pueden dar lugar a la formación de grietas residuales de un ancho considerable. Por lo tanto, será esencial tener en cuenta este factor y aplicar un diseño adecuado que tome en consideración la fatiga estructural.

En el proceso de diseño, también es importante tomar en cuenta las desviaciones de verticalidad debidas al proceso de construcción. Considerar en el diseño los máximos permitidos por las normas de diseño.

CAPÍTULO VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Los documentos de referencia utilizados en este documento son:

- A. Hooshmand, M. K. (2018). Comportamiento a la fisuración del concreto armado reforzado con base de muro bajo tensiones por temperatura y contracción. Sociedad Canadiense de Ingeniería Civil.
- A. Muttoni, F. R. (2007). Agrietamiento del concreto en miembros en tensión y aplicación a losa de cubierta de puentes. Revista de ingeniería de puentes de la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles, Vol.12, N°5.
- ACI Comité 117. ACI 117-06. (2006). Especificaciones de tolerancias para materiales y construcciones de concreto y comentarios.
- ACI Comité 201. ACI 201.2R-01. (2001). Guía para la durabilidad del concreto. American Concrete Institute.
- ACI Comité 207. ACI 207.2R-07. (2007). Efecto de la restricción, el cambio de volumen y el refuerzo en el agrietamiento del concreto en masa. American Concrete Institute.
- ACI Comité 209, ACI 209R-08. (2008). Predicción de los efectos de la fluencia, la contracción y la temperatura en estructuras de concreto. American Concrete Institute.
- ACI Comité 209. ACI 209.2R-08. (2008). Guía para modelado y cálculo de retracción y fluencia en el concreto endurecido. American Concrete Institute.
- ACI Comité 224, ACI 224.1R-93. (1993). Causas, evaluación y reparación de fisuras en estructuras de concreto. American Concrete Institute.
- ACI Comité 224, ACI 224.2R-97. (1997). Fisuración de miembros de concreto en tracción directa. American Concrete Institute.

- ACI Comité 224, ACI 224.3R-01. (2001). Juntas de construcción en concreto. American Concrete Institute.
- ACI Comité 224, ACI 224.4R-13. (2013). Guía de detalles de diseño para mitigar el agrietamiento. American Concrete Institute.
- ACI Comité 224, ACI 224R-01. (2001). Control de la fisuración en estructuras de concreto. American Concrete Institute.
- ACI Comité 318, ACI 318-14. (2014). Requisitos de reglamento para concreto estructural. American Concrete Institute.
- ACI Comité 350, ACI 350-06. (2006). Requisitos del código para estructuras y comentarios de concreto de ingeniería ambiental. American Concrete Institute.
- ACI Comité 435, ACI 435R-03. (2003). Control de deflexiones en estructuras de concreto. American Concrete Institute.
- Agnieszka Jędrzejewska, F. K. (2020). Experiencias en el agrietamiento temprano de estructuras de concreto muro sobre losa. ScienceDirect.
- Bamforth, P.B. (2007). Control de fisuras térmicas a edades tempranas en concreto. Construction Industry Research and Information Association, CIRIA C660.
- Ferriol, E. G. (2018). Modelación del efecto de la retracción por secado en muros aislados a escala reducida. Universidad Central Marta Abreu de las Villas.
- Javeed A. Munshi. (1998). Tanques rectangulares de concreto. Portland Cement Association, PCA.
- Kwan, F. M. (2017). Análisis de elementos finitos de fisuras por retracción del concreto. Advance in Structural Engineering.

- Lee, C.-B. L.-H. (2021). Respuesta dinámica no lineal de un tanque rectangular de almacenamiento de líquidos en suelo rígido sometido a movimiento de tierra tridireccional. Instituto Multidisciplinario de Publicaciones Digitales, MDPI.
- Lentzkow, M. (26 de octubre de 2017). TILT-UP Concrete Association. Obtenido de <https://tilt-up.org/tilt-uptoday/2017/10/26/verificacion-de-la-causa-del-agrietamiento-de-paneles-estudio-de-caso/>
- Łukasz Drobiec, J. G. (2021). Falla del tanque de concreto como resultado de una implementación incorrecta condiciones de contorno para soporte de muro: estudio de caso. Instituto Multidisciplinario de Publicaciones Digitales, MDPI.
- Mariusz, Zych. (2019). Un nuevo modelo para el control de grietas en concreto armado de muros de tanques. Revista estructural del ACI, mayo, pág. 85 y 95-105.
- Pablo Santiago Arévalo pulla, R. I. (2013). Diseño comparativo de tanques para el almacenamiento de agua de concreto. Universidad de cuenca.
- Pavón, R. V. (2001). Diseño y construcción de estructuras de concreto para contener líquidos. Universidad Autónoma del estado de México.
- Salam Al-Obaidi, P. B. (2021). Concepto de diseño innovador de tanques/depósitos de agua de refrigeración en plantas de energía geotérmica utilizando concreto reforzado con fibra de ultra alto rendimiento con mayor durabilidad. Instituto Multidisciplinario de Publicaciones Digitales, MDPI.