



UNIVERSIDAD DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO Y COMPARACIÓN DE ESTANQUES DE ACERO PARA  
ALMACENAMIENTO DE AGUA, SEGÚN NORMAS DEL AMERICAN  
WATER WORKS ASSOCIATION, FABRICADOS Y MONTADOS EN CHILE**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL

FRANCISCO ANTONIO NEIRA SANCHO

PROFESOR GUÍA:  
GONZALO ANDRÉS CÁCERES GAJARDO

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:  
JUAN FELIPE BELTRÁN MORALES  
RAMON GONZALO MONTECINOS CONCHA

SANTIAGO DE CHILE  
2020

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR  
AL TÍTULO DE MAGÍSTER EN CIENCIAS  
DE LA INGENIERÍA  
POR: FRANCISCO ANTONIO NEIRA SANCHO  
FECHA: MAYO 2020  
PROF. GUÍA: GONZALO ANDRÉS CÁCERES GAJARDO

**DISEÑO Y COMPARACIÓN DE ESTANQUES DE ACERO PARA  
ALMACENAMIENTO DE AGUA, SEGÚN NORMAS DEL AMERICAN  
WATER WORKS ASSOCIATION, FABRICADOS Y MONTADOS EN CHILE**

Año a año en Chile se efectúan una gran cantidad de proyectos en el sector industrial, muchos de los cuales incluyen entre sus equipos estanques de acero para almacenamiento de agua, los que en la actualidad se encuentran en el mercado nacional por productores nacionales o por importación. El presente trabajo de titulación tiene como objetivo principal desarrollar un modelo de estanque de acero al carbono para almacenamiento de agua en plantas industriales y mineras en Chile, diseñado según las normas del American Water Works Association (AWWA), y que cumpla con los requisitos entregados por la norma chilena NCh.2369. Para ello, se desarrolló una planilla de cálculo para diseñar dos estanques de dimensiones idénticas, pero uno de conexiones apernadas y otro de conexiones soldadas. La planilla incorporó los criterios y requisitos de los documentos normativos AWWA y de la norma NCh.2369, y fue verificada con modelos de elementos finitos utilizando el software SAP2000 v20. Por último, se realizaron comparaciones técnicas, constructivas y económicas entre ambos diseños, mostrando las principales ventajas y desventajas de cada modelo bajo aspectos como desempeño sísmico, costos de fabricación y transporte, tiempos de montaje, entre otros. Con la investigación se buscó encontrar un diseño único de estanque de acero al carbono para almacenamiento de agua, que fuese reproducible en diferentes proyectos, que ante la alta actividad sísmica del país se comporte correctamente, y que, adicionalmente, fuese un diseño económicamente eficiente, sencillo de fabricar y de montar.

*Para mi familia, mi pareja, mis amigos, profesores  
y todos quienes me acompañaron en este camino*

*Querer es poder*

# Tabla de Contenido

|   |           |
|---|-----------|
| <b>1. Descripción del Trabajo de Título</b>   | <b>9</b>  |
| 1.1. Introducción . . . . .   | 9         |
| 1.2. Objetivos . . . . .  | 10        |
| 1.2.1. Objetivo General . . . . .   | 10        |
| 1.2.2. Objetivos Específicos . . . . .  | 10        |
| 1.3. Metodología . . . . .  | 10        |
| 1.3.1. Revisión Bibliográfica . . . . .   | 10        |
| 1.3.2. Desarrollo de planilla de cálculo de estanques y definición de la geometría de los estanques . . . . . | 10        |
| 1.3.3. Verificación del comportamiento de los diseños con modelo de elementos finitos en SAP2000 . . . . .    | 11        |
| 1.3.4. Comparación bajo criterios técnicos, constructivos y económicos entre ambos diseños. . . . .           | 11        |
| 1.4. Resultados Esperados . . . . .   | 11        |
| <b>2. Marco Teórico</b>   | <b>12</b> |
| 2.1. Estanques de Acero: Descripción, Clasificaciones y Capacidades típicas . . . . .                         | 12        |
| 2.2. Comportamiento de los Estanques frente a Excitaciones Sísmicas . . . . .                                 | 17        |
| 2.3. Daños, Fallas y Deficiencias de Diseño en Estanques de Acero . . . . .                                   | 19        |
| 2.4. Normas de diseño de Estanques . . . . .  | 23        |
| 2.4.1. NCh2369.Of2003 . . . . .   | 23        |
| 2.4.2. AWWA D100-11 y AWWA D103-09 . . . . .  | 23        |
| 2.5. Modelos de Elementos Finitos . . . . .   | 24        |
| 2.5.1. Modelación de la interacción Líquido-Estructura en SAP2000 . . . . .                                   | 28        |
| <b>3. Diseño de Estanques de Acero</b>  | <b>30</b> |
| 3.1. Definición de Cargas . . . . .   | 30        |
| 3.1.1. Cargas Muertas . . . . .   | 30        |
| 3.1.2. Cargas Vivas . . . . .   | 30        |
| 3.1.3. Cargas de Agua . . . . .   | 31        |
| 3.1.4. Cargas de Viento . . . . .   | 32        |
| 3.1.4.1. Definición de Cargas de Viento según NCh432.Of71 . . . . .   | 32        |
| 3.1.4.2. Definición de Cargas de Viento según Normas AWWA . . . . .   | 34        |
| 3.1.5. Aceleraciones Sísmicas . . . . .   | 36        |
| 3.1.5.1. Aceleraciones Sísmicas según normas AWWA . . . . .   | 36        |
| 3.1.5.2. Aceleraciones Sísmicas según NCh2369.Of2003 . . . . .  | 41        |
| 3.1.6. Momento Volcante por Sismo . . . . .   | 42        |

|           |   |           |
|-----------|---|-----------|
| 3.1.6.1.  | Momento Volcante por Sismo según normas AWWA . . . . .                  | 42        |
| 3.1.6.2.  | Momento Volcante por Sismo según NCh2369.Of2003 . . . . .               | 43        |
| 3.1.7.    | Momento Volcante por Viento . . . . .                                   | 44        |
| 3.1.8.    | Cortes Basales . . . . .  | 45        |
| 3.1.8.1.  | Según AWWA . . . . .  | 45        |
| 3.1.8.2.  | Según NCh2369.Of2003 . . . . .  | 45        |
| 3.1.9.    | Esfuerzos de Compresión en el Manto por Sismo . . . . .                 | 45        |
| 3.1.10.   | Esfuerzos de Compresión en el manto por Viento . . . . .                | 46        |
| 3.1.11.   | Cargas en Anclajes . . . . .  | 47        |
| 3.1.11.1. | Cargas de levantamiento . . . . .                                       | 47        |
| 3.1.11.2. | Cargas Cortantes (AWWA) . . . . .                                       | 47        |
| 3.1.11.3. | Cargas Cortantes (NCh2369) . . . . .                                    | 48        |
| 3.1.11.4. | Cargas sobre Silla de Anclaje y sus componentes . . . . .               | 48        |
| 3.1.12.   | Cargas sobre pernos de manto . . . . .                                  | 50        |
| 3.2.      | Combinaciones de Carga . . . . .  | 50        |
| 3.3.      | Tensiones, Momentos y Cargas Admisibles . . . . .                       | 51        |
| 3.3.1.    | Momento Volcante Admisible . . . . .                                    | 51        |
| 3.3.2.    | Corte Basal Admisible . . . . .   | 52        |
| 3.3.3.    | Tensión Admisible para Pandeo Local en el Manto . . . . .               | 52        |
| 3.3.3.1.  | Según normas AWWA . . . . .   | 52        |
| 3.3.3.2.  | Según NCh2369 . . . . .   | 53        |
| 3.3.4.    | Compresión Admisible en el Manto . . . . .                              | 53        |
| 3.3.4.1.  | Estanque Soldado . . . . .  | 53        |
| 3.3.4.2.  | Estanque Apernado . . . . .   | 54        |
| 3.3.5.    | Tracción Admisible en el Manto . . . . .                                | 54        |
| 3.3.5.1.  | Estanque Soldado . . . . .  | 54        |
| 3.3.5.2.  | Estanque Apernado . . . . .   | 55        |
| 3.3.6.    | Tensión Admisible para Aplastamiento de Perforaciones . . . . .         | 55        |
| 3.3.7.    | Tracción Admisible en los Pernos de Anclaje . . . . .                   | 55        |
| 3.3.8.    | Corte Admisible en los Pernos de Anclaje . . . . .                      | 56        |
| 3.3.9.    | Tensión Admisible en Soldaduras . . . . .                               | 56        |
| 3.3.10.   | Corte Admisible en los Pernos de Manto . . . . .                        | 57        |
| <b>4.</b> | <b>Diseño de Estanques de Acero: Descripción del Estanque Estudiado</b> | <b>58</b> |
| 4.1.      | Descripción General . . . . .   | 58        |
| 4.2.      | Conexiones: Estanque Soldado . . . . .                                  | 65        |
| 4.3.      | Conexiones: Estanque Apernado . . . . .                                 | 66        |
| <b>5.</b> | <b>Cálculo y Verificaciones de Diseño</b>                               | <b>68</b> |
| 5.1.      | Cargas . . . . .  | 68        |
| 5.1.1.    | Cargas Muertas . . . . .  | 68        |
| 5.1.2.    | Cargas Vivas . . . . .  | 68        |
| 5.1.3.    | Cargas de Agua . . . . .  | 69        |
| 5.1.4.    | Cargas de Viento . . . . .  | 69        |
| 5.1.5.    | Aceleraciones Sísmicas . . . . .  | 69        |
| 5.1.6.    | Momentos Volcantes . . . . .  | 70        |
| 5.1.7.    | Compresión en el Manto . . . . .  | 70        |

|           |  |           |
|-----------|--|-----------|
| 5.1.8.    | Cortes Basales . . . . .   | 71        |
| 5.1.9.    | Cargas en Pernos de Anclaje . . . . .  | 71        |
| 5.1.9.1.  | Cargas de Levantamiento . . . . .  | 71        |
| 5.1.9.2.  | Cargas Cortantes . . . . .   | 71        |
| 5.1.10.   | Cargas sobre Silla de Anclaje . . . . .  | 72        |
| 5.1.11.   | Cargas en Pernos de Manto . . . . .  | 72        |
| 5.2.      | Resumen Verificaciones. Estanque Soldado . . . . .                               | 73        |
| 5.3.      | Resumen Verificaciones. Estanque Apernado . . . . .                              | 75        |
| <b>6.</b> | <b>Modelo de Elementos Finitos</b>   | <b>77</b> |
| 6.1.      | Consideraciones Generales . . . . .  | 77        |
| 6.2.      | Definición de Cargas . . . . .   | 78        |
| 6.2.1.    | Cargas de Viento . . . . .   | 78        |
| 6.2.2.    | Cargas Vivas . . . . .   | 78        |
| 6.2.3.    | Cargas Sísmicas . . . . .  | 79        |
| 6.2.4.    | Cargas de Agua . . . . .   | 81        |
| 6.2.5.    | Combinaciones de Carga . . . . .   | 81        |
| 6.3.      | Modelo N°1: Presiones en el manto . . . . .                                      | 82        |
| 6.4.      | Modelo N°2: Link Support . . . . .   | 85        |
| 6.5.      | Modelo N°3: Masas en el Manto y Frames . . . . .                                 | 88        |
| 6.6.      | Modelo N°4: Frames . . . . .   | 93        |
| <b>7.</b> | <b>Análisis de Resultados</b>  | <b>97</b> |
| 7.1.      | Análisis y Comparación de las Normas de Diseño . . . . .                         | 97        |
| 7.1.1.    | Cargas Sísmicas . . . . .  | 97        |
| 7.1.2.    | Cargas de Viento . . . . .   | 100       |
| 7.1.3.    | Diseño de Anclajes . . . . .   | 101       |
| 7.1.4.    | Diferencias en Tensiones Admisibles . . . . .                                    | 101       |
| 7.2.      | Análisis de los Estanques Diseñados . . . . .                                    | 102       |
| 7.2.1.    | Estructuración . . . . .   | 102       |
| 7.2.2.    | Verificaciones del diseño . . . . .  | 106       |
| 7.2.3.    | Costos de Fabricación, Transporte y Montaje . . . . .                            | 107       |
| 7.3.      | Comparación Planilla de Cálculo - Modelos . . . . .                              | 109       |
| 7.3.1.    | Análisis de los Períodos de Vibrar . . . . .                                     | 111       |
| 7.3.2.    | Análisis de las Tensiones en el Manto . . . . .                                  | 112       |
| 7.3.3.    | Análisis de las Cargas en Pernos de Anclaje . . . . .                            | 113       |
| 7.3.4.    | Análisis de los Cortes Basales y Momentos Volcantes . . . . .                    | 114       |
| 7.4.      | Análisis de las Metodologías Utilizadas en los Modelos Computacionales . . . . . | 115       |
| 7.4.1.    | Modelo N°1: Presiones . . . . .  | 115       |
| 7.4.2.    | Modelo N°2: Link Support . . . . .   | 115       |
| 7.4.3.    | Modelo N°3: Frames y Masas en el Manto . . . . .                                 | 116       |
| 7.4.4.    | Modelo N°4: Frames . . . . .   | 117       |
| 7.5.      | Análisis de las combinaciones de Cargas . . . . .                                | 118       |

|   |            |
|---|------------|
| <b>8. Comentarios y Conclusiones</b>          | <b>119</b> |
| 8.1. Normas de Diseño . . . . .               | 119        |
| 8.2. Modelos Computacionales . . . . .        | 121        |
| 8.3. Estanques Soldados y Apernados . . . . . | 122        |
| 8.4. Otras Conclusiones . . . . .             | 123        |
| <b>Bibliografía</b>                           | <b>124</b> |
| <b>9. Anexos</b>                              | <b>126</b> |

# Índice de Tablas

|       |   |    |
|-------|---|----|
| 3.1.  | Cargas vivas de techo uniformemente distribuidas, kPa. [9]. . . . .               | 31 |
| 3.2.  | Coefficiente de Fuerza, $C_f$ . [1], [3]. . . . .                                 | 34 |
| 3.3.  | Parámetros $z_g$ y $\alpha$ para determinar $K_z$ . [1], [3]. . . . .             | 35 |
| 3.4.  | Coefficiente $F_{aS}$ . [1], [3]. . . . .   | 37 |
| 3.5.  | Coefficiente $F_v$ . [1], [3]. . . . .  | 37 |
| 3.6.  | Factores de reducción para modos impulsivos y convectivos. [1], [3]. . . . .      | 40 |
| 3.7.  | Factor de Importancia según grupo sísmico. [1], [3]. . . . .                      | 40 |
| 3.8.  | Valores máximos del coeficiente sísmico. [8] . . . . .                            | 41 |
| 3.9.  | Coefficientes de diseño por Soldaduras. [3] . . . . .                             | 54 |
| 3.10. | Coefficientes de diseño por Soldaduras. [3] . . . . .                             | 55 |
| 3.11. | Resistencias de los pernos al corte. [10] . . . . .                               | 57 |
| 4.1.  | Comparación de clasificaciones por importancia. . . . .                           | 59 |
| 4.2.  | Comparación de clasificación de suelos. . . . .                                   | 59 |
| 4.3.  | Resumen geometría y parámetros del estanque en estudio. . . . .                   | 63 |
| 4.4.  | Resumen geometría y parámetros del estanque en estudio (Continuación). . . . .    | 64 |
| 5.1.  | Resumen Cargas Muertas (Ref: Anexo Sec 9.1.1.) . . . . .                          | 68 |
| 5.2.  | Resumen Cargas Vivas (Ref: Anexo Sec 9.1.2.) . . . . .                            | 68 |
| 5.3.  | Resumen Presiones de Agua (Ref: Anexo Sec. 9.1.3.) . . . . .                      | 69 |
| 5.4.  | Resumen Carga Total de Agua (Ref: Anexo Sec. 9.1.3.) . . . . .                    | 69 |
| 5.5.  | Resumen Cargas de Viento (Ref: Anexo Sec. 9.1.4.) . . . . .                       | 69 |
| 5.6.  | Resumen Aceleraciones Sísmicas (Ref: Anexo Sec 9.1.5.) . . . . .                  | 69 |
| 5.7.  | Resumen Aceleraciones Sísmicas. Continuación (Ref: Anexo Sec 9.1.5.) . . . . .    | 70 |
| 5.8.  | Resumen Momentos Volcantes (Ref: Anexo Sec. 9.1.6.) . . . . .                     | 70 |
| 5.9.  | Resumen Esfuerzos de Compresión en el Manto (Ref: Anexo Sec. 9.1.7 y 9.1.8)       | 70 |
| 5.10. | Resumen Cortes Basales (Ref: Anexo Sec. 9.1.9.) . . . . .                         | 71 |
| 5.11. | Resumen Tracción en Pernos de Anclajes (P.A.) (Ref: Anexo Sec. 9.1.10.) . . . . . | 71 |
| 5.12. | Resumen Corte en Pernos de Anclajes (Ref: Anexo Sec. 9.1.11. y 9.1.12.) . . . . . | 71 |
| 5.13. | Resumen Cargas en Silla de Anclaje (Ref: Anexo Sec. 9.1.13) . . . . .             | 72 |
| 5.14. | Resumen Carga Sobre un Perno de Manto (Ref: Anexo Sec. 9.1.14.) . . . . .         | 72 |
| 6.1.  | Coef. de Forma Manto Modelos. . . . .   | 78 |
| 6.2.  | Períodos de Vibrar de la Estructura . . . . .                                     | 83 |
| 6.3.  | Corte Basal y Momento Volcante. Modelo N°1. . . . .                               | 83 |
| 6.4.  | Solicitaciones de Tracción y Corte en los Pernos de Anclaje. Modelo N°1. . . . .  | 84 |
| 6.5.  | Tensiones en el anillo inferior del manto. Modelo N°1. . . . .                    | 84 |
| 6.6.  | Períodos de Vibrar de la Estructura . . . . .                                     | 86 |
| 6.7.  | Corte Basal y Momento Volcante. Modelo N°2. . . . .                               | 87 |
| 6.8.  | Solicitaciones de Tracción y Corte en los Pernos de Anclaje. Modelo N°2. . . . .  | 88 |



|       |   |     |
|-------|---|-----|
| 6.9.  | Tensiones en el anillo inferior del manto. Modelo N°2 . . . . .   | 88  |
| 6.10. | Períodos de Vibrar. Modelo N°3. . . . .   | 90  |
| 6.11. | Corte Basal y Momento Volcante. Modelo N°3 . . . . .  | 91  |
| 6.12. | Solicitaciones de Corte y Tracción en los Pernos de Anclaje. Modelo N°3. . . . .                                    | 91  |
| 6.13. | Tensiones en el anillo inferior del manto. Modelo N°3. . . . .  | 92  |
| 6.14. | Períodos de Vibrar. Modelo N°4. . . . .   | 94  |
| 6.15. | Corte Basal y Momento Volcante. Modelo N°4. . . . .   | 95  |
| 6.16. | Solicitaciones de Corte y Tracción en los Pernos de Anclaje. Modelo N°4. . . . .                                    | 95  |
| 6.17. | Tensiones en el anillo inferior del manto. Modelo N°4. . . . .  | 96  |
| 7.1.  | Comparación de Parámetros y Aceraciones Impulsivas . . . . .  | 97  |
| 7.2.  | Comparación de Parámetros y Aceleraciones Convectivas . . . . .   | 98  |
| 7.3.  | Cargas de Viento obtenidas . . . . .  | 101 |
| 7.4.  | Comparación de Cargas sobre Pernos de Anclaje . . . . .   | 101 |
| 7.5.  | Comparación Tensiones Admisibles de Pandeo en el Manto. . . . .   | 101 |
| 7.6.  | Diferencias en la Estructuración de los Estanques . . . . .   | 102 |
| 7.7.  | Pesos Totales de los Estanques Soldados y Apernados . . . . .   | 102 |
| 7.8.  | Diferencias en las verificaciones entre Estanques . . . . .   | 106 |
| 7.9.  | Costos de Fabricación, Transporte y Montaje. Estanque Apernado. (Fuente: EDYCE Ingeniería & Construcción) . . . . . | 107 |
| 7.10. | Costos de Fabricación, Transporte y Montaje. Estanque Soldado. (Fuente: EDYCE Ingeniería & Construcción) . . . . .  | 108 |
| 7.11. | Comparación Planilla - Modelo N°1: Presiones . . . . .  | 109 |
| 7.12. | Comparación Planilla - Modelo N°2: Link Support . . . . .   | 109 |
| 7.13. | Comparación Planilla - Modelo N°3 . . . . .   | 110 |
| 7.14. | Comparación Planilla - Modelo N°4: Barras Impulsivas y Convectivas. . . . .   | 110 |
| 7.15. | Resumen de Comparación Planilla - Modelos . . . . .   | 110 |
| 7.16. | Resumen de Comparación de Factores de Utilización . . . . .   | 111 |
| 9.1.  | Presiones Hidrostáticas . . . . .   | 128 |
| 9.2.  | Presión Hidrodinámica . . . . .   | 129 |
| 9.3.  | Presión Total de Agua . . . . .   | 129 |
| 9.4.  | Cargas de Agua Resultantes por Anillo . . . . .   | 129 |
| 9.5.  | Intervalos de Presión Básica según NCh432. . . . .  | 129 |
| 9.6.  | Intervalos de Presión Básica según NCh432. Continuación. . . . .  | 130 |
| 9.7.  | Esfuerzos de compresión en el manto por sismo. . . . .  | 137 |
| 9.8.  | Esfuerzos de compresión en el manto por sismo, condición vacía. . . . .   | 138 |
| 9.9.  | Tensiones de compresión en el manto producidas por Viento. . . . .  | 138 |
| 9.10. | Cargas en pernos del manto . . . . .  | 141 |
| 9.11. | Verificación de pandeo del manto según normas AWWA (Caso 1) . . . . .   | 147 |
| 9.12. | Verificación de pandeo del manto según normas AWWA (Caso 2) . . . . .   | 147 |
| 9.13. | Verificación de pandeo del manto según normas AWWA (Caso 3) . . . . .   | 147 |
| 9.14. | Verificación de pandeo del manto según NCh (Caso 1) . . . . .   | 148 |
| 9.15. | Verificación de pandeo del manto según NCh (Caso 2) . . . . .   | 148 |
| 9.16. | Verificación de pandeo del manto según NCh (Caso 3) . . . . .   | 148 |
| 9.17. | Espesores de placas de manto requeridos. Manto Soldado. . . . .   | 156 |
| 9.18. | Verificación Manto Soldado: Esfuerzos de Compresión (Caso 1) . . . . .  | 157 |
| 9.19. | Verificación Manto Soldado: Esfuerzos de Compresión (Caso 2) . . . . .  | 157 |
| 9.20. | Verificación Manto Soldado: Esfuerzos de Compresión (Caso 3) . . . . .  | 157 |

|       |   |     |
|-------|---|-----|
| 9.21. | Espesor de placas de manto requerido. Manto apernado. . . . .           | 163 |
| 9.22. | Espaciamiento mínimo entre pernos . . . . .                             | 164 |
| 9.23. | Verificación Espaciamiento entre pernos del manto . . . . .             | 164 |
| 9.24. | Verificación Distancia al borde . . . . .                               | 164 |
| 9.25. | Verificación Manto Apernado: Esfuerzos de Compresión (Caso 1) . . . . . | 165 |
| 9.26. | Verificación Manto Apernado: Esfuerzos de Compresión (Caso 2) . . . . . | 165 |
| 9.27. | Verificación Manto Apernado: Esfuerzos de Compresión (Caso 3) . . . . . | 165 |
| 9.28. | Verificación al corte vertical de los pernos de manto. . . . .          | 167 |
| 9.29. | Verificación al corte horizontal de los pernos de manto. . . . .        | 167 |

# Índice de Ilustraciones

|       |   |    |
|-------|---|----|
| 2.1.  | Componentes de un estanque. . . . .   | 12 |
| 2.2.  | Clasificación según tipo de Material . . . . .  | 13 |
| 2.3.  | Estanques según tipo de apoyo . . . . .   | 14 |
| 2.4.  | Sistemas de Anclaje en Estanques. [2] . . . . .   | 14 |
| 2.5.  | Tipos de uniones soldadas para estanques. [3] . . . . .   | 15 |
| 2.6.  | Tipos de unión de mantos de Estanques. . . . .  | 15 |
| 2.7.  | Cantidad de Estanques según capacidad.[6] . . . . .   | 16 |
| 2.8.  | Cantidad de Estanques versus capacidad, en miles de litros, según tipo de apoyo.<br>[6] . . . . . | 16 |
| 2.9.  | Componente impulsivo y convectivo en un estanque. [19] . . . . .                                  | 17 |
| 2.10. | Representación de modos Convectivos e Impulsivos . [16] . . . . .                                 | 18 |
| 2.11. | Distribución en función de la altura. [17] . . . . .  | 18 |
| 2.12. | Distribución en función del ángulo. [17] . . . . .  | 18 |
| 2.13. | Deslizamiento de estanque. [11] . . . . .   | 20 |
| 2.14. | Pandeo Local (Punta de Diamante).[11] . . . . .   | 20 |
| 2.15. | Pandeo Global (Pata de Elefante). [2] . . . . .   | 20 |
| 2.16. | Falla Sistema de Anclaje. [11] . . . . .  | 21 |
| 2.17. | Desprendimiento de fondo. [11] . . . . .  | 21 |
| 2.18. | Volcamiento. [11] . . . . .   | 21 |
| 2.19. | Falla por vaciado Rápido. [11] . . . . .  | 22 |
| 2.20. | Falla de válvula. [11] . . . . .  | 22 |
| 2.21. | Fallas obtenidas por modelos en ANSYS. . . . .  | 25 |
| 2.22. | Modelos desarrollados por el Autor en SAP2000 (Izquierda) y ANSYS (Derecha)                       | 26 |
| 2.23. | Comparación entre Cortes Basales y de Diseño obtenidos con los modelos. [25]                      | 27 |
| 2.24. | Distribución de Masas unidas con Resortes. [4] . . . . .  | 29 |
| 2.25. | Interacción líquido-estructura mediante franjas de Presión. [25] . . . . .                        | 29 |
| 3.1.  | Coefficiente de Forma para cuerpos circulares.[7] . . . . .                                       | 33 |
| 3.2.  | Distribución de Presiones de Viento en Galpones . . . . .   | 33 |
| 3.3.  | Aceleración de respuesta sísmica máxima considerada. [20]. . . . .                                | 36 |
| 3.4.  | Cálculo de coeficiente $C_i$ . [18]. . . . .  | 39 |
| 3.5.  | Dimensiones Silla de Anclaje . . . . .  | 48 |
| 4.1.  | Elevación Estanque Estudiado . . . . .  | 61 |
| 4.2.  | Corte en Elevación Estanque Estudiado . . . . .   | 61 |
| 4.3.  | Parámetros Anclajes Estanque Estudiado. . . . .   | 62 |
| 4.4.  | Parámetros Anclajes Estanque Estudiado. . . . .   | 62 |
| 4.5.  | Corte en Planta Estanque Estudiado . . . . .  | 63 |
| 4.6.  | Unión Manto-Fondo Soldada. [5] . . . . .  | 65 |

|       |  |     |
|-------|--|-----|
| 4.7.  | Unión Manto - Techo Soldada. [5]   | 65  |
| 4.8.  | Esquema General de Conexión Apernada                                       | 66  |
| 4.9.  | Accesorios de Conexiones apernadas   | 66  |
| 4.10. | Unión Manto-Fondo Apernada.  | 67  |
| 4.11. | Unión Manto-Techo Apernada.  | 67  |
| 6.1.  | Distribución Presiones de Viento.  | 78  |
| 6.2.  | Generación de Espectro Híbrido. NCh2369                                    | 79  |
| 6.3.  | Generación de Espectro Híbrido. Normas AWWA.                               | 79  |
| 6.4.  | Generación de Espectro Híbrido.  | 80  |
| 6.5.  | Distribución de Presión Hidrostática en los Modelos                        | 81  |
| 6.6.  | Solicitaciones Sísmicas Convectivas en el Manto                            | 82  |
| 6.7.  | Solicitaciones Sísmicas Impulsivas en el Manto                             | 82  |
| 6.8.  | Modelo N°2. Masas puntuales unidas al manto con <i>Link Supports</i> .     | 85  |
| 6.9.  | Modos de vibrar Conectivos e Impulsivos. Modelo N°2.                       | 87  |
| 6.10. | Modelo N°3. Masas en el Manto y Puntual.                                   | 89  |
| 6.11. | Modo de Vibrar Convectivo  | 90  |
| 6.12. | Tensiones en el anillo inferior para la combinación C1. Modelo N°3.        | 92  |
| 6.13. | Modelo N°4. Masas puntuales unidas al manto con <i>Frames</i> .            | 93  |
| 6.14. | Modos de vibrar Conectivos e Impulsivos. Modelo N°4.                       | 94  |
| 6.15. | Tensiones en el anillo inferior para la combinación C1. Modelo N°4.        | 96  |
| 7.1.  | Espectros Impulsivos definidos por normas AWWA y NCh.                      | 98  |
| 7.2.  | Espectros Convectivos. Normas AWWA y NCh.                                  | 99  |
| 7.3.  | Espectros Convectivos. Normas AWWA y NCh. $R_c= 1.0$ .                     | 100 |
| 7.4.  | Comportamiento del Peso Total v/s Capacidad.                               | 103 |
| 7.5.  | Peso Estanques v/s Capacidad. $H_L/D=0.40$                                 | 104 |
| 7.6.  | Peso Estanques v/s Capacidad. $H_L/D=0.65$                                 | 104 |
| 7.7.  | Comportamiento Pesos totales en función de la Capacidad.                   | 105 |
| 7.8.  | Períodos Impulsivos y Convectivos  | 111 |
| 7.9.  | Tensiones de Compresión Longitudinal en el Manto.                          | 112 |
| 7.10. | Tensiones Hidrodinámicas en el Manto.                                      | 113 |
| 7.11. | Cargas de Tracción y Corte en Pernos de Anclaje.                           | 113 |
| 7.12. | Cortes Basales.  | 114 |
| 7.13. | Momentos Volcantes.  | 114 |
| 7.14. | Tensiones locales en el manto  | 116 |
| 7.15. | Modo de vibrar N°47: Modo impulsivo superpuesto con otros modos de vibrar. | 117 |
| 9.1.  | Dimensiones en camión de placas de manto                                   | 142 |

# Simbología

| Parámetro     | Descripción   | Unidades               |
|---------------|---|------------------------|
| a             | Largo paralelo al manto de placa superior de silla de anclaje         | [mm], [in]             |
| $A_0$         | Aceleración efectiva máxima dependiente de la zona sísmica            | [g]                    |
| $A_{AB}$      | Área transversal del perno de anclaje                                 | [ $mm^2$ ], [ $in^2$ ] |
| $A_c$         | Aceleración convectiva de diseño                                      | [g]                    |
| $A_f$         | Aceleración convectiva diseño de altura de ola                        | [g]                    |
| $A_i$         | Aceleración impulsiva de diseño                                       | [g]                    |
| $A_{p-manto}$ | Proyección vertical del área del manto                                | [ $m^2$ ], [ $ft^2$ ]  |
| $A_{p-techo}$ | Proyección vertical del área del techo                                | [ $m^2$ ], [ $ft^2$ ]  |
| $A_{r-pro}$   | Proyección horizontal del área del techo del estanque                 | [ $m^2$ ], [ $ft^2$ ]  |
| $a_{SC}$      | Factor que modifica la sobrecarga de techo definida por la NCh        | -                      |
| $A_T$         | Área transversal horizontal de anillo de manto                        | [ $m^2$ ], [ $ft^2$ ]  |
| $A_v$         | Aceleración vertical de diseño  | [g]                    |
| $A_V$         | Área transversal vertical del anillo del manto                        | [ $m^2$ ], [ $ft^2$ ]  |
| $A_{WE}$      | Área de la soldadura  | [ $mm^2$ ], [ $in^2$ ] |
| b             | Largo perpendicular al manto de la placa superior de silla de anclaje | [mm], [in]             |
| $b_S$         | Altura de las placas de manto   | [m], [ft]              |
| C             | Coefficiente modificador de presiones básicas para norma NCh          | -                      |
| CA            | Espesor de corrosión permitido  | [mm], [in]             |
| $C_f$         | Coefficiente de forma para presiones de viento según normas AWWA      |                        |
| $C_i$         | Parámetro requerido para la obtención de $T_i$ según API650           | -                      |
| $C_{max}$     | Coefficiente sísmico máximo definido por norma NCh                    | [g]                    |
| d             | diámetro pernos del manto   | [mm], [in]             |
| D             | diámetro del estanque   | [m], [ft]              |
| $d_{PA}$      | diámetro pernos de anclaje  | [mm], [in]             |
| e             | Excentricidad medido desde el borde del manto al centro del perno     | [mm], [in]             |
| E             | Módulo de Young   | [Mpa], [psi]           |

| Parámetro      | Descripción  | Unidades                     |
|----------------|--|------------------------------|
| $E_{JE}$       | Factor de reducción de la resistencia dependiente del tipo de soldadura                            | -                            |
| f              | Distancia entre el borde más alejado del manto y el comienzo de la perforación en silla de anclaje | [mm], [in]                   |
| F              | Cargas asociadas a los contenidos del estanque   | -                            |
| $F_{aS}$       | Factor de ampliación de $S_S$ según tipo de suelo  | -                            |
| $F_a$          | Tensión admisible para el pandeo en el manto según norma NCh                                       | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ] |
| $F_{EXX}$      | Resistencia de clasificación del electrodo de soldadura  | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ] |
| $F_L$          | Tensión admisible para el pandeo en el manto según normas AWWA para estanque soldado               | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ] |
| $F_{NW}$       | Tensión nominal que resiste la soldadura   | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ] |
| $F_u$          | Tensión de ruptura del material  | [Mpa], [ksi]                 |
| $F_v$          | Factor de ampliación de $S_1$ según tipo de suelo  | -                            |
| $F_y$          | Tensión de Fluencia  | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ] |
| G              | Gravedad específica del agua   | -                            |
| g              | Aceleración de gravedad  | [m/s <sup>2</sup> ]          |
| $G_f$          | Coefficiente del efecto ráfaga de las cargas de viento   | -                            |
| $h_{at}$       | Altura de manto permitida sin atiesar  | [m], [ft]                    |
| $h_c$          | Altura de la silla de anclaje  | [mm], [in]                   |
| $h_f$          | Altura de la revancha de manto   | [m], [ft]                    |
| $H_L$          | Altura máxima de operación del estanque  | [m], [ft]                    |
| $h_p$          | Altura de presión  | [m], [ft]                    |
| $h_{sloshing}$ | Altura de ola  | [m], [ft]                    |
| $h_t$          | Altura total del manto del estanque  | [m], [ft]                    |
| $H_T$          | Altura total del estanque  | [m], [ft]                    |
| $I_E$          | Factor de importancia del sismo según normas AWWA  | -                            |
| $I_S$          | Factor de importancia del sismo según norma NCh  | -                            |
| $I_V$          | Coefficiente de importancia del viento según normas AWWA   | -                            |
| $J_S$          | Factor de proporción del volcamiento por sismo   | -                            |
| $J_V$          | Factor de proporción del volcamiento por viento  | -                            |
| K              | Factor de escala para pasar de espectro con amortiguamientos del 5 % al 0,5 %                      |                              |
| $k_c$          | Rigidez de los contenidos asociados a la componente convectiva                                     | [N/m]                        |

| Parámetro   | Descripción  | Unidades        |
|-------------|--|-----------------|
| $k_i$       | Rigidez de los contenidos asociados a la componente impulsiva  | [N/m]           |
| $K_z$       | Coefficiente de presión por velocidad según tipo de exposición                                       | -               |
| $L_{BA}$    | Ancho interior mínimo del anillo basal   | [mm], [in]      |
| $L_{eh}$    | Distancia horizontal del perno al borde de la placa  | [mm], [in]      |
| $L_{ev}$    | Distancia vertical del perno al borde de la placa  | [mm], [in]      |
| $L_r$       | Carga Resultante de techo  | [kN], [lb]      |
| $L_S$       | Largo de placas de manto   | [m], [ft]       |
| $L_W$       | Largo de soldadura   | [mm], [in]      |
| $M_R$       | Momento volcante resistente  | [kN-m], [lb-ft] |
| $M_{v-S}$   | Momento Volcante por sismo   | [kN-m], [lb-ft] |
| $M_{v-SE}$  | Momento Volcante por sismo en codición vacía   | [kN-m], [lb-ft] |
| $M_{v-SH}$  | Momento Volcante por sismo horizontal  | [kN-m], [lb-ft] |
| $M_{v-SV}$  | Momento Volcante por sismo vertical  | [kN-m], [lb-ft] |
| $M_{v-V}$   | Momento Volcante por viento  | [kN-m], [lb-ft] |
| n           | Parámetro dependiente del tipo de suelo para determinar las demandas sísmicas convectivas, según NCh | -               |
| N           | Número de pernos resistentes al levantamiento  | -               |
| $N_c$       | Fuerza convectiva por unidad de longitud asociada a la hoop tensile                                  | [N/m], [lb/ft]  |
| $n_c$       | Número de columnas de pernos   | -               |
| $N_h$       | Fuerza hidrostática por unidad de longitud asociada a la hoop tensile                                | [N/m], [lb/ft]  |
| $N_i$       | Fuerza impulsiva por unidad de longitud asociada a la hoop tensile                                   | [N/m], [lb/ft]  |
| $N_{PH}$    | Número total de pernos de una línea horizontal   |                 |
| $N_{PV}$    | Número total de pernos de una línea vertical   | -               |
| $n_r$       | Número de filas de pernos  | -               |
| $\emptyset$ | Ángulo entre el eje de revolución del techo cónico y su generatriz                                   | [°]             |
| $P_A$       | Carga del perno de anclaje que pasa a la silla para cálculo de cargas                                | [kN], [lb]      |
| $p_{BH}$    | Corte horizontal que pasa por un perno del manto   | [kN], [lb]      |
| $p_{BV}$    | Corte vertical que pasa por el perno del manto   | [kN], [lb]      |
| $P_S$       | Carga de levantamiento sobre un perno de anclaje por sismo   | [kN], [lb]      |

| Parámetro | Descripción   | Unidades                                   |
|-----------|---|--|
| $P_{SE}$  | Carga de levantamiento sobre un perno de anclaje por sismo, condición vacía                                     | [kN], [lb]                                 |
| $P_{SH}$  | Carga de levantamiento sobre un perno de anclaje por sismo horizontal   | [kN], [lb]                                 |
| $P_{SHE}$ | Carga de levantamiento sobre un perno de anclaje por sismo horizontal, para la condición vacía                  | [kN], [lb]                                 |
| $P_{SV}$  | Carga de levantamiento sobre un perno de anclaje por sismo vertical   | [kN], [lb]                                 |
| $P_{SVE}$ | Carga de levantamiento sobre un perno de anclaje por sismo vertical, para la condición vacía                    | [kN], [lb]                                 |
| $P_{TS}$  | Hoop Tensile Total  | [kN], [lb]                                 |
| $P_V$     | Carga de levantamiento sobre un perno de anclaje por viento   | [kN], [lb]                                 |
| $P_w$     | Fuerza total del agua en el manto   | [kN], [lb]                                 |
| q         | Presión Básica de viento según norma Chilena  | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ]               |
| Q         | Capacidad del estanque  | [m <sup>3</sup> ], [ft <sup>3</sup> ]      |
| $Q_B$     | Corte basal resultante  | [kN], [lb]                                 |
| $q_z$     | Presión por velocidad del viento para la altura z según norma AWWA  | [N/m <sup>2</sup> ], [lb/ft <sup>2</sup> ] |
| R         | Radio del estanque  | [m], [ft]                                  |
| r         | Proporción entre la fuerza transmitida por los pernos y por la sección conectada                                | -  |
| $R_c$     | Factor de reducción de la respuesta sísmica de las componentes convectivas                                      | -  |
| $R_i$     | Factor de reducción de la respuesta sísmica de las componentes impulsivas                                       |  |
| $R_{NW}$  | Resistencia de la soldadura   | [kN], [lb]                                 |
| $S_1$     | Aceleración espectral máxima para período de 1,0s, con 5 % de amortiguamiento y suelo tipo B, según normas AWWA | [g]  |
| $S_{ac}$  | Aceleraciones espectrales convectivas   | [g]  |
| $S_{ai}$  | Aceleraciones espectrales impulsivas  | [g]  |
| $S_{aM}$  | Aceleración espectral máxima definida según norma ASCE  | [g]  |
| $S_{D1}$  | Aceleración espectral de diseño para período de 1,0s, con 5 % de amortiguamiento, según normas AWWA             | [g]  |
| $S_{DS}$  | Aceleración espectral de diseño para período de 0,2s, con 5 % de amortiguamiento, según normas AWWA             | [g]  |



| Parámetro   | Descripción   | Unidades           |
|-------------|---|--------------------|
| $S_g$       | Distancia entre las placas verticales de silla de anclaje   | [mm], [in]         |
| $S_H$       | Espaciamiento máximo horizontal entre pernos del manto  | [mm], [in]         |
| $S_{M1}$    | Aceleración espectral máxima para período de 1,0s, con 5 % de amortiguamiento, según normas AWWA                | [g]                |
| $S_{MS}$    | Aceleración espectral máxima para período de 0,2s, con 5 % de amortiguamiento, según normas AWWA                | [g]                |
| $S_S$       | Aceleración espectral máxima para período de 0,2s, con 5 % de amortiguamiento y suelo tipo B, según normas AWWA | [g]                |
| $S_v$       | Espaciamiento máximo vertical entre pernos del manto  | [mm], [in]         |
| $S_V$       | Cargas asociadas al sismo vertical  |                    |
| T'          | Parámetro dependiente del tipo de suelo para determinar las demandas sísmicas convectivas, según NCh            | [s]                |
| $t_1$       | Espesor del anillo inferior del manto   | [mm], [in]         |
| $t_b$       | Espesor de diseño del fondo del estanque  | [mm], [in]         |
| $t_{BA}$    | Espesor del anillo basal  | [mm], [in]         |
| $T_c$       | Período de vibrar de las componentes convectivas  | [s]                |
| $t_{cr}$    | Espesor del anillo de anclajes continuo   | [mm], [in]         |
| $T_i$       | Período de vibrar de las componentes impulsivas   | [s]                |
| $T_L$       | Período largo de terremoto  | [s]                |
| $t_r$       | Espesor de las placas de techo del estanque   | [mm], [in]         |
| $t_s$       | Espesor de anillo de manto  | [mm], [in]         |
| $T_S$       | Parámetro para la obtención del las aceleraciones impulsivas según normas AWWA                                  | [s]                |
| $t_{TP}$    | Espesor de la placahorizontal de la silla de anclaje  | [mm], [in]         |
| $t_u$       | Espesor equivalente del manto del estanque  | [mm], [in]         |
| $t_{VP}$    | Espesor de las placas verticales de la silla de anclaje   | [mm], [in]         |
| U           | Factor de escala para espectro de diseño según normas AWWA  | -                  |
| v           | Velocidad del viento  | [m/s]              |
| V           | Carga de viento resultante  | [kN], [lb]         |
| $V_{ALLOW}$ | Carga cortante admisible en el estanque   | [kN], [lb]         |
| $V_b$       | Volumen del fondo del estanque  | $[m^3]$ , $[ft^3]$ |
| $V'_b$      | Volumen del fondo del estanque en condición corroída  | $[m^3]$ , $[ft^3]$ |
| $V_{fs}$    | Carga de cortes basales por sismo   | [kN], [lb]         |

| Parámetro | Descripción   | Unidades              |
|-----------|---|-----------------------|
| $V_{fsE}$ | Carga de cortes basales por sismo en condición vacía  | [kN], [lb]            |
| $V_{fv}$  | Carga de cortes basales por viento  | [kN], [lb]            |
| $V_i$     | Volumen de las componentes impulsivas   | [ $m^3$ ], [ $ft^3$ ] |
| $V_{NET}$ | Carga cortante efectiva que deben resistir pernos de anclaje  | [kN], [lb]            |
| $V_r$     | Volumen del techo del estanque  | [ $m^3$ ], [ $ft^3$ ] |
| $V'_r$    | Volumen del techo del estanque en condición corroída  | [ $m^3$ ], [ $ft^3$ ] |
| $V_S$     | Volumen del manto del estanque  | [ $m^3$ ], [ $ft^3$ ] |
| $V'_S$    | Volumen del manto del estanque en condición corroída  | [ $m^3$ ], [ $ft^3$ ] |
| $V_t$     | Volumen total del estanque  | [ $m^3$ ], [ $ft^3$ ] |
| $V'_t$    | Volumen total del estanque en condición corroída  | [ $m^3$ ], [ $ft^3$ ] |
| $V_{TC}$  | Volumen total de los contenidos del estanque  | [ $m^3$ ], [ $ft^3$ ] |
| $W'$      | Carga Muerta del techo y manto del estanque, en condición corroída                                  | [kgf], [kN]           |
| $W_b$     | Carga Muerta de la Base del Estanque  | [kgf], [kN]           |
| $W_c$     | Peso de la porción de los contenidos que responde de forma convectiva                               | [kgf], [kN]           |
| $W_H$     | Carga horizontal en la soldadura que une la silla de anclaje al manto, por unidad de largo          | [N/m], [lb/ft]        |
| $W_i$     | Peso de la porción de los contenidos que responde de forma impulsiva                                | [kgf], [kN]           |
| $w_L$     | Porción resistente de los contenidos del estanque por unidad de longitud de circunferencia de manto | [N/m], [lb/ft]        |
| $W_r$     | Carga Muerta del Techo  | [kgf], [kN]           |
| $W_s$     | Carga Muerta del Manto  | [kgf], [kN]           |
| $w_t$     | Peso de manto y techo por unidad de longitud de circunferencia de manto                             | [N/m], [lb/ft]        |
| $W'_T$    | Carga Muerta total del estanque, en condición corroída.   | [kgf], [kN]           |
| $W_{TC}$  | Peso del contenido total del Estanque   | [kgf], [kN]           |
| $W_{TT}$  | Carga Muerta de las partes del estanque. $W_r + W_s + W_b$ .  | [kgf], [kN]           |
| $W_V$     | Carga vertical en la soldadura que une la silla de anclaje al manto, por unidad de largo            | [N/m], [lb/ft]        |
| $X_c$     | Altura desde el nivel del suelo a la que actúan las componentes impulsivas                          | [m], [ft]             |
| $X_i$     | Altura desde el nivel del suelo a la que actúan las componentes impulsivas                          | [m], [ft]             |

| Parámetro         | Descripción   | Unidades                                   |
|-------------------|---|--|
| $X_r$             | Altura desde el nivel del suelo al centro de gravedad del techo                       | [m], [ft]                                  |
| $X_S$             | Centro de gravedad del manto  | [m], [ft]                                  |
| $Z$               | Factor de Reducción para tensiones locales en el manto por silla de anclaje (AISI)    | -  |
| $z$               | Altura sobre el nivel del suelo a la cual se quiere conocer el coeficiente $K_Z$      | [m], [ft]                                  |
| $z_g$             | Parámetro para la obtención de $K_Z$  | [m], [ft]                                  |
| $\alpha$          | Parámetro para la obtención de $K_Z$  | -  |
| $\gamma_c$        | Peso específico del hormigón  | [kgf/m <sup>3</sup> ],[kN/m <sup>3</sup> ] |
| $\gamma_S$        | Peso específico del acero   | [kgf/m <sup>3</sup> ],[kN/m <sup>3</sup> ] |
| $\gamma_W$        | Peso específico del agua  | [kgf/m <sup>3</sup> ],[kN/m <sup>3</sup> ] |
| $\Delta C_c$      | Coeficiente para determinar $\sigma_{cr}$   | -  |
| $\theta$          | Ángulo de inclinación del techo del estanque  | [°]  |
| $\xi_c$           | Amortiguamiento de las componentes convectivas  | [%]  |
| $\xi_c$           | Amortiguamiento de las componentes impulsivas   | [%]  |
| $\rho$            | Densidad del agua   | [kg/m <sup>3</sup> ],[lb/m <sup>3</sup> ]  |
| $\sigma_a$        | Tensión admisible para el pandeo en el manto según normas AWWA para estanque apernado | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ]               |
| $\sigma_{adm-AB}$ | Tensión admisible para la tracción de los pernos de anclaje                           | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ]               |
| $\sigma_{adm-B}$  | Tensión admisible para el aplastamiento de las perforaciones de placas de manto       | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ]               |
| $\sigma_{adm-TB}$ | Tensión admisible para la tracción en las placas de manto apernado                    | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ]               |
| $\sigma_{adm-TW}$ | Tensión admisible para la tracción en las placas de manto soldado                     | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ]               |
| $\sigma_{cr}$     | Aumento en la tensión admisible a la compresión                                       | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ]               |
| $\sigma_{c-S}$    | Compresión Longitudinal en el manto del estanque por sismo                            | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ]               |
| $\sigma_{c-SE}$   | Compresión Longitudinal en el manto del estanque en condición vacía por sismo         | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ]               |
| $\sigma_{c-V}$    | Compresión Longitudinal en el manto del estanque por viento                           | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ]               |
| $\sigma_e$        | Tensión admisible a la compresión   | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ]               |
| $\sigma_{L-AWWA}$ | Tensión mínima de techo definida por normas AWWA                                      | [kgf/m <sup>2</sup> ],[Kn/m <sup>2</sup> ] |
| $\sigma_{L-NCh}$  | Tensión de techo definida por norma NCh   | [kgf/m <sup>2</sup> ],[Kn/m <sup>2</sup> ] |

| Parámetro          | Descripción   | Unidades                     |
|--------------------|---|------------------------------|
| $\sigma_{nv}$      | Tensión admisible al corte para los pernos de manto                       | [Mpa], [ksi]                 |
| $\sigma_{SAC}$     | Tensión local en el manto producto de la silla de anclaje                 | [Mpa], [ksi]                 |
| $\sigma_{TP}$      | Tensión que recibe la placa horizontal superior de la silla de anclaje    | [Mpa], [ksi]                 |
| $\sigma_{Vm-AWWA}$ | Presión de viento resultante en el manto del estanque según norma AWWA    | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ] |
| $\sigma_{Vm-NCh}$  | Presión de viento resultante en el manto del estanque según norma Chilena | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ] |
| $\sigma_{VrE}$     | Presión de viento entrante sobre el techo                                 | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ] |
| $\sigma_{VrH}$     | Proyección horizontal de las presiones de techo                           | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ] |
| $\sigma_{VrS}$     | Presión de viento saliente sobre el techo                                 | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ] |
| $\sigma_{VrV}$     | Proyección vertical de las presiones de techo                             | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ] |
| $\sigma_w$         | Presión hidrostática en el manto  | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ] |
| $\tau_{ADM-AB}$    | Esfuerzos de corte admisibles para los pernos de anclaje                  | [Mpa], [lb/ft <sup>2</sup> ] |

# Capítulo 1

## Descripción del Trabajo de Título

### 1.1. Introducción

En Chile se llevan a cabo una gran cantidad de proyectos en la industria, tales como construcciones, mantenciones o ampliaciones de plantas mineras e industriales, muchas de las cuales requieren de estanques dentro de su equipamiento para funcionar. Estos equipos son, en su mayoría, construidos en acero al carbono o acero inoxidable, y son escogidos por sobre otros materiales principalmente debido a su proceso de limpieza sencillo, y a su poca reacción con los líquidos que almacenan, ya sean productos finales de una cadena de producción, como es en el caso del vino, o insumos utilizados durante la cadena, como el petróleo, el agua o residuos peligrosos.

Particularmente, los estanques de acero al carbono se encuentran en el mercado nacional de forma soldada y apernada, ya sea por empresas nacionales que los fabrican, en el caso de los primeros, o por importación, en la mayoría de los casos apernados. Los diseños generalmente son desarrollados en base a la norma API 650 por ingenieros del extranjero, y validados por ingenieros nacionales para ser montados en el país.

El American Water Works Association (AWWA), asociación internacional sin fines de lucro dedicada a mejorar la calidad y el suministro del agua, desarrolló normas para el diseño de estanques de acero al carbono apernados y soldados para almacenamiento de este líquido, entregando criterios de diseño de estanques basados en la teoría desarrollada por Housner (1963).

Desde el punto de vista estructural, los principales desafíos que presentan este tipo de estructuras dicen relación con realizar un diseño sismorresistente, teniendo en cuenta la interacción líquido-estructura, de tal forma que el equipo sea capaz de, en primer lugar, no sufrir daños graves durante el sismo, además de continuar cumpliendo con su función de contener líquido, e idealmente, continuar con su operación lo antes posible.

A partir de lo anterior, es que surgió la motivación de desarrollar un modelo de estanque de acero al carbono para almacenamiento de agua, reproducible en proyectos industriales de todo tipo, económico, fácil de construir y montar, y que sea diseñado bajo las normas AWWA, cumpliendo con los requisitos de diseño chilenos entregados por la norma Nch.2369 Of.2003.

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. Objetivo General**

El objetivo principal de la investigación consistió en desarrollar un modelo de estanque de acero al carbón para almacenamiento de agua, de dimensiones dadas, apernado o soldado, fabricado y montado en Chile, reproducible en diferentes proyectos, diseñado según las normas AWWA, y que cumpla con los requisitos entregados por la norma chilena NCh.2369 o cualquier otra norma que se aplique, buscando la eficiencia económica y estructural del diseño.

### **1.2.2. Objetivos Específicos**

Los objetivos específicos del presente trabajo fueron los siguientes:

- Diseñar dos modelos de estanques, uno apernado y otro soldado, según las normas AWWA D103-09 y AWWA D100-11, que cumplan con los alcances tanto de la norma NCh.2369 Of.2003, como de otras normas nacionales aplicables.
- Verificar el comportamiento de los estanques y demostrar la fiabilidad de los resultados entregados por los diseños de las normas AWWA D103-09 y AWWA D100-11, a través de un modelo de elementos finitos utilizando el software SAP2000 v20.2.0.
- Realizar una comparación técnica, constructiva y económica de ambos modelos, que permitan escoger uno de los dos a través del análisis de las ventajas y desventajas de cada modelo bajo los aspectos mencionados.

## **1.3. Metodología**

### **1.3.1. Revisión Bibliográfica**

Durante la primera etapa de la investigación, se realizó una revisión de la bibliografía seleccionada, dentro de la cuales se encontraban trabajos de titulación anteriores, investigaciones, normas, procedimientos de diseño y estudios de daños observados para el terremoto de 2010, con la finalidad de conocer los tipos de estanques, los conceptos que gobiernan su diseño, sus fallas, los requisitos y criterios de carga, y las recomendaciones que los documentos entregan para diseñar estanques de almacenamiento de agua, tanto apernados como soldados.

### **1.3.2. Desarrollo de planilla de cálculo de estanques y definición de la geometría de los estanques**

Una vez realizada la revisión bibliográfica, se desarrolló una planilla de cálculo utilizando Excel, para así realizar el diseño con los criterios y requisitos encontrados en los documentos normativos estudiados. La planilla desarrollada tenía por objetivo verificar diferentes diseños

de estanques, ya sean apernados o soldados, de diferentes radios, alturas, sistemas de anclajes e inclinaciones de techo. Se estableció además el diámetro y la altura utilizada en los diseños estudiados.

### **1.3.3. Verificación del comportamiento de los diseños con modelo de elementos finitos en SAP2000**

En esta etapa se buscó demostrar la aplicabilidad de las normas AWWA en Chile, teniendo en cuenta las particularidades sísmicas presentes en el país. Para ello, se llevó a cabo una verificación del comportamiento del diseño creado con las normas mencionadas, a través de modelos de elementos finitos desarrollados en el software de cálculo estructural SAP2000 v20.2.0, para así, por una parte, demostrar la fiabilidad de los resultados entregados por la planilla de cálculo desarrollada, y por otra, validar los criterios de diseño de las normas AWWA.

### **1.3.4. Comparación bajo criterios técnicos, constructivos y económicos entre ambos diseños.**

Se realizó una comparación de los resultados obtenidos en los diseños definitivos de los estanques apernado y soldado. Se compararon los requisitos de diseño, lo entregado por la planilla y por los modelos de elementos finitos, y se efectuó una comparación entre los diseños, para determinar la mejor opción a desarrollar. Los criterios que se utilizaron para evaluar los estanques abarcan aspectos técnicos, constructivos y económicos, entre los que se encuentran: desempeño sísmico, tiempo y costos de fabricación, costos y dificultad de transporte, tiempo y costos de montaje, posibles problemas de funcionamiento, entre otros.

## **1.4. Resultados Esperados**

Con la presente investigación se buscó realizar un diseño seguro, eficiente y económico de un estanque para almacenamiento de agua diseñado con normas AWWA, de tal manera que, por una parte, se pudiera determinar en qué condiciones es válido el uso de las normas AWWA en Chile, y por otra, que se pudiese incorporar al mercado nacional una opción distinta a los estanques de acero al carbono actualmente presentes.

Además, se pretendió determinar si los resultados obtenidos al incorporar los requisitos de diseño nacionales a los criterios entregados por las normas AWWA eran consistentes, mediante la comparación entre normas y entre los resultados de la planilla de cálculo con los modelos de elementos finitos, para así asegurar que el diseño realizado fuese capaz de, entre otras cosas, enfrentar satisfactoriamente los eventos sísmicos recurrentes en el país.

Por último, se buscó desarrollar una planilla de cálculo que permitiera diseñar a futuro estanques de diferentes dimensiones para almacenamiento de agua, que incorporara los requisitos y criterios de diseño de las normas AWWA D100-11 y AWWA D103-09, pero que adicionalmente verificara el cumplimiento de los requisitos normativos chilenos entregados por la norma NCh.2369 Of.2003, y cualquier otra norma nacional que sea aplicable.

# Capítulo 2

## Marco Teórico

El presente capítulo tiene como objetivo principal contextualizar el trabajo de titulación y entregar las bases conceptuales utilizadas en el diseño y en el desarrollo de los modelo de elementos finitos. Se expone por lo tanto información de utilidad, que no necesariamente es utilizada para el diseño, y que se obtiene a partir de normas, artículos técnicos y trabajos de titulación anteriores.

### 2.1. Estanques de Acero: Descripción, Clasificaciones y Capacidades típicas

Los estanques de acero son equipos ampliamente utilizados en el sector industrial, y por lo tanto, existen de variados tipos, pero en general, todos están compuestos de al menos cuatro partes: manto, fondo, techo y apoyos o sistema de sujeción [6]. En particular, el manto está compuesto de anillos, que pueden unirse entre ellos a través de soldaduras o de pernos.

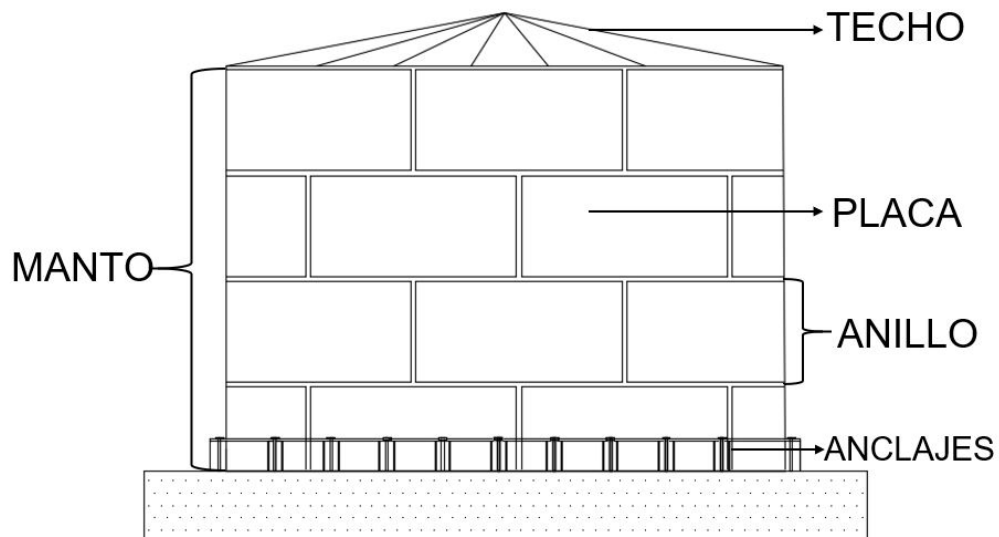


Figura 2.1: Componentes de un estanque.

De forma adicional, en algunos estanques se pueden encontrar otros elementos a los mencionados anteriormente, como son los anillos basales ubicados en la parte inferior, colocados



horizontalmente sobre la base y debajo del manto. También se pueden encontrar atiesadores de manto y vigas de viento, colocadas alrededor del manto del estanque, además de accesorios como válvulas, perforaciones, puertas de acceso, perfiles ángulo para conexiones, barandas y pasarelas de techo, entre otros.

Dada la variedad de estos equipos, se describen en las páginas siguientes distintos tipos de estanques, con otras capacidades, materiales y líquidos contenidos respecto a la presente investigación, con el objetivo de realizar una contextualización.

Los distintos tipos de estanques conllevan una gran cantidad de clasificaciones diferentes: Según su uso, material, esbeltez, forma del techo, sistema de apoyo, forma del fondo, según unión del manto, entre otros [6]. En el presente trabajo se muestran las clasificaciones de estanques según material, tipo de apoyo y según tipos de conexiones.

Los estanques clasificados según el material con el cual están contruidos se dividen básicamente en dos tipos: Hormigón Armado y Acero. Además, los estanques de acero tienen una subclasificación en estanques de Acero Inoxidable y de Acero al Carbono. Si bien los estanques de hormigón armado, de acero al carbono y de acero inoxidable son, en general, bastantes diferentes entre ellos, presentan algunas similitudes en cuanto a la interacción líquido-estructura durante eventos sísmicos.



a Estanque de Hormigón Armado, Mejillones, Chile. [23]



b Estanques de acero

Figura 2.2: Clasificación según tipo de Material

Los estanques clasificados según tipo de apoyo se pueden dividir en dos grandes grupos. En primer lugar, se encuentran los estanques apoyados sobre patas, los cuales utilizan estos elementos para apoyarse o anclarse al suelo o sistema de fundación diseñado.

Por otra parte, se encuentran los estanques directamente apoyados al suelo, que se estructuran con la totalidad del fondo del equipo colocado sobre la fundación o el suelo, y que, al igual que los estanques sobre patas, pueden estar simplemente apoyados o poseer de algún sistema de anclaje.



a Apoyado sobre Patas



b Fondo Apoyado

Figura 2.3: Estanques según tipo de apoyo

Según Barrios (2007), los estanques directamente apoyados al suelo se pueden clasificar a su vez en cuatro grandes grupos. El primero de ellos son los simplemente apoyados, que no poseen ningún tipo de anclaje ni elemento adicional que restrinja su movimiento.

El segundo, son los estanques con topes, que tienen elementos adicionales anclados al suelo que impiden el movimiento lateral, pero que no se unen al manto del estanque. El tercer grupo son los estanques con falda, que tienen elementos adicionales unidos al manto, que topan con la fundación, y que pueden estar o no estar anclados a esta, impidiendo únicamente el movimiento lateral si no se ancla.

La cuarta clasificación corresponde a los estanques con sistema de silla de anclaje, que constan de pernos anclados a la fundación y unidos en la parte inferior del estanque con sillas de anclaje, y que puede llevar un anillo rigidizador en la zona. Esta clasificación es de especial interés para el trabajo de titulación, ya que es el tipo de anclajes utilizados para el desarrollo de los modelos estructurales.



a Falda de Anclaje



b Silla de Anclaje

Figura 2.4: Sistemas de Anclaje en Estanques. [2]

El manto del estanque es construido a partir de grandes placas curvadas, las que son unidas entre ellas utilizando pernos o soldaduras para así formar los anillos, los que a su vez también se unen entre ellos de forma apernada o soldada para formar el manto. Las diferencias en los tipos de uniones se dan en todas las componentes del estanque, por lo que a partir de esto los estanques se clasifican según su tipo de conexión: apernada o soldada.

La importancia de esta clasificación radica en que el American Water Works Association tiene normas de diseño de estanques de acero separadas para los casos apernados y soldados.

Para el caso particular de los estanques soldados, las normas del American Water Works Association definen principalmente cuatro formas factibles de uniones mediante soldadura, las que son mostradas en la Figura N°2.5.

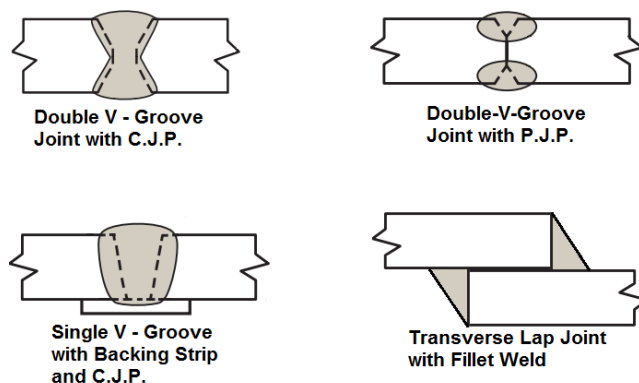


Figura 2.5: Tipos de uniones soldadas para estanques. [3]



a Estanque Apernado



b Estanque Soldado

Figura 2.6: Tipos de unión de mantos de Estanques.

Respecto a las capacidades típicas que se encuentran en la industria, Barros [6] llevó a cabo un estudio de la cantidad de estanques, y su respectiva capacidad de almacenamiento, presentes en la industria del vino. Si bien estos estanques no almacenan agua, y están hechos en su totalidad de acero inoxidable, los datos entregados sirven para tener un orden de magnitud de los estanques utilizados al menos en la industria vinícola.

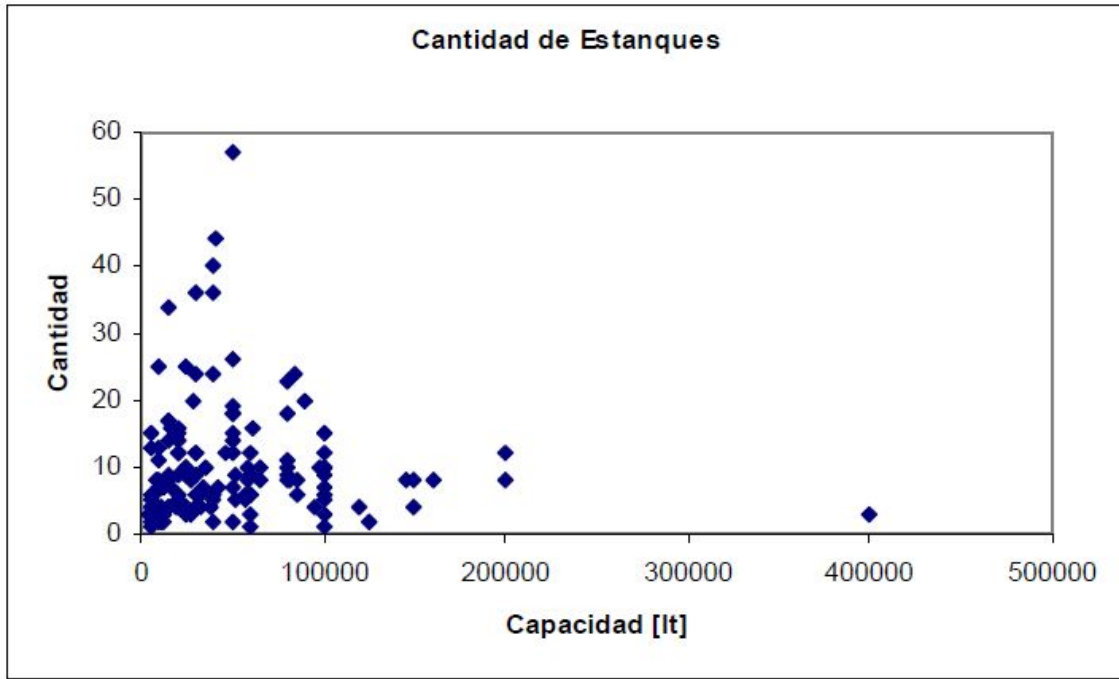


Figura 2.7: Cantidad de Estanques según capacidad.[6]

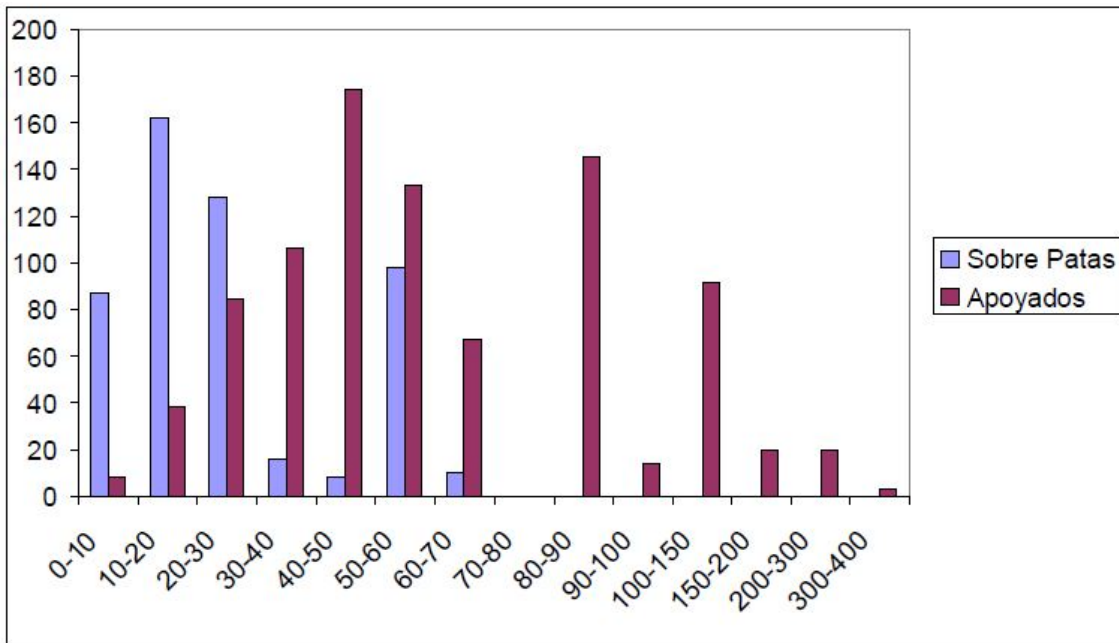


Figura 2.8: Cantidad de Estanques versus capacidad, en miles de litros, según tipo de apoyo. [6]

## 2.2. Comportamiento de los Estanques frente a Excitaciones Sísmicas

Una de las principales diferencias entre una estructura convencional, como un galpón, y un estanque, es el comportamiento que este tiene frente a excitaciones sísmicas. Estas diferencias se deben al líquido contenido, el cual desarrolla una interacción con la estructura contenedora, y en algunos casos presenta además diferencias en las formas de vibrar.

Particularmente, en el caso de los estanques de acero que almacenan agua, las formas de vibrar se manifiestan producto de principalmente dos tipos de aceleraciones: Las convectivas y las impulsivas. [16]

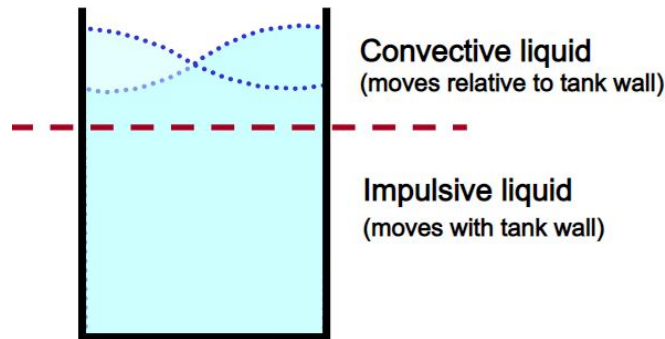


Figura 2.9: Componente impulsivo y convectivo en un estanque. [19]

Las aceleraciones impulsivas en el estanque están relacionadas con la vibración de la porción inferior del líquido contenido, que se mueve al unísono con las paredes de la estructura. Se caracteriza por períodos de vibrar bajos, frecuencias altas y amortiguamientos que varían entre el 2 y el 5 %, dependiendo de los supuestos de los documentos normativos.

Por su parte, la respuesta convectiva afecta a la porción superior de los contenidos del estanque, los cuales no vibran en conjunto con el estanque, y que producen efecto de oleaje en la parte superior del manto, como se puede apreciar en la Figura 2.9. Se caracteriza por períodos de vibrar largos, o frecuencias bajas, y amortiguamiento pequeño en torno al 0.5 %.

Desde el punto de vista estructural, según la teoría desarrollada por Housner [16] en 1963, la masa de agua contenida en el estanque se puede representar a través de dos grados de libertad independientes que se unen a las paredes del manto del equipo (Figura 2.10).

El primer grado de libertad está asociado a la componente impulsiva, cuya masa asociada se ubica en la parte inferior a una altura conocida, y, debido a que busca representar el movimiento unísono de la masa de agua con el manto del estanque, se une rígidamente a las paredes.

Las masas del grado de libertad convectivo se ubican por sobre las asociadas al grado de libertad impulsivo, y es unido al manto mediante resortes de rigidez y altura conocida. Con esto, se representa el efecto de oleaje que ocurre en la porción superior de los líquidos contenidos.

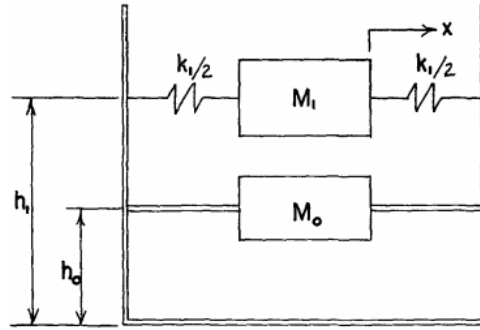


Figura 2.10: Representación de modos Convectivos e Impulsivos . [16]

La teoría presentada por Housner [16], es la base conceptual de las normas de diseño de estanques de almacenamiento de líquidos, además de ser la base teórica de muchos modelos computacionales que buscan representar el comportamiento sísmico de los estanques.

Adicionalmente, algunas normas utilizan distribuciones teóricas de cómo actúan las componentes impulsivas y convectivas frente a excitaciones sísmicas. Un ejemplo de lo anterior es la norma ACI350.3-06, la cual establece distribuciones en función del ángulo respecto a la dirección de la excitación y según la altura del manto.

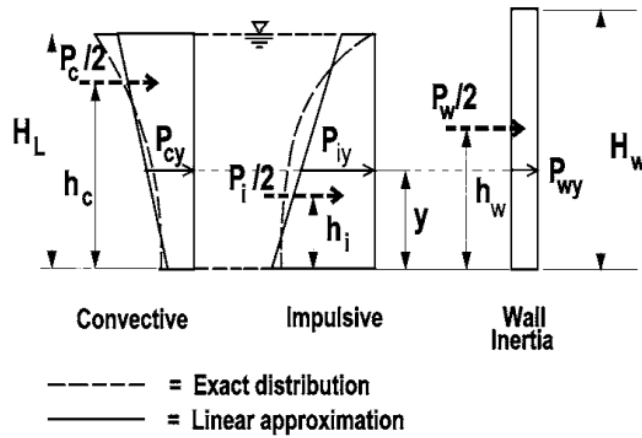


Figura 2.11: Distribución en función de la altura. [17]

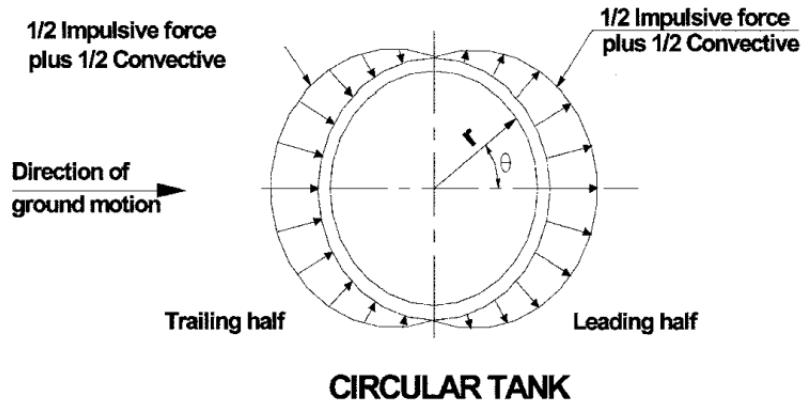


Figura 2.12: Distribución en función del ángulo. [17]

## 2.3. Daños, Fallas y Deficiencias de Diseño en Estanques de Acero

Chile experimenta frecuentemente eventos sísmicos, que tieneN como consecuencias grandes daños en la vivienda, la infraestructura y los servicios básicos del país. Por lo tanto, es lógico pensar que los estanques de acero también sufrieron grandes daños. Incluso, la teoría de Housner [16], se desarrolló en 1963 en base a los daños evidenciados en el terremoto ocurrido en Valdivia, en 1960.

El terremoto del Maule de 2010 no fue la excepción, y parte de los daños que se produjeron en estanques fueron registrados y estudiados en la industria vinícola por González [14], en su trabajo de Tesis de Magíster, por Garcés [11], en su Memoria de titulación, y también por Barros [6], quien realizó un diagnóstico del diseño estructural de los equipos antes que el evento sísmico se produjera.

Este último autor, usó criterios de las normas API 650 y NCh2369 para verificar el cumplimiento normativo de una muestra de estanques de acero inoxidable. En base a ello concluyó que:

- Todos los estanques que el autor estudió cumplían con el espesor mínimo de diseño para la condición estática.
- Solo los estanques pequeños (hasta 2 [m] de diámetro) cumplían con los espesores mínimos de techo en la condición estática.
- Frente a solicitaciones sísmicas, y usando los parámetros de la NCh2369, el 96 % de la muestra de estanques apoyados directamente al suelo requerían ser anclados, sin estarlo en el momento de la realización del estudio.
- El 4 % de los estanques directamente apoyados, no anclados a la base, cumplían con las tensiones admisibles de la norma API 650, y el resto requerían, como mínimo, ser anclados y/o aumentar el espesor de los anillos del manto.
- De los estanques apoyados directamente en la base y anclados, prácticamente la totalidad cumplía con las tensiones admisibles propuestas por las normas API 650 y NCh2369.

Las conclusiones encontradas por Barros, mostraron que los estanques antes del terremoto no estaban preparados para recibir un evento de tal magnitud, lo que explica en parte los daños que se ocasionaron. Una vez ocurrido el evento sísmico, Garcés [11] y González [14], observaron los siguientes daños en estanques de acero inoxidable:

Deslizamiento: Se produjo por falta de anclajes a la fundación o plataforma sobre la que se apoyaba el equipo. Provocó daño de sistemas conectados al estanque (tuberías, válvulas, entre otros).



Figura 2.13: Deslizamiento de estanque. [11]

Pandeo Local del Manto en zona de Anclajes: Daño conocido como Punta de Diamante, que fue observado en la zona inferior del estanque, en torno a los anclajes, producto de concentración de tensiones por diferencias entre las rigideces de ambos elementos. Fue una de las fallas observadas más comunes y peligrosas, dado que produjo en muchos casos pérdida de líquido.



Figura 2.14: Pandeo Local (Punta de Diamante).[11]

Pandeo Global del Manto: Daño conocido como Pata de Elefante, fue observado en estanques completamente llenos de baja altura y gran diámetro, producido por un espesor de manto insuficiente, debido a las altas demandas de esfuerzos de compresión sobre el manto del estanque.



Figura 2.15: Pandeo Global (Pata de Elefante). [2]



Fallas de Anclajes: Daño que se produjo por el largo deficiente del perno de anclaje, instalación de sistema de anclaje muy cercano al borde de la base o diseño deficiente de la fundación, lo que provocó falla de los pernos, de la fundación, o de ambos, generando pandeos locales, levantamiento de la base o arrancamiento de pernos.



Figura 2.16: Falla Sistema de Anclaje. [11]

Desprendimiento del fondo: Daño que fue provocado por uniones deficientes o por demandas sísmicas verticales mayores a los que el estanque podía soportar.

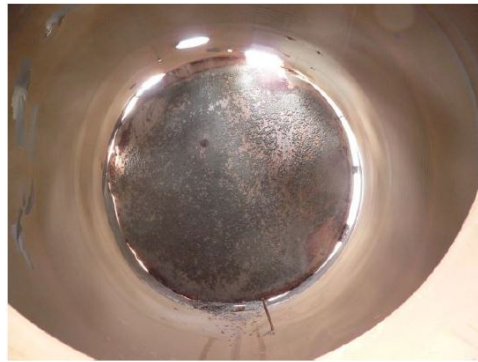


Figura 2.17: Desprendimiento de fondo. [11]

Volcamiento: se produjo por ausencia o deficiencia de los sistemas de anclajes de los estanques. Fue la falla más crítica de todas, ya que casi en la totalidad de los casos provocó fuga del líquido, además de daño por impacto en las estructuras y/o equipos vecinos.



Figura 2.18: Volcamiento. [11]

Colapso por vaciado rápido: Daño que fue producido por el escape repentino del líquido al interior del estanque, generando presiones negativas y deformaciones serias en el manto del equipo. Generalmente se produjo por consecuencia de otra falla.



Figura 2.19: Falla por vaciado Rápido. [11]

Fractura de válvulas y tuberías: Daño generado por fallas en las conexiones que unen estos elementos al estanque, ya sea por impacto o por grandes deformaciones en el sismo.



Figura 2.20: Falla de válvula. [11]

## 2.4. Normas de diseño de Estanques

Existen una gran cantidad de normas que establecen procedimientos, criterios de diseño y verificaciones que se deben desarrollar para diseñar estanques con un buen comportamiento durante su operación. Algunas de las normas de diseño de estanques de acero más conocidas son las normas API650, la neozelandesa (NZSEE) y las normas AWWA. En el caso chileno, la norma que aplica es la NCh2369.

### 2.4.1. NCh2369.Of2003

La norma NCh2369 es el documento dedicado al diseño sísmico en Chile, basado en la experiencia positiva que las empresas de ingeniería han obtenido en sus diseños, y corroborado a partir de los diferentes terremotos que ocurren con regularidad en el país. [8].

El documento normativo, cuya última edición es del año 2003, establece requisitos sísmicos para realizar un diseño seguro y eficiente a partir de clasificaciones de las estructuras basadas en su ubicación geográfica, el tipo de suelo sobre el que se ubica y el tipo de estructura.

Dentro de las estructuras e instalaciones que forman parte del campo de aplicación de la norma, se encuentran las estructuras industriales, bodegas, sistemas de ductos, cañerías y equipos de procesos, mecánicos y eléctricos, además de los anclajes de dichos equipos. La norma no aplica para estructuras como centrales nucleares o de energía eléctrica, presas, tranques de relaves y puentes.

En particular, el capítulo 11.8 del documento está dedicado al diseño de estanques, ya sea construido en acero u hormigón. En este capítulo, se establecen requisitos para utilizar normas internacionales de diseño de estanques, requisitos de diseño para el manto y los anclajes, además de demandas sísmicas horizontales y verticales que deben ser aplicadas.

### 2.4.2. AWWA D100-11 y AWWA D103-09

El American Water Works Association, organismo sin fines de lucro dedicado a la optimización del uso y almacenamiento de agua, presenta dos documentos para el diseño de estanques de acero al carbono para almacenamiento de agua: AWWA D100 y AWWA D103, con última edición en los años 2011 y 2009, respectivamente.

Estos documentos son estándares que indican los requerimientos mínimos para el diseño de estanques de acero soldados (AWWA D100) o apernados (AWWA D103), basado en la experiencia y el conocimiento acumulado respecto al diseño de estos equipos.

Las normas entregan requerimientos y criterios de diseño para el manto, el techo y los anclajes del estanque, además de requisitos particulares teniendo en cuenta la diferencia en la forma de unir las placas que forman el manto y el resto de partes que conforman el equipo.

Estos estándares definen, entre otros, cargas sísmicas, de viento, requisitos geométricos, tipos de techos y anclajes permitidos, tensiones que pasan por el manto y los anclajes, y las tensiones admisibles.

Al comparar las normas AWWA con otras normas de diseño, como la norma API 650, documento más utilizado en Chile para el diseño de estanques, se observan algunas diferencias entre los alcances de los estándares.

Por una parte, la norma API 650 permite diseñar estanques soldados apoyados en el suelo, de distintos materiales como acero al carbono y aluminio, que almacenan agua o derivados del petróleo, con temperaturas y presiones internas que pueden ser distintas a la ambiental y atmosférica, respectivamente.

Paralelamente, los documentos AWWA incluyen en su alcance estanques soldados o aperrados únicamente de acero al carbono para almacenamiento de agua, los que pueden ser apoyados en suelo o elevados. Además, el agua debe estar a temperatura cercana a la ambiental y debe tener presiones internas iguales a la atmosférica.

Se puede observar que la norma API 650 tiene un alcance mayor, pero que las normas AWWA permiten más opciones para el diseño de estanques de almacenamiento de agua. Además, el documento API presenta procedimientos de cálculo más estrictos debido a que permite el almacenamiento de combustibles.[13]

## 2.5. Modelos de Elementos Finitos

Los Modelos de Elementos Finitos son una manera de representar fenómenos físicos reales mediante modelos computacionales numéricos, pudiendo ajustar dicho modelo para obtener la respuesta del fenómeno que se desea estudiar, y permitiendo extrapolar las soluciones obtenidas a otros fenómenos similares.

Existen otros autores que en investigaciones o trabajos de título, han realizado modelos de elementos finitos de estanques. Hernández [15], desarrolló tres estanques de acero al carbono de distintas dimensiones, con sus respectivos modelos de elementos finitos, con la finalidad de comparar los documentos normativos API 650 ad2003 y SDST NZ al incorporar los requisitos de la norma NCh2369. Además, realizó comparaciones entre los diseños realizados y lo entregado por los modelos.

Entre las principales conclusiones del autor, destaca la obtención de períodos impulsivos mayores en los modelos de elementos finitos que a lo indicado en las normas internacionales, con errores entre el 25 % y el 300 %. En cuanto a los períodos convectivos, los resultados que obtuvo fueron similares entre los documentos normativos y los modelos.

Respecto a las comparaciones de las tensiones, cortes basales y momentos volcantes, el autor concluyó que al incluir los requerimientos de la norma NCh2369, la norma API650 entrega solicitaciones mayores que su par neozelandesa, pero ambos documentos son más exigentes al comparar con los resultados entregados por los modelos de elementos finitos que desarrolló.

Astorga [4], desarrolló un modelo de elementos finitos utilizando el Software ANSYS, con el objetivo de representar de la mejor manera posible la respuesta no lineal de un estanque de acero que contiene ácido sulfúrico, ubicado en Mejillones, Chile, ante excitaciones externas.

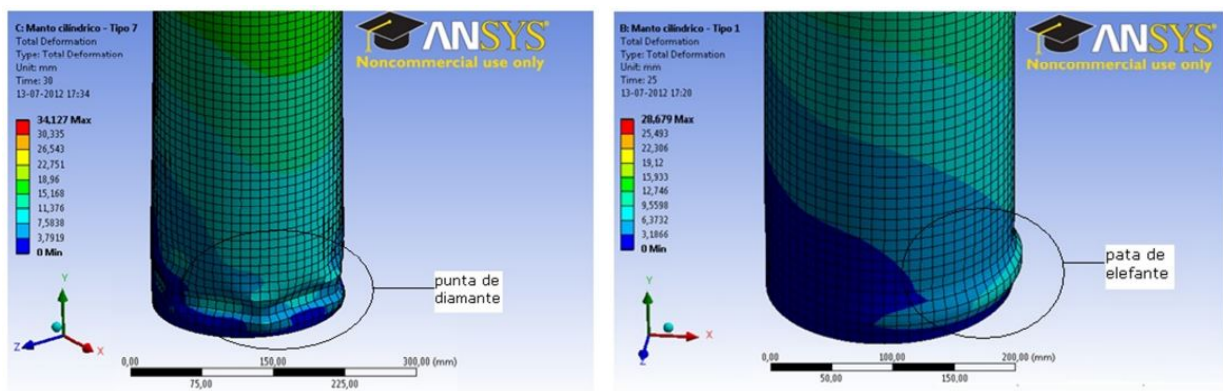
Para ello, el autor generó cinco modelos de estanques diferentes, diferenciados principalmente en la forma de materializar el estanque, y en las metodologías utilizadas para implementar las solicitaciones en el equipo.

El primero es de Masas en Franjas, realizado con un análisis transiente y presiones hidrostáticas, de peso propio y aceleraciones sísmicas. El manto se dividió en franjas de 200 [mm] de espesor. Presiones en Franjas, materializado de la misma forma que el primero, pero realizado con un análisis estático con las presiones hidrostáticas y sísmicas variando en función del ángulo y la altura, a diferencia del primero, que se distribuye en función del ángulo.

El tercer modelo, el autor lo llevó a cabo con un análisis *Pushover*, imponiendo desplazamientos de techo para simular las solicitaciones sísmicas, y utilizó la misma geometría, presiones hidrostáticas y de peso propio de los modelos anteriores. El modelo de Geometría Modificada agregó imperfecciones al manto del estanque para reproducir fallas deseadas por el autor. Por último, el modelo fue realizado con elementos *Solid*, que modela el agua a través de un elemento *Solid*, y que, en conjunto con aceleraciones sísmicas, buscaba simular las tensiones hidrodinámicas, hidrostáticas y de peso propio modeladas anteriormente.

Entre los resultados que el autor obtuvo con el modelo, destaca el desarrollo en distintos modelos de las fallas punta de diamante y pata de elefante, además de fallas por corte, de techo, y una correcta distribución de las tensiones.

A pesar de lo anterior, y aunque los modelos desarrollados muestran convergencias y fallas teóricamente posibles, no siempre fueron representativas respecto a lo que en la realidad se pudo apreciar, tanto a nivel de fallas como a nivel de tensiones. Por esto, el autor afirma que, dependiendo del análisis que se busca realizar, el modelo entrega buenas aproximaciones.



a Falla Punta de Diamante. [4]

b Falla Pata de Elefante. [4]

Figura 2.21: Fallas obtenidas por modelos en ANSYS.

González [14], desarrolló un modelo de elementos finitos para simular la respuesta de un estanque de acero inoxidable de la industria vinícola, apoyado sobre patas, además de tratar de encontrar su curva de capacidad, y el comportamiento de las patas frente a excitaciones sísmicas.

Para lograrlo, realizó un análisis con la metodología *Pushover*, y a diferencia de los autores anteriores, aparte de la utilización del software ANSYS para la modelación de elementos finitos, utilizó además SAP200 v14.0 para modelar el estanque con dissipador de energía, y comparó los resultados obtenidos, previa verificación de la confiabilidad de los resultados entregados por del segundo Software.

Entre las principales conclusiones obtenidas por el autor, destacaron que, en primer lugar, los períodos fundamentales obtenidos por el modelo en ANSYS y por el modelo en SAP2000 sin disipación de energía son menores a lo obtenido teóricamente, y difieren en aproximadamente un 20 %, lo cual consideró aceptable teniendo en cuenta la simplificada geometría del modelo utilizado en SAP2000.

Además, el autor indicó que las fallas arrojadas por el modelo en ANSYS se corresponden con lo observado en terreno, y por lo tanto, se validaron los resultados obtenidos. También, sugirió la utilización del dissipador de energía diseñado, ya que, si bien aumenta los esfuerzos de compresión en el manto, disminuye el factor de utilización global máximo en un 20 %.

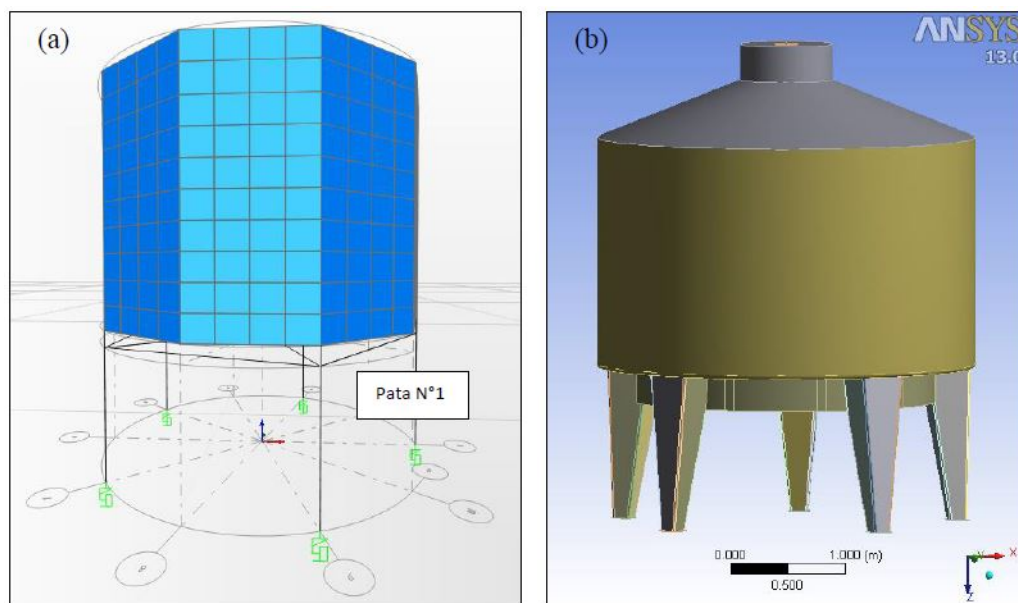


Figura 2.22: Modelos desarrollados por el Autor en SAP2000 (Izquierda) y ANSYS (Derecha)

Por último, Ruiz [25], al igual que los casos anteriores, desarrolló modelos de elementos finitos para obtener las curvas de capacidad de un estanque de acero típico de la industria vinícola, para reproducir las fallas que observó producto del terremoto del año 2010.

El autor desarrolló, utilizando el software ANSYS, modelos con zonas de anclaje empotradas a la base, modelos simplemente apoyados, y modelos anclados mediante resortes, a los cuales les colocó cargas estáticas, hidrostáticas e hidrodinámicas, con la finalidad de comparar las distintas respuestas, y de encontrar las variables que influyen en las formaciones de la falla.

Las principales conclusiones que el autor obtuvo fueron, en primer lugar, que la geometría y que especialmente el sistema de anclaje del estanque son los principales factores que determinaban el tipo de falla que presenta el estanque.

En segundo lugar, notó que ciertos modelos lograron representar algunas de las fallas de estanques producidas durante el evento sísmico de 2010, en base a lo cual entregó recomendaciones para modelar estanques de acero de mejor manera.

También, entregó una comparación de las tensiones en los modelos realizados, en donde se notó primeramente que los modelos sin anclar y los anclados con resortes (anclajes de baja rigidez) no se comportaban adecuadamente, lo que se corresponde con lo que las normas recomiendan, y con lo concluido por otros autores que vieron en terreno los daños que sufrieron los estanques de acero no anclados.

Por último, el autor concluyó que los modelos entregan tensiones y cortes basales mayores si se comparan con las solicitaciones entregadas por la norma API650 que utilizó en la investigación, lo que según el autor se debió a que los documentos normativos no consideran el comportamiento no lineal de la estructura.

|                          | Modelo    | Corte Máximo | Corte de diseño | Diferencia |
|--------------------------|-----------|--------------|-----------------|------------|
|                          | [--]      | [tonf]       | [tonf]          | [%]        |
| Empotramiento            | Modelo 1  | 120          | 59              | 2,03       |
|                          | Modelo 2  | 146          | 59              | 2,47       |
|                          | Modelo 3  | 149          | 119             | 1,25       |
|                          | Modelo 4  | 175          | 119             | 1,47       |
|                          | Modelo 5  | 170          | 59              | 2,88       |
|                          | Modelo 6  | 178          | 59              | 3,02       |
|                          | Modelo 7  | 227          | 119             | 1,91       |
|                          | Modelo 8  | 235          | 119             | 1,97       |
| SA                       | Modelo 9  | 47           | 59              | 0,80       |
|                          | Modelo 10 | 115          | 119             | 0,97       |
| Anclado mediante resorte | Modelo 12 | 177          | 119             | 1,49       |
|                          | Modelo 13 | 136          | 119             | 1,14       |
|                          | Modelo 14 | 104          | 119             | 0,87       |
|                          | Modelo 15 | 86           | 119             | 0,72       |
|                          | Modelo 11 | 92           | 59              | 1,56       |
|                          | Modelo 16 | 91           | 59              | 1,54       |
|                          | Modelo 17 | 96           | 59              | 1,63       |
|                          | Modelo 18 | 99           | 59              | 1,68       |

Figura 2.23: Comparación entre Cortes Basales y de Diseño obtenidos con los modelos. [25]

### 2.5.1. Modelación de la interacción Líquido-Estructura en SAP2000

Dentro de la modelación de estanques con elementos finitos, el concepto más complejo de materializar es el líquido contenido y su interacción con el manto del estanque. Distintos autores utilizan distintas metodologías para ello, pero en general, todas se basan en los estudios desarrollados por Housner [16].

Vidal [26] utilizó durante el desarrollo de su proyecto de título un total de dos metodologías: Modelando las masas en torno al manto del estanque y de forma puntual. Respecto a la primera metodología, consistía en dividir la masa total de la componente que se analizó en el número de nodos que participen en dicha componente, asignándole a cada uno la masa correspondiente.

El número de nodos asociados a cada una de las componentes dependen del mallado y de la masa que mueve la componente respectiva. A modo de ejemplo, el autor definió para la componente impulsiva la siguiente fórmula para determinar la cantidad de nodos participantes:

$$\frac{W_i}{W_{TC}} = \frac{V_i}{V_{TC}} = \frac{H_i}{H_L} \quad (2.1)$$

En ella, se hizo una relación entre los pesos de la componente impulsiva ( $W_i$ ) y el total del contenido ( $W_{TC}$ ), la que se comparó con la relación entre los volúmenes, los que, al tener la misma área basal, variaban únicamente en su altura, permitiendo así encontrar la altura de las componentes impulsivas. Con esta altura, se determinó la cantidad de filas del mallado que participan en la componente estudiada, y de esta manera se definió el número total de nodos.

La otra metodología que utilizó consistió en definir puntualmente la masa de la componente que se modeló, la cual se concentró en el centro del estanque.

El autor unió la masa puntual al estanque mediante elementos tipo *Frames*, de sección arbitraria. El módulo de Young se determinó de tal manera que represente la rigidez de la componente respectiva, a través de la rigidez axial del número de barras definidas.

A modo de ejemplo, para la componente convectiva el autor definió un total de 24 barras de sección transversal A, las cuales se espaciaron cada  $15^\circ$ . El módulo de Young del material de las barras quedó definido a partir de las siguientes fórmulas:

$$k_c = \omega_c^2 \cdot (m_c) \quad (2.2)$$

En donde  $k_c$  es la rigidez de la componente convectiva,  $\omega_c$  y  $m_c$  su frecuencia natural y masa, respectivamente. Además:

$$k_c = \frac{EA}{L} \quad (2.3)$$



En donde E es el módulo de Young buscado, A el área transversal de la barra y L su largo. En base a ello, y teniendo en cuenta las 24 barras, el autor definió:

$$E_F = \frac{k_c \cdot L}{4 \cdot A \left[ \frac{1}{2} \cdot \cos 0^\circ + \cos 15^\circ + \cos 30^\circ + \cos 45^\circ + \cos 60^\circ + \cos 75^\circ + \frac{1}{2} \cdot \cos 90^\circ \right]} \quad (2.4)$$

Astorga [4], realizó la modelación de las masas de agua a través de varias masas puntuales, unidas al manto mediante resortes, con una distribución que se observa en la Figura 2.24.

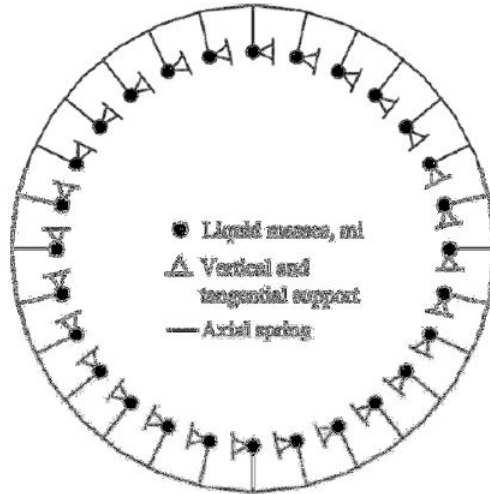


Figura 2.24: Distribución de Masas unidas con Resortes. [4]

Otros autores como Ruiz [25], realizaron la modelación de las interacciones del líquido y la estructura a través de presiones, no modelando las masas propiamente tal, sino que directamente como solicitaciones en el manto, aplicadas, en el caso del autor mencionado, en el centro de franjas que componen el manto, como se mencionó anteriormente.

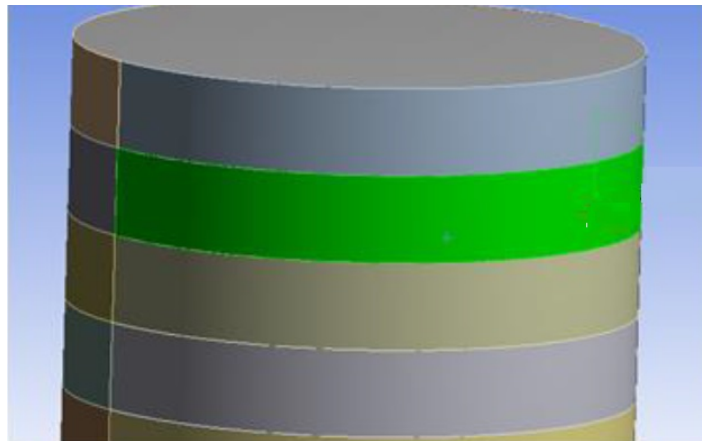


Figura 2.25: Interacción líquido-estructura mediante franjas de Presión. [25]

# Capítulo 3

## Diseño de Estanques de Acero

El presente capítulo tiene por objetivo mostrar los procedimientos requeridos para encontrar las cargas y tensiones admisibles que gobiernan el diseño de los estanques de acero, teniendo en cuenta las metodologías entregadas por las normas norteamericanas AWWA D100-11, AWWA D103-09 y por la norma nacional NCh2369.Of2003.

### 3.1. Definición de Cargas

#### 3.1.1. Cargas Muertas

Para determinar las cargas muertas, las normas AWWA<sup>1</sup> define los valores de peso específico de los materiales, los que se utilizan en conjunto con los volúmenes de los distintos componentes del estanque.

- Peso Específico del Acero:  $\gamma_s = 7850 \frac{kgf}{m^3} = 77.0 \frac{kN}{m^3}$
- Peso Específico del Hormigón:  $\gamma_c = 2310 \frac{kgf}{m^3} = 22.7 \frac{kN}{m^3}$
- Peso Específico del Agua:  $\gamma_w = 1000 \frac{kgf}{m^3} = 9.8 \frac{kN}{m^3}$

#### 3.1.2. Cargas Vivas

Las cargas vivas en los estanques son aplicables principalmente en el techo de la estructura, esto debido a que transitan personas sobre plataformas y pasarelas que se colocan sobre él. Es por esto que la norma AWWA define una carga viva de techo mínima como:

$$\sigma_{L-AWWA} = 73 \frac{kgf}{m^2} = 0.71 \frac{kN}{m^2} \quad (3.1)$$

<sup>1</sup> Las normas AWWA D100-11 y D103-09 tienen un procedimiento común para el cálculo de las cargas muertas. Cuando esto ocurre de aquí en adelante, se les cita indistintamente como *Normas AWWA*.

Por otro lado, para el caso nacional las cargas vivas son definidas por la norma NCh1537.Of 2009. En particular, las cargas vivas de techo se encuentran en la tabla N°3 de la sección 8.2, las que se definen en función de la inclinación del techo y el área horizontal proyectada del mismo.

Tabla 3.1: Cargas vivas de techo uniformemente distribuidas, kPa. [9].

| Pendiente | Área Proyectada, $A_{r-pro}$ . ( $m^2$ ) |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|-----------|--|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|           | 0  | 5    | 10   | 15   | 20   | 25   | 30   | 35   | 40   | 45   | 50   |
| 0 %       | 1,00                                     | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,80 | 0,76 | 0,72 | 0,68 | 0,64 | 0,60 |
| 5 %       | 1,00                                     | 1,00 | 0,81 | 0,78 | 0,74 | 0,71 | 0,67 | 0,64 | 0,60 | 0,57 | 0,53 |
| 10 %      | 0,77                                     | 0,74 | 0,71 | 0,67 | 0,64 | 0,61 | 0,58 | 0,55 | 0,52 | 0,49 | 0,46 |
| 15 %      | 0,65                                     | 0,62 | 0,60 | 0,57 | 0,55 | 0,52 | 0,49 | 0,47 | 0,44 | 0,42 | 0,39 |
| 20 %      | 0,53                                     | 0,51 | 0,49 | 0,47 | 0,45 | 0,43 | 0,41 | 0,38 | 0,36 | 0,34 | 0,32 |
| 25 %      | 0,42                                     | 0,40 | 0,38 | 0,37 | 0,35 | 0,33 | 0,32 | 0,30 | 0,30 | 0,30 | 0,30 |
| 30 %      | 0,30                                     | 0,30 | 0,30 | 0,30 | 0,30 | 0,30 | 0,30 | 0,30 | 0,30 | 0,30 | 0,30 |

Además, tanto las normas AWWA como la norma NCh1537.Of2009 establecen que, para encontrar la carga total de techo, se debe utilizar el área proyectada del mismo. Entonces:

$$L_r = \sigma_L \cdot A_{r-pro} = \sigma_L \cdot \pi \cdot R^2 \quad (3.2)$$

En donde  $\sigma_L$  es el esfuerzo máximo entre lo obtenido por las normas AWWA y la norma NCh1537, en  $[N/m^2]$ ,  $A_{r-pro}$  es el área de techo proyectada, en  $m^2$ , y R es el radio del estanque en [m].

### 3.1.3. Cargas de Agua

Las tensiones producidas por agua en un estanque son aplicadas principalmente en el manto de este, la cual se transmite como esfuerzos circunferenciales (tangenciales). Estas tensiones son de dos tipos, la primera dice relación únicamente con la presión hidrostática del agua, dada por la siguiente expresión:

$$\sigma_W = \frac{N_h}{t_S} \quad (3.3)$$

En donde  $t_S$ , en [m], es el espesor del anillo de manto en estudio, mientras que  $N_h$ , en N/m, se define como:

$$N_h = 4901Gh_pD \quad (3.4)$$

En donde  $G = 1.0$  es la gravedad específica del agua,  $h_p$  la altura de presión del anillo en estudio, en [m], y D es el diámetro del estanque, también en [m].

Por otra parte, el segundo tipo de esfuerzo corresponde a la tensión tangencial ocurrida en el manto producto del efecto del sismo en el líquido contenido. La tensión hidrodinámica o *hoop tensile*, se define a partir la siguiente expresión entregada por las normas AWWA:

$$\sigma_s = \frac{\sqrt{N_i^2 + N_c^2 + (N_h A_v)^2}}{1000 t_s} \quad (3.5)$$

En donde  $N_i$  queda definido a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\text{Para } D/H_L \geq 1.33: N_i = 8480 A_i G D H_L \left( \frac{h_p}{H_L} - 0.5 \left( \frac{h_p}{H_L} \right)^2 \right) \tanh \left( 0.866 \frac{D}{H_L} \right) \quad (3.6)$$

$$\text{Para } D/H_L < 1.33 \text{ y } h_p < 0.75D : N_i = 5220 A_i G D^2 \left( \frac{h_p}{0.75D} - 0.5 \left( \frac{h_p}{0.75D} \right)^2 \right) \quad (3.7)$$

$$\text{Para } D/H_L < 1.33 \text{ y } h_p \geq 0.75D : N_i = 2620 A_i G D^2 \quad (3.8)$$

Por su parte,  $N_c$  se define como:

$$N_c = \frac{1850 A_c G D^2 \cdot \cosh \left( \frac{3.68(H_L - h_p)}{D} \right)}{\cosh \left( \frac{3.68 H_L}{D} \right)} \quad (3.9)$$

En donde  $N_i$  y  $N_c$  se entregan en [N/m],  $A_i$ ,  $A_c$  representan las aceleraciones impulsivas y convectivas en función de la gravedad y  $H_L$  corresponde a la altura máxima de líquido en el estanque, en [m].

La tensión total de agua se obtiene al considerar las cargas estáticas y dinámicas, mientras que la carga resultante se determina multiplicando las tensiones por el área actuante, es decir:

$$P_W = (\sigma_W + \sigma_S) \cdot A_V \quad (3.10)$$

En donde  $P_W$  es la carga total de agua en cada anillo, en [N], y  $A_V$  es el área transversal vertical del anillo en [m<sup>2</sup>], es decir, la que se obtiene con la altura y el espesor.

### 3.1.4. Cargas de Viento

En la presente sección se describen los procedimientos de cálculo para las cargas de viento indicadas en la norma NCh432.Of71 y en las normas AWWA.

#### 3.1.4.1. Definición de Cargas de Viento según NCh432.Of71

La presión de viento de diseño se obtiene a partir de la siguiente fórmula:

$$\sigma_{Vm-NCh} = q \cdot C \quad (3.11)$$

En donde  $q$  representa la presión básica ejercida por el viento, obtenido en  $[\text{kgf}/\text{m}^2]$  a partir de la Tabla 1 del documento, y  $C$  corresponde al factor modificador de las presiones básicas, dependiente de la forma de la estructura.

La Tabla 1 entrega las presiones básicas de viento ( $q$ ), y para obtenerlas la norma toma en cuenta el lugar sobre el cual se ubica la estructura, ya que define las presiones básicas para construcciones en ciudad o en campo abierto. Adicionalmente, para estructuras ubicadas en en lugares de condiciones desfavorables, como cimas de cerros, la sección 6.5 del documento normativo impone un aumento del 20% en las presiones de viento básicas.

Para obtener el factor de forma se utiliza la sección 9.2.3.2 de la norma, que define el coeficiente que modifica las presiones de viento básicas alrededor de toda la circunferencia de una estructura de sección circular. Para ello, utiliza la Figura N°1 b) de dicho documento.

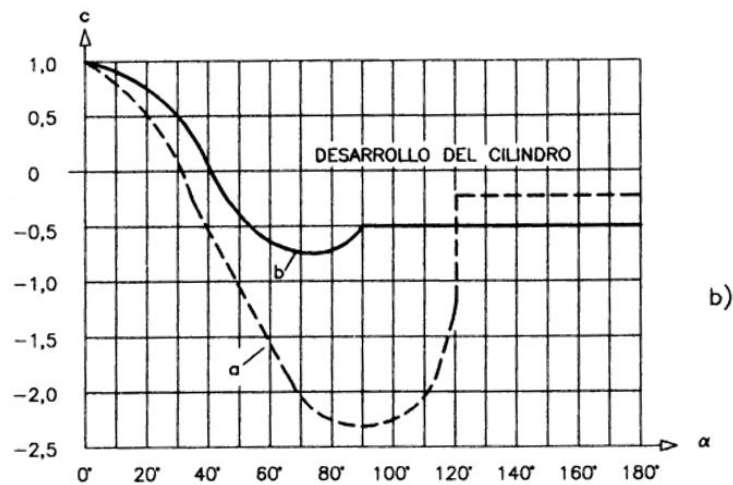


Figura 3.1: Coeficiente de Forma para cuerpos circulares.[7]

Por otro lado, las presiones de viento entrantes y salientes sobre el techo de la estructura ( $\sigma_{VrE}$  y  $\sigma_{VrH}$ ) se obtienen a partir de la distribución de las presiones de viento para galpones cerrados, dada la ausencia de una distribución de presiones para superficies cónicas en la norma chilena. La distribución se muestra en la Figura 3.2, y en las expresiones 3.12 y 3.13.

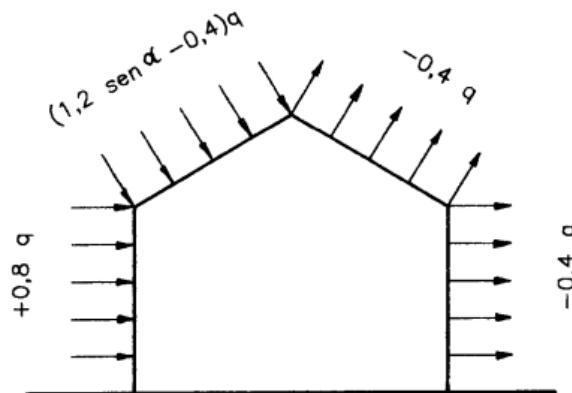


Figura 3.2: Distribución de Presiones de Viento en Galpones

$$\sigma_{VrE} = (1.2 \cdot \text{seno}(\alpha) - 0.4) \cdot \sigma_{Vm} \quad (3.12)$$

$$\sigma_{VrS} = 0.4 \cdot \sigma_V \quad (3.13)$$

Las proyecciones horizontales y verticales de las presiones mostradas anteriormente se encuentran a partir las siguientes expresiones:

$$\sigma_{VrH} = (\sigma_{VrE} + \sigma_{VrS}) \cdot \text{cos}(\alpha) \quad (3.14)$$

$$\sigma_{VrV} = (\sigma_{VrE} - \sigma_{VrS}) \cdot \text{seno}(\alpha) \quad (3.15)$$

La fuerza horizontal total resultante de viento se obtiene multiplicando la presión de viento en el manto y la presión de techo horizontal ( $\sigma_{VrH}$ ), por sus áreas proyectadas. Estas fuerzas se aplican en los respectivos centros de gravedad de cada proyección.

$$V = \sigma_{Vm-NCh} \cdot A_{r-pro} + \sigma_{VrH} \cdot A_{P-TECHO} \quad (3.16)$$

### 3.1.4.2. Definición de Cargas de Viento según Normas AWWA

En el caso de las normas norteamericanas, la presión de viento para manto y sismo es definida a partir de la siguiente ecuación:

$$\sigma_{V-AWWA} = q_z \cdot G_f \cdot C_f \geq 1.436 \cdot C_f \quad (3.17)$$

En donde  $q_z$  representa la presión por velocidad del viento para la altura  $z$  en  $[N/m^2]$ ,  $G_f$  representa el *gust-effect factor* o factor de efecto ráfaga, y  $C_f$  es un coeficiente de fuerza relacionado con la forma de la superficie sobre la que actúa el viento.

De los parámetros mencionados, el coeficiente  $G_f$  no es utilizado ya que se encuentra incorporado en las presiones básicas de viento de la norma chilena, las que son utilizadas para obtener las velocidades de viento, como se muestra más adelante.

Además, el coeficiente de fuerza  $C_f$  es definido a partir de la forma de la estructura que se está analizando, como se puede observar en la tabla 3.2, en la cual  $\phi$  representa el ángulo entre el eje de revolución del cono y la generatriz del mismo. Este factor es el que permite determinar por separado las cargas para el manto del estanque y para el techo de este.

Tabla 3.2: Coeficiente de Fuerza,  $C_f$ . [1], [3].

| Tipo de Superficie   | Cf   |
|--|------|
| Superficie Plana   | 1,00 |
| Superficie Cilíndrica o cónica con $\phi < 15^\circ$             | 0,60 |
| Superficie con Curvatura Doble o cónica con $\phi \geq 15^\circ$ | 0,80 |

Por otro lado, la presión por velocidad del viento,  $q_z$  es definida como:

$$q_z = 0.613 \cdot K_z \cdot I_V \cdot v^2 \quad (3.18)$$

En donde,  $K_z$  representa el *velocity pressure exposure coefficient*, factor dependiente de la altura del estanque y de la rugosidad del suelo sobre la que se encuentra.  $I_V$  es el factor de importancia del viento, y  $v$  es la velocidad básica del viento en el punto de aplicación de la carga, en [m/s].

A partir de lo anterior, se tiene que el factor de importancia para el viento es igual a  $I_V = 1.15$  según lo definido por las normas, mientras que el coeficiente  $K_z$  se define a partir de la siguiente ecuación, mostrada en la norma ASCE7-05<sup>2</sup>:

$$\text{Para } z < 15 \text{ ft (4.57m)} : K_z = 2.01 \cdot (15/z_g)^{2/\alpha} \quad (3.19)$$

$$\text{Para } z \geq 15 \text{ ft (4.57m)} : K_z = 2.01 \cdot (z/z_g)^{2/\alpha} \quad (3.20)$$

En donde  $z$  es la altura sobre el nivel del suelo, en [ft], a la cual se quiere conocer el valor de  $K_z$ , en este caso el centro del manto, mientras que  $z_g$  y  $\alpha$  se obtienen a partir de la siguiente tabla:

Tabla 3.3: Parámetros  $z_g$  y  $\alpha$  para determinar  $K_z$ . [1], [3].

| Parameter | Exposure C | Exposure D |
|-----------|------------|------------|
| $\alpha$  | 9,5        | 11,5       |
| $z_g$     | 900 ft     | 700 ft     |

Los tipos de exposición mostrados en la Tabla 3.3, condiciones necesarias para encontrar  $z_g$  y  $\alpha$ , se obtienen dependiendo del entorno en el cual se encuentra el estanque. Según lo definido por la norma, una exposición C corresponde a un terreno abierto, en el que existen interferencias de altura menor a 9 metros. Una exposición D, corresponde a superficies lisas y planas, sin ninguna interferencia, tales como salares o superficies de agua o hielo intactas.

Por otro lado, la velocidad del viento se encuentra con la norma de viento chilena, NCh432.Of71, con la finalidad de incorporar las condiciones de viento chilenas en los procedimientos norteamericanos para encontrar las cargas de viento. Para ser obtenida, requiere las presiones básicas de viento mostradas anteriormente, que incorporan en sus valores el efecto de ráfaga ( $G_f$ ). Entonces, a partir de la fórmula de la sección 6.1 de la norma chilena, se tiene que:

$$v = 4 \cdot \sqrt{q} \quad (3.21)$$

En donde  $v$  es obtenida en [m/s], y  $q$  corresponde a la presión básica de viento en [kg/m<sup>2</sup>].

<sup>2</sup> Las normas AWWA presentan los mismos valores para este parámetro, pero de forma gráfica.

### 3.1.5. Aceleraciones Sísmicas

Las aceleraciones sísmicas en estanques son definidas a partir de un mismo procedimiento definido por ambas normas AWWA. Para el caso nacional, la norma aplicable es la NCh2369.Of2003.

#### 3.1.5.1. Aceleraciones Sísmicas según normas AWWA

Las normas AWWA poseen procedimientos estándares para definir las cargas sísmicas, y utilizan algunos parámetros sísmicos que, en general, son dependientes de la ubicación geográfica del estanque en Estados Unidos.

Es por esto que para el caso chileno dichos procedimientos no son directamente aplicables, y para poder ser utilizados, la norma define métodos para sitios con condiciones particulares, con referencia al capítulo 21 de la norma norteamericana de cargas mínimas de diseño, ASCE7-05, para así encontrar aceleraciones sísmicas para sitios en dichas condiciones.

La definición por parte de las normas AWWA para las aceleraciones espectrales impulsivas y convectivas en sitios particulares, asumen amortiguamientos del 5 % y 0.5 % respectivamente, y se determinan como:

$$S_{a_{i-1}} = U \cdot S_{aM}(T_i) \quad (3.22)$$

$$S_{a_{c-1}} = U \cdot K \cdot S_{aM}(T_c) \quad (3.23)$$

En donde  $U=2/3$ , representa un factor de escala para obtener el espectro de diseño,  $K=1.5$  es un factor de escala para pasar de espectros de diseño con amortiguamientos del 5 % a 0.5 %. Por último,  $S_{aM}$ , en función de la gravedad, es el espectro de aceleraciones de respuesta sísmica máxima para amortiguamiento del 5 %, evaluado en el período convectivo o impulsivo, según corresponda. Este parámetro es definido por la norma ASCE7 en el capítulo 21, según lo descrito en la Ecuación 3.24, y mostrado en la Figura 3.3.

$$S_{aM} = \max \left( 1.5 \cdot F_{aS}; \frac{0.6 \cdot F_v}{T_c} \right) = 0.24g \quad (3.24)$$

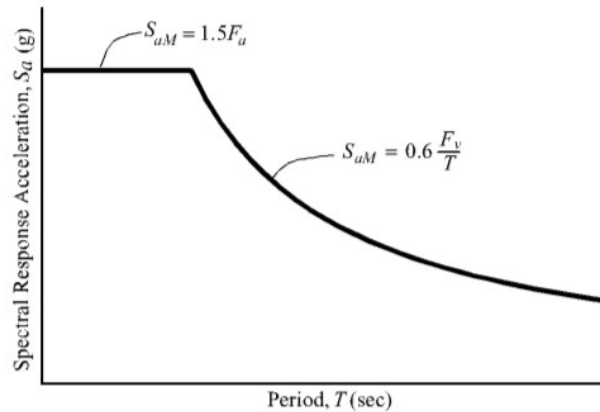


Figura 3.3: Aceleración de respuesta sísmica máxima considerada. [20].



En donde, para obtener  $F_{aS}$  y  $F_v$  es necesario conocer previamente los coeficientes  $S_S$  y  $S_1$ , factores con unidades de gravedad, [g], que representan la aceleración del máximo espectro de diseño para un 5% de amortiguamiento en un suelo tipo B, evaluadas en los períodos de 0.2 s y 1.0 s, respectivamente. Estos parámetros son dependientes de la ubicación geográfica en EEUU del equipo, y por lo tanto, para sitios particulares (en este caso Chile), el ASCE7-05 define estos parámetros como:

$$\begin{aligned} S_S &= 1.50g \\ S_1 &= 0.60g \end{aligned} \tag{3.25}$$

Luego, los factores  $F_{aS}$  y  $F_v$  son utilizados para amplificar o disminuir los valores de  $S_S$  y  $S_1$  respectivamente, extrapolándolos a los otros tipos de suelo definidos en la norma (el suelo tipo F no está incluido). Los parámetros se definen con las siguientes tablas:

Tabla 3.4: Coeficiente  $F_{aS}$ . [1], [3].

| Site Class | $S_S \leq 0.25$ | $S_S=0.50$ | $S_S=0.75$ | $S_S=1.00$ | $S_S \geq 1.25$ |
|------------|-----------------|------------|------------|------------|-----------------|
| A          | 0,80            | 0,80       | 0,80       | 0,80       | 0,80            |
| B          | 1,00            | 1,00       | 1,00       | 1,00       | 1,00            |
| C          | 1,20            | 1,20       | 1,10       | 1,00       | 1,00            |
| D          | 1,60            | 1,40       | 1,20       | 1,10       | 1,00            |
| E          | 2,50            | 1,70       | 1,20       | 0,90       | 0,90            |
| F          | -               | -          | -          | -          | -               |

Tabla 3.5: Coeficiente  $F_v$ . [1], [3].

| Site Class | $S_1 \leq 0.10$ | $S_1=0.20$ | $S_1=0.30$ | $S_1=0.40$ | $S_1 \geq 0.50$ |
|------------|-----------------|------------|------------|------------|-----------------|
| A          | 0,80            | 0,80       | 0,80       | 0,80       | 0,80            |
| B          | 1,00            | 1,00       | 1,00       | 1,00       | 1,00            |
| C          | 1,70            | 1,60       | 1,50       | 1,40       | 1,30            |
| D          | 2,40            | 2,00       | 1,80       | 1,60       | 1,50            |
| E          | 3,50            | 3,20       | 2,80       | 2,40       | 2,40            |
| F          | -               | -          | -          | -          | -               |

Para poder utilizar el procedimiento para sitios particulares antes descrito, ambas normas AWWA definen la siguiente condición: *"The design spectra response acceleration by Eq. (13-14) and Eq.(13-15)<sup>3</sup> shall not be less than 80 percent of the design spectral response acceleration by the general procedure"*.

<sup>3</sup> Ecuaciones (3.22) y (3.23) del documento

Entonces, para encontrar las aceleraciones espectrales convectivas e impulsivas de diseño, se deben comparar las aceleraciones espectrales del procedimiento anterior, con el procedimiento general para obtener las aceleraciones sísmicas descrito por las normas AWWA, el cual se explica a continuación.

Utilizando los coeficientes de  $S_S$  y  $S_1$  mostrados en la Ecuación 3.25, y los coeficientes  $F_{aS}$  y  $F_v$  de las Tablas 3.4 y 3.5, la norma define los coeficientes  $S_{MS}$  y  $S_{M1}$ , que representan las aceleraciones espectrales de respuesta del máximo terremoto en función de  $[g]$ , para un 5 % de amortiguamiento, para períodos de 0.2 y 1 segundo respectivamente, ajustadas con los coeficientes  $F_{aS}$  y  $F_v$  al tipo de suelo que corresponda.

$$\begin{aligned} S_{MS} &= S_S \cdot F_{aS} \\ S_{M1} &= S_1 \cdot F_v \end{aligned} \quad (3.26)$$

Se definen después las aceleraciones espectrales de respuesta para el terremoto de diseño, para un 5 % de amortiguamiento,  $S_{DS}$  y  $S_{D1}$ , como:

$$\begin{aligned} S_{DS} &= U \cdot S_{MS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS} \\ S_{D1} &= U \cdot S_{M1} = \frac{2}{3} \cdot S_{DS} \end{aligned} \quad (3.27)$$

Luego, el espectro de diseño para las componentes impulsivas, para un 5 % de amortiguamiento, queda definido a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\text{Para } 0 \leq T_i \leq T_S : Sa_{i-2} = S_{DS} \quad (3.28)$$

$$\text{Para } T_S < T_i \leq T_L : Sa_{i-2} = \frac{S_{D1}}{T_i} \leq S_{DS} \quad (3.29)$$

$$\text{Para } T_i > T_L : Sa_{i-2} = \frac{T_L \cdot S_{D1}}{T_i^2} \quad (3.30)$$

En donde  $T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$ , en [s], y  $T_L$  es el período largo de terremoto, en [s], parámetro que depende de la ubicación geográfica en EEUU, y que es asumido conservadoramente como el valor más alto para el caso chileno.

Por su parte,  $T_i$ , en [s], representa el período natural del modo impulsivo. La norma AWWA sugiere utilizar los procedimientos de la norma API650 para el encontrar dicho período. Esta norma, en su sección E.4.5.1, define  $T_i$  como:

$$T_i = \left( \frac{1}{\sqrt{2000}} \right) \cdot \left( \frac{C_i H_L}{\sqrt{\frac{t_u}{D}}} \right) \cdot \left( \sqrt{\frac{\rho}{E}} \right) \quad (3.31)$$

En donde  $H_L$  es la altura máxima de líquido en el estanque, en [m],  $t_u$  es el espesor equivalente del manto del estanque en [mm], calculado como la suma de los espesores ponderada por la altura de cada anillo del manto,  $D$  es el diámetro del estanque en [m],  $\rho = 1000$  [kg/m<sup>3</sup>] es la densidad del agua, y  $E$  es el módulo de Young del acero en [MPa]. El coeficiente  $C_i$  es definido en la Figura E.1 de la norma API650, como se muestra a continuación.

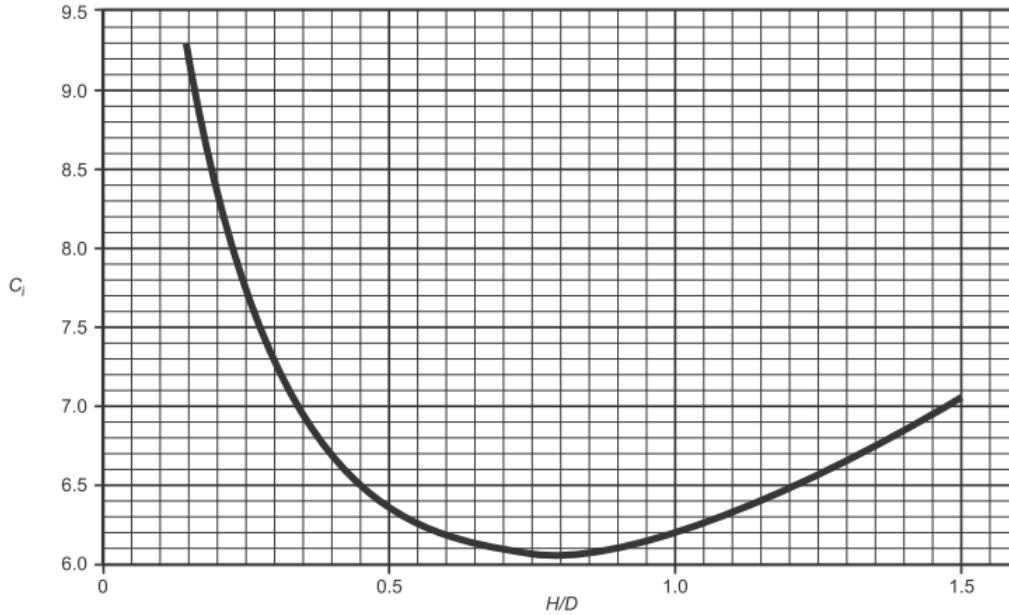


Figure E.1—Coefficient  $C_i$

Figura 3.4: Cálculo de coeficiente  $C_i$ . [18].

Posteriormente, el espectro de diseño para las componentes convectivas, como se mencionó anteriormente, queda definido para un 0.5 % de amortiguamiento, a pesar de que los parámetros definidos anteriormente son definidos para un 5 % de amortiguamiento. Para poder pasar de un amortiguamiento del 5 %, a un 0.5 %, la norma define el factor  $K = 1.5$ . El espectro convectivo se encuentra a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\text{Para } T_c \leq T_L : S_{a_{c-2}} = \frac{K \cdot S_{D1}}{T_c} \leq S_{DS} \quad (3.32)$$

$$\text{Para } T_c > T_L : S_{a_{c-2}} = \frac{K \cdot T_L \cdot S_{D1}}{T_c^2} \quad (3.33)$$

En donde  $T_c$ , en [s], corresponde al período natural de vibrar de las componentes convectivas, asociadas a la onda de rebalse en el estanque, y se definido como:

$$T_c = 2\pi \sqrt{\frac{D}{3.68g \cdot \tanh\left(\frac{3.68H_L}{D}\right)}} \quad (3.34)$$

En donde  $H_L$  corresponde a la altura máxima de líquido en el estanque, y  $D$  es el diámetro del mismo, ambos en [m]. A partir de lo anterior, y teniendo en cuenta la condición respecto a las aceleraciones obtenidas por las normas AWWA y por el ASCE7, es que las aceleraciones espectrales de diseño impulsivas y convectivas quedan definidas como:

$$Sa_i = MAX(Sa_{i-1} ; 0.8 \cdot Sa_{i-2}) \quad (3.35)$$

$$Sa_c = MAX(Sa_{c-1} ; 0.8 \cdot Sa_{c-2}) \quad (3.36)$$

Además, la aceleración horizontal impulsiva queda definida como:

$$A_{i-AWWA} = 0.7 \cdot \left( \frac{Sa_i \cdot I_E}{1.4 \cdot R_i} \geq \frac{0.36 \cdot S_1 \cdot I_E}{R_i} \right) \quad (3.37)$$

Mientras que la aceleración horizontal convectiva se define a través de la siguiente fórmula:

$$A_{c-AWWA} = 0.7 \cdot \frac{Sa_c \cdot I_E}{1.4 \cdot R_c} \quad (3.38)$$

En donde el factor 0.7 corresponde a la reducción impuesta en todas las combinaciones de cargas con sismo en la norma ASCE7, y que debe ser incluido para obtener aceleraciones comparables con la norma nacional. Los factores de modificación de respuesta ( $R_{c,i}$ ) y de importancia ( $I_E$ ), al igual que en la norma nacional, se utilizan para ajustar la demanda sísmica.

Estos parámetros dependen de, entre otras cosas, el tipo de anclaje, el modo en estudio (impulsivo o convectivo), y el nivel de daño permitido en el estanque frente a un sismo, y se definen a en las siguientes tablas:

Tabla 3.6: Factores de reducción para modos impulsivos y convectivos.[1], [3].

| Type of Anchored      | $R_i$ | $R_c$ |
|-----------------------|-------|-------|
| Mechanically Anchored | 3.0   | 1.5   |
| Self-Anchored         | 2.5   | 1.5   |

Tabla 3.7: Factor de Importancia según grupo sísmico.[1], [3].

| Seismic Use Group | Seismic Importance Factor $I_E$ |
|-------------------|---------------------------------|
| I                 | 1,00                            |
| II                | 1,25                            |
| III               | 1,50                            |

En donde, el Grupo Sísmico III de la Tabla 3.7, representa a estanques que proveen agua para servicios indispensables después de un terremoto, como servicios contra incendios, o de gran importancia en la seguridad, supervivencia o salud de personas; mientras que el Grupo Sísmico II representa a estanques que proveen agua a servicios importantes para el bienestar del público. Dicha clasificación es discutida con mayor detalle en el Capítulo 4.

Por último, la aceleración vertical queda definida como:

$$A_{v-AWWA} = 0.14 \cdot S_{DS} \quad (3.39)$$

### 3.1.5.2. Aceleraciones Sísmicas según NCh2369.Of2003

Las cargas sísmicas son definidas por la norma chilena en la sección 11.8 del documento, que tiene por objetivo determinar las demandas sísmicas en estanques de acero u hormigón. Dicha sección, define un factor de modificación de respuesta (R) igual a 4 para estanques de acero, además de definir un amortiguamiento del  $\xi_c = 0.5\%$  para obtener las aceleraciones convectivas y de un  $\xi_i = 2\%$  para las aceleraciones impulsivas.

Para definir la aceleración convectiva, la norma nacional define utilizar la expresión (5-2) de su documento, relacionada con el cálculo de coeficientes sísmicos:

$$A_{c-NCh} = I_S \cdot C(R = 4 ; \xi = \xi_c) = I_S \cdot \left( \frac{2.75 \cdot A_0}{g \cdot R_c} \cdot \left( \frac{T'}{T^*} \right)^n \cdot \left( \frac{0.05}{\xi_c} \right)^{0.4} \right) \geq I_S \cdot 0.1 \cdot A_0 \quad (3.40)$$

En donde  $I_S$  es el factor de importancia,  $A_0$ , en función de [g], es la aceleración efectiva máxima dependiente de la zona sísmica, el factor de modificación ( $R_c$ ) y el amortiguamiento ( $\xi_c$ ) son definidos para las aceleraciones de las componentes convectivas,  $T'$  y  $n$  son parámetros dependientes del tipo de suelo definidos en la Tabla 5.4 de la norma, y  $T^*$  corresponde al período convectivo de vibración del estanque en segundos, definido en la Ecuación 3.34.

Por otro lado, la aceleración impulsiva es definida por la NCh2369.Of2003 como el coeficiente sísmico máximo de la tabla 5.7 del documento, para el amortiguamiento y el factor de reducción correspondiente al modo impulsivo, como se muestra a continuación:

$$A_{i-NCh} = I_S \cdot C_{max}(R = 4 ; \xi = \xi_i) \quad (3.41)$$

Tabla 3.8: Valores máximos del coeficiente sísmico.[8]

| R | $C_{max}$    |              |              |
|---|--------------|--------------|--------------|
|   | $\xi = 0,02$ | $\xi = 0,03$ | $\xi = 0,05$ |
| 1 | 0,79         | 0,68         | 0,55         |
| 2 | 0,6          | 0,49         | 0,42         |
| 3 | 0,4          | 0,34         | 0,28         |
| 4 | 0,32         | 0,27         | 0,22         |
| 5 | 0,26         | 0,23         | 0,18         |

Por último, la aceleración vertical de diseño es definida como 2/3 de la aceleración impulsiva, es decir:

$$A_{v-NCh} = \frac{2}{3} \cdot A_{i-NCh} \quad (3.42)$$

### 3.1.6. Momento Volcante por Sismo

#### 3.1.6.1. Momento Volcante por Sismo según normas AWWA

El momento volcante producido por las cargas sísmicas horizontales es definido por las normas AWWA combinando de forma cuadrática los modos impulsivo y convectivo, según la siguiente expresión:

$$M_{v-SH} = 9.81 \cdot \sqrt{(A_i(W_S \cdot X_S + W_r \cdot H_t + W_i \cdot X_i))^2 + (A_c \cdot W_c \cdot X_c)^2} \quad (3.43)$$

En donde  $W_S$ ,  $W_r$ ,  $W_i$  y  $W_c$  son respectivamente el peso del manto, el peso del techo, la porción del peso de los contenidos del estanque que responde de forma impulsiva, y la porción del peso de los contenidos del estanque que responde de forma convectiva, en [kgf], mientras que  $X_S$ ,  $X_i$  y  $X_c$ , en [m], son las alturas a las que actúan las fuerzas sísmicas producto del peso del manto, componente impulsiva y componente convectiva, respectivamente. Los pesos impulsivos y convectivos son definidos como:

$$\text{Para } \frac{D}{H_L} \geq 1.33 : W_i = \frac{\tanh\left(0.866 \cdot \frac{D}{H_L}\right)}{0.866 \cdot \frac{D}{H_L}} \cdot W_{TC} \quad (3.44)$$

$$\text{Para } \frac{D}{H_L} < 1.33 : W_i = \left(1.0 - 0.218 \cdot \frac{D}{H_L}\right) \cdot W_{TC} \quad (3.45)$$

$$W_c = 0.230 \cdot \frac{D}{H_L} \cdot \tanh\left(\frac{3.67H_L}{D}\right) \cdot W_{TC} \quad (3.46)$$

En donde  $D$  el diámetro del estanque, y  $H_L$  la máxima del líquido, ambos en [m].  $W_T$  representa el peso total del agua contenida en el estanque en [kgf], y se define como:

$$W_{TC} = \gamma_w \cdot GH_L \left(\frac{\pi D^2}{4}\right) = 785.4GH_L D^2 \quad (3.47)$$

En donde  $\gamma_w$  es el peso específico del agua, en [kgf/m<sup>3</sup>] y  $G$  es la gravedad específica del agua, igual a 1.0. Cabe destacar que en el caso que el estanque se encuentre vacío,  $W_T = 0$ , y por lo tanto,  $W_i$  y  $W_c$  también se anulan.  $X_i$  y  $X_c$ , las alturas, en [m], sobre la cual se aplican las fuerzas laterales impulsivas y convectivas, se definen como:

$$\text{Para } \frac{D}{H_L} \geq 1.33 : X_i = 0.375 \cdot H_L \quad (3.48)$$

$$\text{Para } \frac{D}{H_L} < 1.33 : X_i = \left( 0.5 - 0.094 \cdot \frac{D}{H_L} \right) \cdot H_L \quad (3.49)$$

$$X_c = \left( 1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67H_L}{D}\right) - 1.0}{\frac{3.67H_L}{D} \cdot \sinh\left(\frac{3.67H_L}{D}\right)} \right) \cdot H_L \quad (3.50)$$

Por otro lado, el momento volcante por sismo vertical se define como:

$$M_{v-SV} = A_v \cdot (W_{TT} + W_{TC}) \cdot D/2 \quad (3.51)$$

El momento volcante resultante por sismo queda definido según la norma utilizada. Esto, puesto que las normas AWWA permiten reducir las cargas asociadas al sismo vertical, combinando únicamente el 40 % de ellas con las del sismo horizontal, por lo que se tiene:

$$M_{vS-AWWA} = M_{v-SH} + 0.4 \cdot M_{v-SV} \quad (3.52)$$

### 3.1.6.2. Momento Volcante por Sismo según NCh2369.Of2003

Para determinar los momentos volcantes con la norma chilena se utiliza la expresión 3.43 definida por las normas AWWA para el sismo horizontal, y la expresión 3.51, para el momento volcante por sismo vertical.

La combinación de ambos momentos se define de forma distinta, ya que la norma chilena en su punto 5.4.4, establece que los esfuerzos y deformaciones deben combinarse utilizando la superposición cuadrática completa (CQC), según las siguientes expresiones:

$$S = \sqrt{\sum_i \sum_j C_{ij} S_i S_j} \quad (3.53)$$

$$C_{ij} = \frac{8\xi^2 r^{1.5}}{(1+r)(1-r)^2 + 4\xi^2 r(1+r)} \quad (3.54)$$

$$r = \frac{T_i}{T_j} \quad (3.55)$$

En donde S es la combinación Modal,  $S_i$  y  $S_j$  los valores a combinar de los modos  $i$  y  $j$ ,  $C_{ij}$  el coeficiente de acoplamiento de los modos  $i$  y  $j$ ,  $\xi$  es la razón de amortiguamiento, mientras que  $T_i$  y  $T_j$  son sus períodos respectivos. Para el caso de los estanques, se tiene un modo impulsivo (Modo 1), y un modo convectivo (Modo 2), por lo que se puede realizar el siguiente análisis:

$$\begin{aligned} \blacksquare r_{11} &= \frac{T_1}{T_1} = 1.0 \\ C_{11} &= \frac{8\xi^2(1.0)^{1.5}}{(1+1.0)(1-1.0)^2 + 4\xi^2(1.0)(1+1.0)} = \frac{8\xi^2}{8\xi^2} = 1.0 \end{aligned} \quad (3.56)$$

$$\begin{aligned} \blacksquare r_{12} &= \frac{T_1 \sim 0}{T_2 \gg 1.0} \approx 0 \\ C_{12} &= \frac{8\xi^2(0)^{1.5}}{(1+0)(1-0)^2 + 4\xi^2(0)(1+0)} = \frac{0}{1} = 0 \end{aligned} \quad (3.57)$$

$$\begin{aligned} \blacksquare r_{21} &= \frac{T_2}{T_1 \sim 0} \approx \infty \\ C_{21} &= \frac{8\xi^2(r \rightarrow \infty)^{1.5}}{(1+(r \rightarrow \infty))(1-(r \rightarrow \infty))^2 + 4\xi^2(r \rightarrow \infty)(1+(r \rightarrow \infty))} \\ &= \frac{8\xi^2 r^{1.5}}{r^3 + 4\xi r^2} \approx 0 \end{aligned} \quad (3.58)$$

$$\begin{aligned} \blacksquare r_{22} &= \frac{T_2}{T_2} = 1.0 \\ C_{22} &= \frac{8\xi^2(1.0)^{1.5}}{(1+1.0)(1-1.0)^2 + 4\xi^2(1.0)(1+1.0)} = \frac{8\xi^2}{8\xi^2} = 1.0 \end{aligned} \quad (3.59)$$

En base a lo anterior, se tiene la siguiente combinación:

$$S = \sqrt{S_1^2 + S_2^2} \quad (3.60)$$

Con ello, se nota que los modos de vibrar pueden ser asumidos como independientes entre ellos, y por lo tanto, se pueden combinar de forma cuadrática, como se define en las normas AWWA. Por otro lado, la norma chilena no permite reducciones en el sismo vertical para el método de las tensiones admisibles, por lo que en dicho caso el momento volcante resultante se obtiene como:

$$M_{vS-NCCh} = M_{v-SH} + M_{v-SV} \quad (3.61)$$

### 3.1.7. Momento Volcante por Viento

El momento volcante por viento, en [kN-m] queda definido a partir de las cargas de viento determinadas para el manto y techo, las que actúan en los centros de gravedad de las áreas proyectadas respectivas. Entonces, se tiene que:

$$M_{v-V} = [\sigma_{Vm} \cdot A_{P-Manto} \cdot X_S + \sigma_{vRH} \cdot A_{P-Techo} \cdot X_r] \cdot 9.81/1000 \quad (3.62)$$

En donde  $\sigma_{Vm}$  y  $\sigma_{vRH}$ , en [kgf/m<sup>2</sup>], son las presiones de manto y la proyección horizontal de las presiones de techo, respectivamente.  $A_{P-Manto}$  y  $A_{P-Techo}$  son las áreas proyectadas de



techo y manto, en  $m^2$ , mientras que  $X_S$  y  $X_r$ , en [m], son las alturas al centro de gravedad del manto y techo, respectivamente.

### 3.1.8. Cortes Basales

#### 3.1.8.1. Según AWWA

El corte es basal dadas las aceleraciones horizontales por sismo, es definido en las normas AWWA como cortes en el nivel superior de la fundación del estanque, y se determina a través de la Ecuación 3.63.

$$V_{fs-AWWA} = 9.81 \cdot \sqrt{(A_i \cdot (W_S + W_r + W_f + W_i))^2 + (A_c W_c)^2} \quad (3.63)$$

Los parámetros que determinan el corte basal fueron definidos en secciones anteriores. Por su parte, el corte basal por viento ( $V_{fv}$ ), [kN], se asume igual a la carga de viento (V).

#### 3.1.8.2. Según NCh2369.Of2003

El corte basal en el documento es definido según lo indicado en la siguiente ecuación:

$$Q_0 = C \cdot I \cdot P \quad (3.64)$$

En donde C es el coeficiente sísmico en función de la gravedad, I es el coeficiente de importancia y P es el peso sísmico del estanque en unidades de masa.

Esta fórmula no es directamente aplicable para estanques debido a la existencia de coeficientes sísmicos convectivos e impulsivos. Es por esto que para encontrar dicho parámetro se combinan los modos de forma CQC, y al igual que para el momento volcante, finalmente el corte basal resultante se encuentra como:

$$V_{fs-NCh} = 9.81 \sqrt{(A_{i-NCh} \cdot (W_i + W_{TT}))^2 + (A_{c-NCh} \cdot W_c)^2} \quad (3.65)$$

En donde  $W_{TT}$  es el peso total del estanque, en [kg]. Los demás parámetros fueron definidos anteriormente. Al igual que en las normas agua, los cortes basales asociados al viento,  $V_{fv}$ , se definen iguales a la carga resultante de viento V determinada en la Sección 3.1.4.

### 3.1.9. Esfuerzos de Compresión en el Manto por Sismo

Las cargas de compresión por sismo también son definidas por las normas AWWA según las ecuaciones mostradas a continuación:

$$Para \quad J_S < 0.785 : \sigma_{c-S} = \left( w_t(1 + 0.4A_v) + \frac{4M_{v-S}}{\pi D^2} \right) \cdot \frac{1}{1000t_s} \quad (3.66)$$

$$Para \quad 0.785 \leq J_S \leq 1.54 : \sigma_{c-S} = \left( \frac{w_t(1 + 0.4A_v) + w_L}{0.607 - 0.18667 \cdot J_S^{2/3}} - w_L \right) \cdot \frac{1}{1000t_s} \quad (3.67)$$

$$\text{Para } J_S > 1.54 : \sigma_{c-S} = \left( w_t(1 + 0.4A_v) + \frac{4M_{v-S}}{\pi D^2} \right) \cdot \frac{1}{1000t_s} \quad (3.68)$$

En donde  $J_S$  es el factor de proporción del volcamiento por sismo,  $w_t$  representa el peso del manto ( $W_S$ ) sumado con el peso del techo ( $W_r$ ) por unidad de longitud de circunferencia del manto, en [N/m], mientras que  $w_L$  representa la porción de los contenidos del estanque que ayudan a resistir el momento volcante, por unidad de longitud de circunferencia del manto, en [N/m], y  $t_s$  es el espesor del anillo del manto en estudio en [mm].

El factor de proporción del volcamiento por sismo ( $J_S$ ), es un coeficiente que indica, en conjunto con otras condiciones, la necesidad del estanque de tener o no un sistema de anclajes. La norma lo define como:

$$J_S = \frac{M_{v-SH}}{D^2 \cdot (w_t \cdot (1 - 0.4A_v) + w_L)} \quad (3.69)$$

Los parámetros utilizados fueron definidos anteriormente. Además, la porción de los contenidos del estanque resistentes al volcamiento,  $w_L$ , es definido como:

$$w_L = 99t_b \cdot \sqrt{F_y \cdot H_L \cdot G} \leq 201.1 \cdot H_L DG \quad (3.70)$$

En donde  $t_b$ , en [mm], corresponde al espesor de diseño del anillo basal (o del fondo del estanque, en caso de no utilizarlo),  $F_y$  es la tensión de fluencia del material en [MPa], y  $G$  es la gravedad específica del líquido contenido en el estanque.

### 3.1.10. Esfuerzos de Compresión en el manto por Viento

Para encontrar las cargas de compresión en el manto del estanque producidas por viento, se utiliza la misma metodología que la propuesta por las normas AWWA para el caso del sismo, pero considerando  $J_V$  y  $M_{v-V} \cdot A_v$  se considera nula al tratarse de un caso no sísmico.

Se define el parámetro de relación del volcamiento por sismo ( $J_V$ ), según la Ecuación 3.69, y considerando los parámetros mencionados.

$$J_V = \frac{M_{v-V}}{D^2 \cdot (w_t \cdot (1 - 0.4 \cdot 0) + w_L)} \quad (3.71)$$

Entonces, de igual manera que para el sismo, las tensiones de compresión en el manto se definen como:

$$\text{Para } J_V < 0.785 : \sigma_{c-V} = \left( w_t + \frac{1.273M_{v-V}}{D^2} \right) \cdot \frac{1}{1000t_s} \quad (3.72)$$

$$\text{Para } 0.785 \leq J_V \leq 1.54 : \sigma_{c-V} = \left( \frac{w_t + w_L}{0.607 - 0.18667 \cdot J_V^{2/3}} - w_L \right) \cdot \frac{1}{1000t_s} \quad (3.73)$$

$$\text{Para } J_V > 1.54 : \sigma_{c-V} = \left( w_t + \frac{1.273M_{v-V}}{D^2} \right) \cdot \frac{1}{1000t_s} \quad (3.74)$$

### 3.1.11. Cargas en Anclajes

Los pernos de anclaje del diseño están sometidos a cargas de corte y tracción, las que son determinadas en base a lo que se describe a continuación.

#### 3.1.11.1. Cargas de levantamiento

Las normas AWWA definen la siguiente fórmula para la fuerza de levantamiento (tracción) que pasa por un perno dado un momento volcante, ya sea producto de sismo o de viento:

$$P_{V,SH} = \frac{4M_{v-V,S}}{N \cdot D_{ac}} - \frac{W'}{N} \quad (3.75)$$

En donde  $D_{ac}$  es el largo de la circunferencia sobre la cual se colocan los pernos, en [m],  $W'$  corresponde al peso en [kgf] del manto y techo, al descontar el espesor de corrosión permitido, y  $N$  es el número de pernos que resisten el levantamiento.

Además, la carga de levantamiento producida por las aceleraciones verticales se define como:

$$P_{SV} = \frac{A_v \cdot (W_{TT} + W_{TC})}{N} \quad (3.76)$$

En donde  $W_{TT}$  es el peso de los componentes del estanque y  $W_{TC}$  es el peso del total de contenidos del estanque, ambos en [kgf]. La carga de levantamiento total por sismo es la suma de las componentes horizontales y verticales.

$$P_{S-AWWA} = P_{SH} + 0.4 \cdot P_{SV} \quad (3.77)$$

En donde el valor 0.4 representa una disminución en las cargas verticales por ser consideradas simultáneamente con el sismo horizontal, el cual, al igual que para los momentos volcantes, no es considerado por la norma chilena (NCh), la que determina la carga resultante en base a la siguiente expresión:

$$P_{S-NCh} = P_{SH} + P_{SV} \quad (3.78)$$

Por último, para la condición del estanque vacío, se utiliza el momento  $M_{v-SE}$ , y no se tienen en cuenta los pesos asociados a los contenidos del estanque.

#### 3.1.11.2. Cargas Cortantes (AWWA)

Las cargas cortantes que se aplican en los pernos corresponden a los cortes basales por viento,  $V_{fv}$ , y a los cortes basales por sismo,  $V_{fs}$ , definidas en las secciones anteriores, las que

se ven reducidas por la carga que el estanque es capaz de resistir debido al roce con el suelo o la fundación.

$$V_{NET} = Q_{B-AWWA} - V_{ALLOW} = \max(V_{fv}; V_{fs}) - V_{ALLOW} \quad (3.79)$$

En donde  $V_{NET}$  es la carga a resistir por los pernos en [N], la cual en caso de ser negativa se asume cero, y  $V_{ALLOW}$ , en [N], es la carga cortante que resiste el estanque por fuerzas roce, que se define como:

$$V_{ALLOW} = \tan(30^\circ) \cdot [W_S + W_r + W_i + W_c] \cdot (1 - 0.4A_v) \quad (3.80)$$

Los parámetros que determinan  $V_{ALLOW}$  fueron definidos con anterioridad. Se debe tener en cuenta además, que la norma define que de todos los pernos instalados, únicamente la mitad de ellos actúan resistiendo los cortes basales.

### 3.1.11.3. Cargas Cortantes (NCh2369)

La norma chilena no permite considerar el efecto de roce entre el estanque y su fundación, salvo para equipos que se diseñan con fondo cónico, con lo cual se permite reducir el corte basal con el corte por conicidad del fondo del estanque.

Adicionalmente, el documento nacional establece que, del total de pernos de anclaje, solo un tercio de estos deben ser capaces de soportar la totalidad del corte sísmico. A partir de lo anterior, la fuerza cortante que deben resistir los pernos se define como:

$$Q_{B-NCh} = \max(V_{fv}; V_{fs}) \quad (3.81)$$

### 3.1.11.4. Cargas sobre Silla de Anclaje y sus componentes

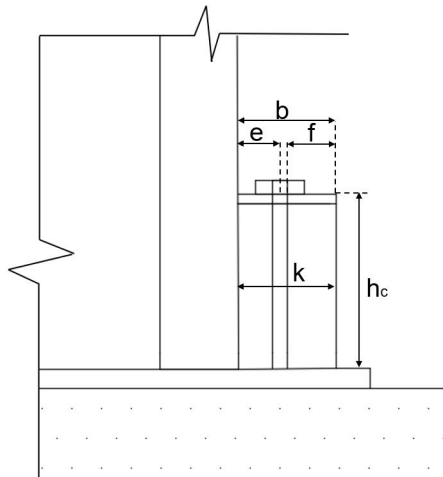


Figura 3.5: Dimensiones Silla de Anclaje

La norma internacional AISI-T192, referenciada en las normas AWWA para diseñar las sillas de anclaje, establece la tensión que recibe la placa horizontal superior de la silla a partir de la Ecuación 3.82.

$$\sigma_{TP} = \frac{P_A}{f \cdot t_{TP}^2} (0.375S_g - 0.22d_{PA}) \quad (3.82)$$

En donde  $f$  es la distancia entre el borde de la placa horizontal más alejado del manto y el comienzo del agujero del perno de anclaje,  $t_{TP}$  es el espesor de la placa,  $S_g$  es la distancia entre las placas verticales de la silla de anclaje, y  $d_{PA}$  es el diámetro del perno de anclaje utilizado, todos estos valores en pulgadas, [in].  $P_A$  es definido como el menor de los siguientes valores:

$$P_A = 1.5 \cdot \frac{\max(P_V; P_S)/1000}{A_{AB}} \quad (3.83)$$

$$P_A = \sigma_{ADM-AB} \cdot A_{AB} \quad (3.84)$$

En donde  $P_{S,V}$  corresponden respectivamente a las cargas de levantamiento de los pernos de anclaje por sismo y viento, en libras, [lb],  $A_{AB}$  es el área de los pernos de anclajes utilizados en [in<sup>2</sup>], y  $\sigma_{ADM-AB}$  corresponde a la resistencia nominal de los pernos de anclaje, en [ksi].

Por otro lado, la tensión local que la silla de anclaje le traspasa al anillo inferior del manto del estanque se obtiene a través de la expresión:

$$\sigma_{SAC} = \frac{P_A e}{t_1 + t_{cr}} \left( \frac{1.32Z}{\frac{1.43ah_c^2}{Rt_1} + (4ah_c^2)^{0.333}} \right) \quad (3.85)$$

En donde  $e$  es la distancia entre el borde del manto y el centro del agujero del perno de anclaje,  $t_1$  y  $t_{cr}$  son respectivamente los espesores del anillo inferior del manto del estanque y del anillo continuo colocado entre los anclajes y el manto,  $a$  es el ancho a lo largo del manto de la placa superior de la silla de anclaje y  $h_c$  es la altura de la silla de anclaje, todo en [in].  $Z$  es un factor de reducción, definido como:

$$Z = \frac{1.0}{\frac{0.177at_{BA}}{\sqrt{Rt_1}} \cdot \left(\frac{t_{BA}}{t_1}\right)^2 + 1.0} \quad (3.86)$$

En donde  $t_{BA}$ , en [in], es el espesor del anillo basal. La norma posteriormente define las cargas verticales ( $W_V$ ) y horizontales ( $W_H$ ) a las que se someten las soldaduras de la placa superior y placas verticales de la silla de anclaje:

$$W_V = \frac{P_A}{a + 2h_c} \quad (3.87)$$

$$W_H = \frac{P_A e}{ah_c + 0.667h_c^2} \quad (3.88)$$

### 3.1.12. Cargas sobre pernos de manto

Los pernos del manto del estanque están sometidos principalmente a cargas de corte, dadas por el sismo y por las cargas de agua estáticas y dinámicas. Estas cargas son tomadas por las líneas de pernos perpendiculares a la dirección de la carga, es decir, la carga de agua es soportada por la línea vertical de pernos, mientras que las cargas longitudinales de compresión por sismo son tomadas por las líneas horizontales de pernos.

Entonces, la carga que toma cada perno para un mismo anillo del manto del estanque es:

$$p_{BV} = \frac{\max(\sigma_{c-S}; \sigma_{c-V}; \sigma_{c-SE}) \cdot A_{TV}}{N_{PH}} \quad (3.89)$$

$$p_{BH} = \frac{(\sigma_s + \sigma_W) \cdot A_V}{N_{PV}} \quad (3.90)$$

En donde  $p_{BV}$  y  $p_{BH}$  es la carga vertical y horizontal tomada por un perno de la línea de acción respectiva, en [kN],  $A_{TV}$  y  $A_V$  son las áreas en planta y en elevación del anillo en estudio, mientras que  $N_{PV}$  es la cantidad de pernos de una línea vertical del anillo, y  $N_{PH}$  es el número de pernos horizontales de la línea inferior de pernos del anillo.

## 3.2. Combinaciones de Carga

Las combinaciones de cargas son definidas a partir del método de las tensiones admisibles definido por la norma NCh3171.Of2017 y por las normas norteamericanas. Particularmente, la norma chilena NCh2369.Of2003 utiliza dos de las combinaciones definidas en la norma NCh3171, que son utilizadas el diseño en estudio y mostradas a continuación:

$$\mathbf{C1:} \quad D + F + a_{SC}L_r + S_H + S_V$$

$$\mathbf{C2:} \quad D + F + a_{SC}L_r + V$$

De forma adicional, para estudiar el caso del estanque en condición vacía, se define una combinación basada en lo definido en la norma NCh3171.Of2017, la cual para los modelos de elementos finitos se separa en dos combinaciones (C3S y C3W), cada una tomando las cargas correspondiente a las cargas sísmicas y de viento, según lo mostrado a continuación:

$$\mathbf{C3:} \quad D + a_{SC}L_r + \max(S_H + S_V ; V)$$

$$\mathbf{C3S:} \quad D + a_{SC}L_r + S_H + S_V$$

$$\mathbf{C3W:} \quad D + a_{SC}L_r + V$$

En donde D representa las cargas muertas, F todas las cargas asociadas al fluido contenido,  $a_{SC}$  representa el factor que modifica la sobrecarga de techo, igual a cero para este caso según lo descrito en la sección 4.5 de la norma,  $L_r$  es la sobrecarga de techo,  $S_H$  las cargas

asociadas a las aceleraciones horizontales impulsivas y convectivas,  $S_V$  las cargas asociadas a la aceleración vertical y  $V$  representa las cargas de viento.

Por otro lado, si bien en los documentos AWWA no se incluyen combinaciones de cargas, implícitamente basan muchos de sus procedimientos de diseño en la norma ASCE7-05, estándar que sí entrega combinaciones aplicables, que se detallan a continuación:

$$\mathbf{C4:} \quad D + F$$

$$\mathbf{C5:} \quad D + F + L_r$$

$$\mathbf{C6:} \quad D + F + \max[V ; 0.7(S_H + S_V)]$$

$$\mathbf{C7:} \quad D + F + 0.75 \max[V ; 0.7(S_H + S_V)] + 0.75 L_r$$

$$\mathbf{C8:} \quad 0.6 D + V$$

$$\mathbf{C9:} \quad 0.6 D + 0.7 (S_H + S_V)$$

Del total de combinaciones definidas anteriormente, se escogen tres para implementar en la planilla de cálculo, de tal manera de evaluar todos los casos de carga, y encontrar los más críticos para el estanque, pero no evaluar bajo la totalidad de combinaciones. Las combinaciones escogidas fueron la C1, C2 y C3.

Por su parte, para los modelos computacionales se implementan una mayor cantidad de combinaciones de carga, dividiendo la combinación C3 como se mencionó anteriormente, y la combinación C7 de la misma manera. Dentro del análisis de resultados, se evalúa si alguna de las combinaciones que se dejaron fuera de la planilla de cálculo es más crítica.

### 3.3. Tensiones, Momentos y Cargas Admisibles

#### 3.3.1. Momento Volcante Admisible

Los momentos resistentes al volcamiento para estanques sin sistemas de anclajes dicen relación con el peso del estanque, y con una porción de los contenidos en él. El momento resistente producido por el peso del estanque se define como:

$$M_R = (W_S + W_r) \cdot \frac{D}{2} + \left( \frac{w_L}{1000} \cdot \pi D \right) \cdot \frac{D}{2} \quad (3.91)$$

En donde  $D$  es el diámetro del estanque en [m], y  $W_S$  y  $W_r$  representan el peso del manto y del techo del estanque respectivamente, en [kN], y  $w_L$  es la fuerza resistente de los contenidos del estanque, en [N/m], definido en la Ecuación 3.70.

Para estanques con sistemas de anclajes, la resistencia a los momentos volcantes está dada por la resistencia a la tracción de los pernos de anclaje, definido en secciones posteriores.

### 3.3.2. Corte Basal Admisible

La resistencia del corte basal para estanques sin anclajes está dada por la fuerza de fricción admisible del estanque, definida en la Ecuación 3.92.

$$V_{ALLOW} = \tan 30^\circ [W_s + W_r + W_i + W_c] (1 - 0.4A_v) \quad (3.92)$$

En donde  $W_s$ ,  $W_r$ ,  $W_i$  y  $W_c$  son los pesos, en [kgf], del manto, techo, componentes impulsivas y convectivas, respectivamente.  $A_v$  es la aceleración vertical de diseño, en [g].

Para estanques con sistemas de anclajes, la resistencia al corte basal está dada por la resistencia de los pernos de anclaje, definido en secciones posteriores.

### 3.3.3. Tensión Admisible para Pandeo Local en el Manto

#### 3.3.3.1. Según normas AWWA

La tensión admisible al pandeo del manto se define a partir de las ecuaciones definidas por las normas AWWA.

Se define en primer lugar los Materiales Clase 1 y Clase 2. Los primeros son materiales con tensión de fluencia entre  $186.2 \text{ [MPa]} \leq F_y \leq 234.4 \text{ [MPa]}$ . Mientras que los segundos, son materiales con tensiones de fluencia  $F_y > 234.4 \text{ [MPa]}$ .

Entonces, para materiales Clase 1 se tiene la tensión admisible al pandeo en el manto:

$$\text{Para } 0 \leq \frac{t_S}{R} \leq 0.0035372 : F_L = 17.5(10)^5 \cdot \frac{t_S}{R} \cdot \left(1 + 50000 \cdot \left(\frac{t_S}{R}\right)^2\right) \quad (3.93)$$

$$\text{Para } 0.0035372 < \frac{t_S}{R} \leq 0.0125 : F_L = 6925 + 886(10)^3 \cdot \frac{t_S}{R} \quad (3.94)$$

$$\text{Para } \frac{t_S}{R} > 0.0125 : F_L = 18[\text{ksi}] = 124.1[\text{MPa}] \quad (3.95)$$

Para materiales Clase 2:

$$\text{Para } 0 \leq \frac{t_S}{R} \leq 0.0031088 : F_L = 17.5(10)^5 \cdot \frac{t_S}{R} \cdot \left(1 + 50000 \cdot \left(\frac{t_S}{R}\right)^2\right) \quad (3.96)$$

$$\text{Para } 0.0031088 < \frac{t_S}{R} \leq 0.0125 : F_L = 5775 + 738(10)^3 \cdot \frac{t_S}{R} \quad (3.97)$$

$$\text{Para } \frac{t_S}{R} > 0.0125 : F_L = 15[\text{ksi}] = 103.41[\text{MPa}] \quad (3.98)$$



### 3.3.3.2. Según NCh2369

La norma nacional define en la sección 11.7.4 la tensión admisible a la que puede estar sometido el manto de un estanque elevado según la siguiente expresión:

$$Fa = 135 \cdot F_y \cdot \frac{t_S}{D} \leq 0.8 \cdot F_y \quad (3.99)$$

En donde  $t_S$  es el espesor de la placa estudiada, en [mm], y  $F_y$  la tensión de fluencia de esta, en [MPa].

### 3.3.4. Compresión Admisible en el Manto

#### 3.3.4.1. Estanque Soldado

La resistencia del manto soldado a los esfuerzos de compresión por sismo es definida en la sección 13.5.4.2.4. de la norma AWWA D100-11, en ella, se establece que:

$$\text{Para estanques sin anclajes : } \sigma_e = 1.333 \cdot \left( F_L + \frac{\Delta\sigma_{cr}}{2} \right) \quad (3.100)$$

$$\text{Para estanques con anclajes : } \sigma_e = 1.333 \cdot F_L \quad (3.101)$$

En donde  $F_L$  representa el esfuerzo máximo permitido para impedir el pandeo en el manto, definido en la sección 3.3.3 del presente trabajo, y  $\sigma_{cr}$  representa un aumento en el esfuerzo máximo para estanques sin sistema de anclaje, que se define a partir de la ecuación (13-49) de la norma como:

$$\sigma_{cr} = \frac{\Delta C_c \cdot E \cdot t_S}{R} \quad (3.102)$$

En donde E es el Módulo de Young del material en [MPa],  $t_S$  el espesor del anillo de manto en estudio en [m], considerando la disminución de espesor por corrosión, R el radio del estanque en [m], y  $\Delta C_c$  se define como:

$$\text{Para } \frac{\sigma_W}{E} \left( \frac{R}{t} \right)^2 \leq 0.064 : \Delta C_c = 0.72 \cdot \left( \frac{\sigma_W}{E} \left( \frac{R}{t} \right)^2 \right)^{0.84} \quad (3.103)$$

$$\text{Para } \frac{\sigma_W}{E} \left( \frac{R}{t} \right)^2 > 0.064 : \Delta C_c = 0.045 \cdot \ln \left( \frac{\sigma_W}{E} \left( \frac{R}{t} \right)^2 + 0.0018 \right) + 0.194 \leq 0.22 \quad (3.104)$$

En donde  $\sigma_W$  representa la presión hidrostática en el borde inferior del anillo a evaluar, en [MPa].

La resistencia del manto soldado a los esfuerzos de compresión por viento es asumida igual a la definida en la presente sección, debido a la falta de información en la norma norteamericana en este aspecto.

### 3.3.4.2. Estanque Apernado

Las máximas tensiones de compresión longitudinal en el manto apernado están definidas a partir de las por las ecuaciones planteadas en la sección 14.3.4.2.1 de la norma AWWA D103-09, las que establecen que:

$$\text{Para estanques sin anclajes : } \sigma_e = 1.333 \cdot \left( \sigma_a + \frac{\Delta\sigma_{cr}}{2} \right) \quad (3.105)$$

$$\text{Para estanques con anclajes : } \sigma_e = 1.333 \cdot \sigma_a \quad (3.106)$$

En donde  $\Delta\sigma_{cr}$ , en [MPa], representa un aumento en el esfuerzo máximo para estanques sin sistema de anclaje y se define de igual manera que para el caso soldado, mientras que  $\sigma_a$  es la tensión de compresión admisible de cada anillo en [MPa], dada por la ecuación mostrada en la sección 5.4.2 de la norma AWWA D103-09:

$$\sigma_a = 103 \cdot \left( \frac{2}{3} \right) \cdot \left( 100 \cdot \frac{t_S}{R} \right) \cdot \left[ 2 - \left( \frac{2}{3} \right) \cdot \left( 100 \cdot \frac{t_S}{R} \right) \right] \leq 103 \quad (3.107)$$

En donde  $t_S$ , en [mm], es el espesor del anillo en estudio y R en [mm] es el radio del estanque.

La resistencia del manto apernado a los esfuerzos de compresión por viento es asumida igual a la definida en la presente sección, debido a la falta de información en la norma norteamericana en este aspecto.

### 3.3.5. Tracción Admisible en el Manto

#### 3.3.5.1. Estanque Soldado

La tracción admisible en el manto se define a partir de la siguiente expresión:

$$\sigma_{adm-TW} = \sigma_{max-T} \cdot E_{JE} \quad (3.108)$$

En donde  $\sigma_{max-TW} = 103.4$  MPa, definido así para todos los casos a partir de la Tabla 5 del documento AWWA D100-11, y  $E_{JE}$  es un factor de reducción de la resistencia, dependiente del tipo de soldadura con la que se unan las placas de manto, y se obtiene a partir de la tabla mostrada a continuación.

Tabla 3.9: Coeficientes de diseño por Soldaduras. [3]

| Description  | Tension      | Compression  |
|--|--------------|--------------|
| Double-groove butt joint (D-GBJ) with C.J.P.             | 0.85         | 1.00         |
| D-GBJ with P.J.P   | 0.85 $Z/t_i$ | 1.00 $Z/t_i$ |
| Single-groove butt joint (S-GBJ) with C.J.P. and backing | 0.85         | 1.00         |

Tabla 3.10: Coeficientes de diseño por Soldaduras. [3]

| Description   | Tension      | Compression  |
|---|--------------|--------------|
| Transverse Lap joint with continuos fillet in 2 sides                               | 0.75         | 0.75         |
| Transverse Lap joint with continuos fillet in 1 side, and intermittent on the other | 0.75 (1+X)/2 | 0.75 (1+X)/2 |

En donde  $Z$  es la longitud de penetración del P.J.P en [mm],  $t_i$ , también en [mm], es el espesor del anillo que se está analizando. En caso de existir diferencias de espesores entre los elementos soldados se considera el espesor menor.  $X$  es la proporción entre el mayor largo ininterrumpido de la soldadura en estudio, y el largo total de esta.

### 3.3.5.2. Estanque Apernado

El esfuerzo admisible a tracción de las placas de manto se calcula a partir del menor valor obtenido de las fórmulas definidas en la Sección 5.5.3 de la norma AWWA D103-09:

$$\sigma_{adm-TB} = 0.6F_y(1.0 - 0.9r + 3rd/S_i) \leq 0.6F_y \quad (3.109)$$

$$\sigma_{adm-TB} = 0.4F_u \quad (3.110)$$

En donde  $F_y$  y  $F_u$ , en [MPa], son las tensiones de fluencia y ruptura del material respectivamente,  $d$  es el diámetro de los pernos, en [mm],  $S_i$  es el espaciamiento en [mm] entre pernos perpendiculares a la dirección de la tensión considerada, y  $r$  es una proporción entre la fuerza transmitida por los pernos de una sección determinada, respecto a la fuerza que pasa por dicha sección, según la siguiente expresión:

$$r = \frac{1}{N_c} \quad (3.111)$$

En donde  $N_c$  es el número de columnas de pernos de la conexión estudiada.

### 3.3.6. Tensión Admisible para Aplastamiento de Perforaciones

La tensión admisible para el aplastamiento de las perforaciones de los pernos de manto es definida por la norma AWWA D103-09 en su sección 5.5.4, la cual define que:

$$\sigma_{ADM-B} = 1.35 \cdot F_y \quad (3.112)$$

En donde  $F_y$  es la tensión de fluencia del acero de la placa conectada, en [MPa].

### 3.3.7. Tracción Admisible en los Pernos de Anclaje

Las normas AWWA determinan los esfuerzos de tracción admisibles de los pernos de anclaje a partir los siguientes criterios:

$$\sigma_{ADM-AB} = \min(0.8F_y; 0.5F_u) \quad (3.113)$$

En donde  $F_y$  y  $F_u$  son las tensiones de fluencia y ruptura del material utilizado en el perno de anclaje, en [MPa]. Luego, para obtener la tracción admisible, se utiliza la siguiente expresión:

$$T_{ADM} = \sigma_{ADM-AB} \cdot A_{AB} \quad (3.114)$$

En donde  $A_{AB}$  es el área del perno de anclaje utilizado en [ $mm^2$ ].

### 3.3.8. Corte Admisible en los Pernos de Anclaje

Los esfuerzos de corte admisibles en los pernos de anclajes son obtenidos a partir de la Fórmula 3.115.

$$\tau_{ADM-AB} = 0.4 \cdot F_y \quad (3.115)$$

En donde  $F_y$ , en [MPa], es la tensión de fluencia del material utilizado en el perno de anclaje. En base a la expresión anterior, se obtiene el corte admisible como:

$$Q_{ADM} = \tau_{ADM-AB} \cdot A_{AB} \quad (3.116)$$

En donde, al igual que para las tracciones admisibles,  $A_{AB}$  es el área del perno de anclaje utilizado, en [ $mm^2$ ].

### 3.3.9. Tensión Admisible en Soldaduras

La norma AWWA D100 no entrega un procedimiento explícito para el cálculo de resistencia de las soldaduras, por lo que se utilizan las expresiones entregadas por la norma chilena NCh427.Of2016, que basa sus procedimientos en la norma AISC360-10 [21]. En base a esto, la resistencia está se obtiene como:

$$R_{NW} = F_{NW} \cdot A_{WE} \quad (3.117)$$

En donde  $A_{WE}$  es el área de la soldadura, en [ $mm^2$ ], y  $F_{NW}$  es la tensión nominal que resiste la soldadura en [MPa]. El área de la soldadura es dependiente del tipo de unión soldada que se materialice, pero a modo general, se utiliza la siguiente expresión:

$$A_{WE} = L_W \cdot \textit{Effective Throat} \quad (3.118)$$

En donde la garganta efectiva, *Effective Throat*, es obtenida dependiendo del tipo de soldadura, y se muestra en la sección J.2.1 de la AISC360-10. A modo de ejemplo, para soldaduras tipo C.J.P., la garganta efectiva es el menor espesor de los elementos unidos. Respecto a la tensión nominal que resiste la soldadura,  $F_{NW}$ , se define como:

$$F_{NW} = 0.60F_{exx} \cdot (1.0 + 0.50 \cdot \sin(\theta)^{1.5}) \quad (3.119)$$

En donde  $F_{exx}$  es la resistencia de clasificación del electrodo utilizado en [MPa], y  $\theta$ , en grados, es el ángulo de inclinación de la carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura.

### 3.3.10. Corte Admisible en los Pernos de Manto

La resistencia de los pernos de manto al corte es entregada por la norma AWWA D103-09 en la sección 5.5.5, y se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$\sigma_{nV} = F_u(0.6)(0.9)/2.2 \leq 0.25F_u \quad (3.120)$$

En donde  $F_u$ , en [MPa], representa la tensión de ruptura del perno. Por otro lado, la norma chilena NCh427.Of.2016 (AISC360-10), entrega las siguientes resistencias:

Tabla 3.11: Resistencias de los pernos al corte. [10]

| Tipo de Perno | $\sigma_{nV}$ [ksi] | $\sigma_{nV}$ [MPa] |
|---------------|---------------------|---------------------|
| <b>A307</b>   | 27 ksi              | 186 MPa             |
| <b>A325N</b>  | 54 ksi              | 372 MPa             |
| <b>A325X</b>  | 68 ksi              | 469 MPa             |
| <b>A490N</b>  | 68 ksi              | 469 MPa             |
| <b>A490X</b>  | 84 ksi              | 579 MPa             |

Luego, la resistencia final al corte se obtiene a partir de la menor de las resistencias antes mostradas.

# Capítulo 4

## Diseño de Estanques de Acero: Descripción del Estanque Estudiado

En el presente capítulo se definen las dimensiones, ubicación, estructuración y principales características de los estanques, para poder realizar posteriormente el diseño, modelo computacional y comparaciones con los modelos.

### 4.1. Descripción General

El estanque a estudiar se ubicó en Chile, en campo abierto según las normas NCh432.Of71. Según la clasificación de la norma NCh2369.Of2003, se definió en zona sísmica 3, además de ser clasificado como una estructura C2, y ubicado en un suelo de tipo II. Para poder homologar estos parámetros sísmicos a los que entregan los estándares AWWA, se compararon las definiciones entregadas por ambas normas.

Respecto a las zonas sísmicas, si bien las normas norteamericanas estudiadas no definen zonas sísmicas como tal, sí definen ciertos parámetros sísmicos que son encontrados en función de la ubicación geográfica del estanque en Estados Unidos. Para zonas especiales o con condiciones específicas no abordadas en la norma (como puede ser un estanque ubicado en Chile), se establecen valores específicos, como se pudo apreciar en secciones anteriores. Es por esto que la zona sísmica definida por la norma chilena no es homologable a un parámetro particular de las normas AWWA.

Respecto a la clasificación de la estructura, la norma chilena clasifica según la importancia de las estructuras en 3 tipos diferentes: C1, C2 y C3. Por su parte, las normas AWWA también establecen 3 grupos de clasificación según uso sísmico del estanque: I, II y III. Las principales características de cada grupo se muestran en la Tabla 4.1.

Posteriormente, la norma chilena NCh2369 clasifica los suelos a partir de 4 grupos: I, II, III, IV. Las normas AWWA por su parte definen 5 grupos: Suelos A, B, C, D y E. las características más importantes de cada grupo son definidas en la Tabla 4.2.

Tabla 4.1: Comparación de clasificaciones por importancia.

| NCH2369.Of2003 |  | AWWA D100 & AWWA D103 |  |
|----------------|--|-----------------------|--|
| Clasificación  | Descripción  | Clasificación         | Descripción  |
| C1             | Obras críticas, que deben mantener el funcionamiento por: Control de incendios, explosiones, daños ecológicos, salud de las personas, envenenamiento. Detención provoca pérdidas serias de producción. | III                   | Estanques que proveen agua para servicios indispensables después de un terremoto, como servicios contra incendios, o con una gran importancia en la seguridad, supervivencia o salud de personas. <sup>3</sup> |
| C2             | Obras Menores, que pueden tener fallas menores de reparación rápida, que no causan detenciones prolongadas ni pérdidas de producción importantes. No ponen en riesgo obras de categoría C1 (III).      | II                    | Tanques que proveen agua para servicios o instalaciones que se consideran importantes para el bienestar público.   |
| C3             | Obras menores o provisionales, cuya falla no produce detenciones prolongadas ni pone en riesgo obras de tipo C2 y C1.  | I                     | Tanques que no cumplen entran en las categorías de tipo I y II.  |

Tabla 4.2: Comparación de clasificación de suelos.

| NCH2369.Of2003 |             |         |             | AWWA D100 & AWWA D103 |             |         |             |
|----------------|-------------|---------|-------------|-----------------------|-------------|---------|-------------|
| Clasificación  | Propiedades |         |             | Clasificación         | Propiedades |         |             |
|                | $v_S$ [m/s] | SPT [-] | $s_u$ [kPa] |                       | $v_S$ [m/s] | SPT [-] | $s_u$ [kPa] |
| I              | >900        | N.A     | N.A         | A                     | >1500       | N.A     | N.A         |
| II             | 400 - 900   | >40     | >100        | B                     | 760 - 1500  | N.A     | N.A         |
| III            | S/I         | 20 - 40 | 25 - 100    | C                     | 370 - 760   | >50     | > 100       |
| IV             | S/I         | S/I     | <25         | D                     | 180 - 370   | 15-50   | 50 - 100    |
| -              | -           | -       | -           | E                     | <180        | <15     | <50         |

De la Tabla 4.2, S/I significa Sin Información, y es utilizado para los casos en que los tipos de suelo de la norma chilena no entregan información que sí entregan las normas AWWA, mientras que N.A. es utilizado para los casos en que las propiedades no aplican, en este caso, por tratarse de tipos de suelo rocosos.

A partir de lo anterior, el estanque definido como zona sísmica 3, clasificación C2 y tipo de suelo II a partir de las normas chilenas, se homologó a las normas AWWA como un estanque del grupo sísmico I, un suelo tipo C y una exposición tipo C.

Por otro lado, el estanque se conformó con un techo de forma cónica, un manto compuesto de un total de tres anillos, con un fondo plano y un sistema de anclajes unido al manto, como se puede apreciar en el esquema general mostrado anteriormente en la Figura 4.1. El material utilizado fue acero A36, para techo, manto, base, silla de anclaje y accesorios, A325N para los pernos, y electrodo E70 para las soldaduras.

Más específicamente, el estanque en estudio presentaba una altura total  $H_T = 8.25$  [m], un diámetro  $D = 10.50$  [m] y una altura máxima de líquido durante la operación del equipo de  $6.00$  [m], que entregó una capacidad de  $520$  [ $m^3$ ].

El techo del estanque en estudio corresponde a uno del tipo autoportante, compuesto de placas con espesor  $t_r = 10$  [mm], ubicadas sobre vigas de techo espaciadas radialmente cada  $1.5$  [m]. Además, tiene una pendiente  $\theta = 20\% = 0.2$ .

Por otro lado, el manto del estanque se compuso de 3 anillos, de alturas  $h_1 = h_2 = h_3 = 2.4$  [m] cada uno, los que a su vez están compuestos de placas curvadas de dimensiones  $L_S = 6.0$  [m] y  $b_S = 2.4$  [m]. Los espesores de los anillos utilizados para ambos estanques son  $t_1 = 8$  [mm],  $t_2 = t_3 = 6$  [mm]. La altura total del manto,  $H_t$ , se definió como  $7.2$  [m] y una revancha  $h_f = 1.2$  [m]. La unión entre las distintas partes de los estanques es la principal diferencia entre los estanques, ya que se materializaron a través de soldaduras o de pernos. Además, el fondo o base del estanque se conformó de placas de espesor  $t_b = 6$  [mm].

El sistema de anclaje del estanque estaba compuesto de silla de anclaje en conjunto con pernos de anclaje. Se utilizaron un total de 24 anclajes, espaciados cada  $15^\circ$ , es decir,  $S_A = 1.37$  [m]. La silla de anclaje estaba conformada de una placa superior horizontal, sobre la que se apoya el perno de anclaje, de  $t_{TP} = 25$  [mm], y placas verticales unidas a la horizontal y al manto, de espesor  $t_{VP} = 16$  [mm]. Las dimensiones principales de la silla de anclaje son  $b = 125$  [mm],  $a = 110$  [mm], la excentricidad del perno es  $e = 35$  [mm], mientras que la altura total de la silla es de  $h_c = 400$  [mm]. Los pernos de anclaje utilizados fueron de diámetro  $d_{PA} = 1\frac{1}{2}'' = 38.1$  [mm]. Todas las sillas de anclaje se encontraban unidas entre ellas por un anillo de anclajes continuo, del mismo espesor que la placa superior horizontal de la silla.

Adicionalmente, debido al contacto del estanque con el agua y a las condiciones ambientales que enfrenta, se produce corrosión en los distintos elementos del estanque. En base a esto, se definieron espesores de corrosión permitidos para el estanque en estudio, tanto en las distintas partes del estanque, como en los pernos de anclaje. Para el estanque diseñado, se estableció el espesor permitido en techo, manto, base como  $CA = 1$  [mm], mientras que para los pernos de anclaje se definió  $CA_A = 3$  [mm].

Se presentan a continuación distintos esquemas, en conjunto con una tabla resumen del estanque en estudio, para así facilitar la comprensión de los distintos parámetros definidos en los párrafos precedentes.



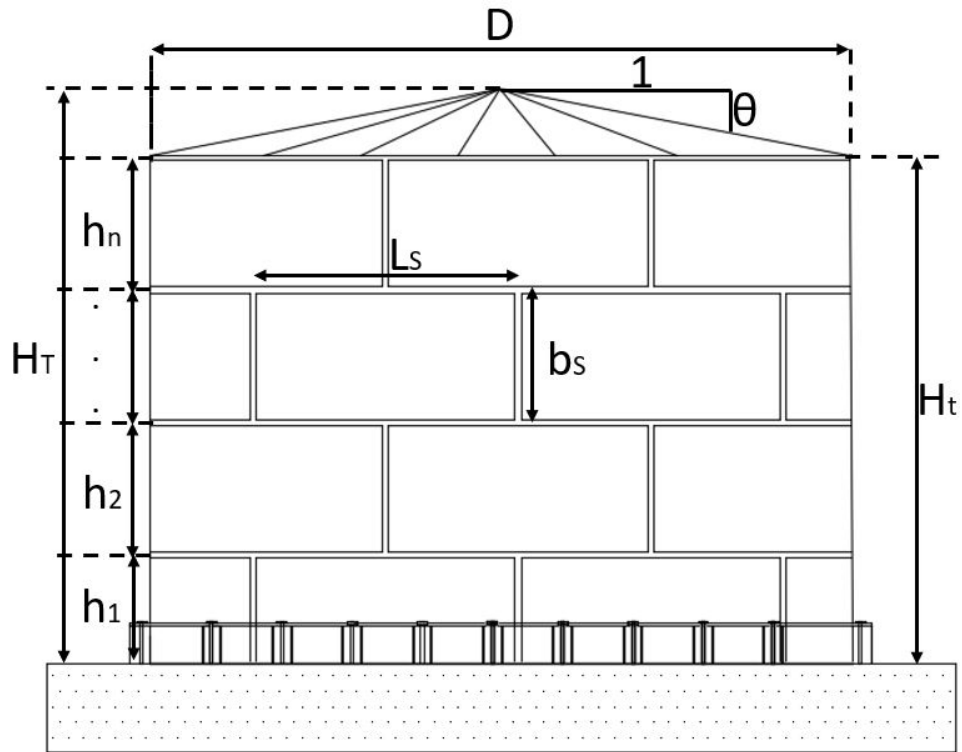


Figura 4.1: Elevación Estanque Estudiado

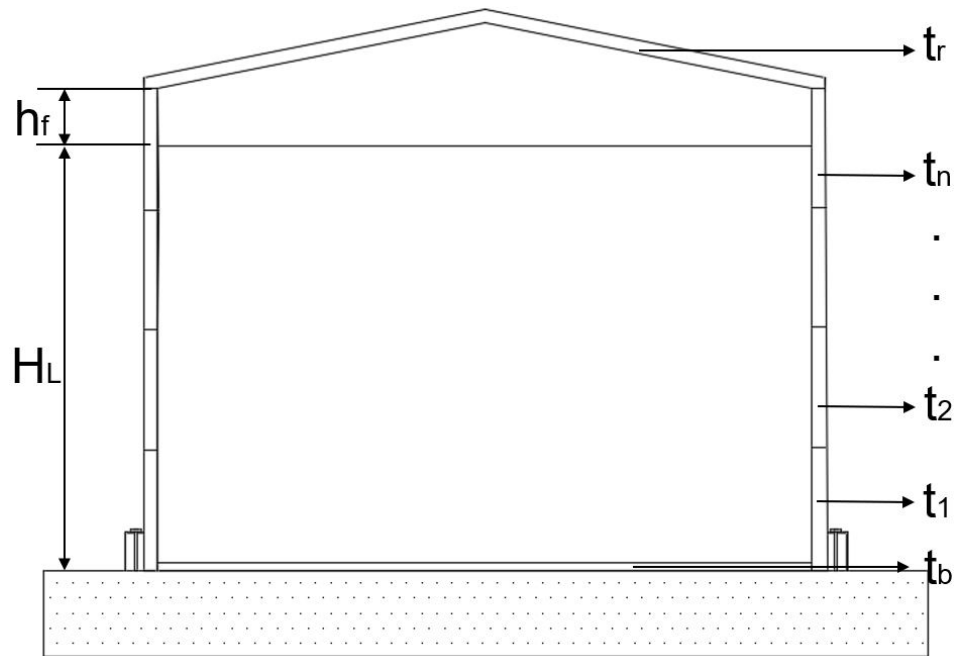


Figura 4.2: Corte en Elevación Estanque Estudiado

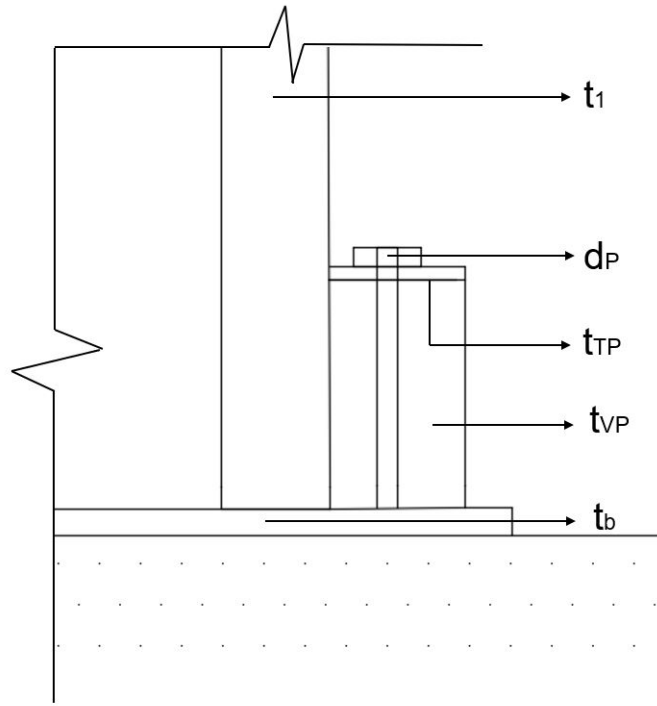


Figura 4.3: Parámetros Anclajes Estanque Estudiado.

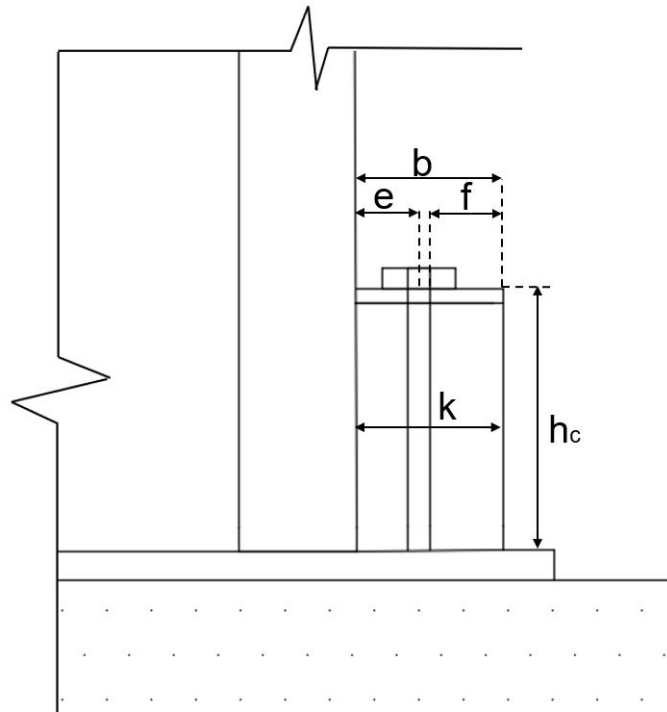


Figura 4.4: Parámetros Anclajes Estanque Estudiado.

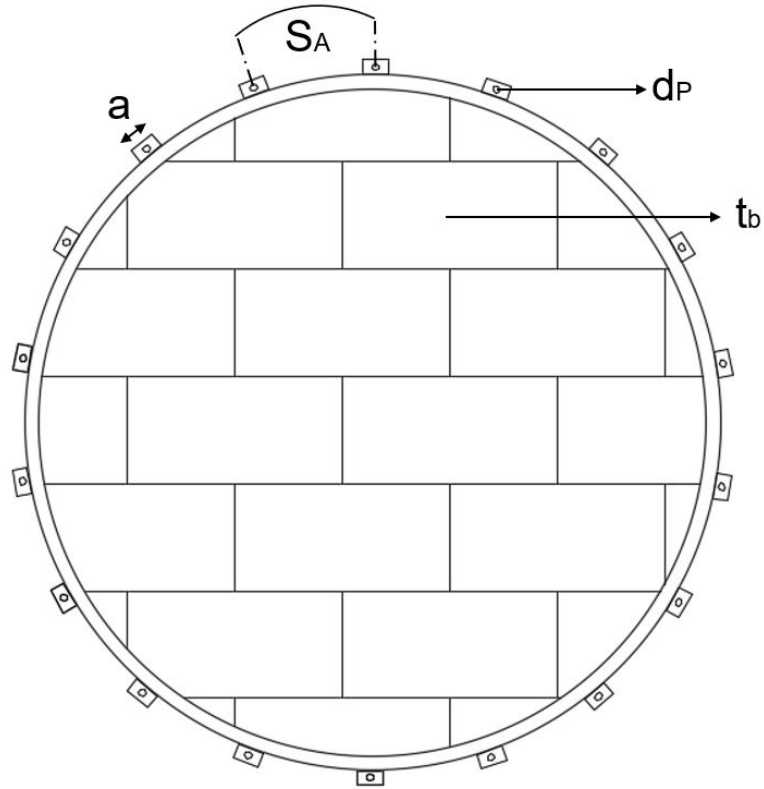


Figura 4.5: Corte en Planta Estanque Estudiado

Tabla 4.3: Resumen geometría y parámetros del estanque en estudio.

| Parte    | Característica                      | Material | Parámetro     | Valor  |
|----------|-------------------------------------|----------|---------------|--------|
| Estanque | Diámetro                            | -        | $D$ [m]       | 10.50  |
|          | Altura                              | -        | $H_T$ [m]     | 8.25   |
|          | Altura Máxima de líquido            | -        | $H_L$ [m]     | 6.00   |
|          | Capacidad                           | -        | $Q$ [ $m^3$ ] | 520.00 |
|          | Relación Altura Líquido - Diámetro  | -        | $H_L/D$ [-]   | 0.57   |
|          | Espesor de Corrosión Estanque       | -        | $CA$ [mm]     | 1.00   |
|          | Espesor de Corrosión Pernos Anclaje | -        | $CA$ [mm]     | 3.00   |
| Techo    | Espesor Placas                      | A36      | $t_r$ [mm]    | 10.00  |
|          | Inclinación                         | -        | $\theta$ [%]  | 20.00  |
| Manto    | Altura                              | -        | $H_t$ [m]     | 7.2    |
|          | Revancha                            | -        | $h_f$ [m]     | 1.2    |
|          | Altura Placas Manto                 | -        | $b_S$ [m]     | 2.40   |
|          | Largo Placas Manto                  | -        | $L_S$ [mm]    | 6.00   |
|          | Altura Anillos                      | -        | $h_i$ [m]     | 2.40   |

Tabla 4.4: Resumen geometría y parámetros del estanque en estudio (Continuación).

| Parte    | Característica                          | Material | Parámetro       | Valor  |
|----------|---|----------|-----------------|--------|
| Manto    | Espesor Anillo 1                        | A36      | $t_1$ [mm]      | 8.00   |
|          | Espesor Anillos 2 y 3                   | A36      | $t_2$ [mm]      | 6.00   |
|          | Electrodo Soldadura                     | E70      | $F_{exx}$ [MPa] | 483    |
|          | Tipo Soldadura                          | -        | -               | C.J.P  |
|          | Diámetro Pernos                         | A325N    | $d$ [mm]        | 38.10  |
|          | Número de Filas                         | -        | $n_r$ [-]       | 1      |
|          | Número de Columnas                      | -        | $n_c$ [-]       | 2      |
|          | Espaciamiento Vertical                  | -        | $S_V$ [mm]      | 75     |
|          | Espaciamiento Horizontal Anillo 1       | -        | $S_H$ [mm]      | 190    |
|          | Espaciamiento Horizontal Anillos 2 y 3  | -        | $S_H$ [mm]      | 140    |
| Base     | Espesor Placas                          | A36      | $t_b$ [mm]      | 6.00   |
| Anclajes | Número de Anclajes                      | -        | N [-]           | 24.00  |
|          | Espaciamiento                           | -        | $S_A$ [°]       | 15.00  |
|          | Altura Silla de Anclaje                 | -        | $h_c$ [mm]      | 400.00 |
|          | Ancho Placa Superior, paralelo al manto | -        | $a$ [mm]        | 110.00 |
|          | Ancho Placa Superior, normal al manto   | -        | $b$ [mm]        | 125.00 |
|          | Espesor Placa Superior                  | A36      | $t_{TP}$ [mm]   | 25.00  |
|          | Espesor Placas Verticales               | A36      | $t_{VP}$ [mm]   | 16.00  |
|          | Diámetro Pernos Anclaje                 | A325N    | $d_{PA}$ [mm]   | 38.10  |
|          | Excentricidad Pernos de Anclaje         | -        | $e$ [mm]        | 35     |

## 4.2. Conexiones: Estanque Soldado

Las conexiones soldadas del estanque se materializaron utilizando electrodos E70, el cual entrega una resistencia  $F_{\text{cax}} = 483$  [MPa].

Para las conexiones entre las placas de manto se utilizó la unión tipo *Double-V-Groove Butt Joint with Complete Joint Penetration* (C.J.P.), mostrada en la Figura N°2.5, tanto en las soldaduras entre placas verticales como horizontales. La unión entre el anillo inferior del manto del estanque y el fondo, se definió con una soldadura C.J.P., como se puede observar en la Figura 4.6.

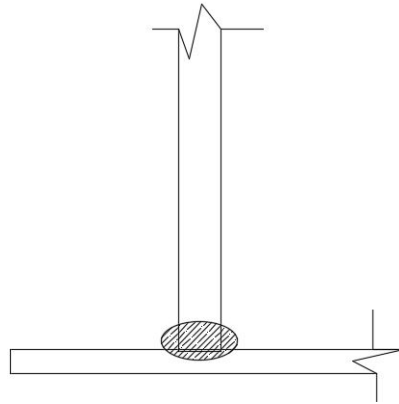


Figura 4.6: Unión Manto-Fondo Soldada. [5]

Por su parte, la unión entre el anillo superior del manto del estanque y el techo, también se materializó con una soldadura C.J.P.. La forma de la conexión es mostrada en la Figura 4.7.

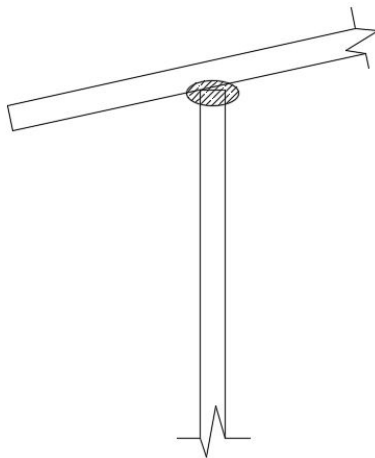


Figura 4.7: Unión Manto - Techo Soldada. [5]

Finalmente, respecto a las uniones entre las placas de techo, y entre las placas de fondo, se realizó con uniones tipo Complete Joint Penetration (C.J.P.).

### 4.3. Conexiones: Estanque Apernado

Las conexiones apernadas, a diferencia de las soldadas, requieren elementos adicionales con el objetivo de evitar las filtraciones del líquido contenido por las conexiones del equipo. Es por esto que, para las uniones apernadas, aparte de considerar los pernos, golillas y tuercas, se incluyeron *Gaskets* y Sellantes.

Los *Gaskets* son elastómeros (cauchos, siliconas o neoprenos) que se colocan entre las placas a conectar, con la finalidad de evitar la infiltración entre placas. Por su parte, los sellantes corresponden a materiales epóxicos que se aplican una vez colocado el perno con el torque requerido, y se aplica en la tuerca, golilla y cabeza del perno, para sellar la perforación. Un esquema general de una conexión apernada para estanques se muestra en la Figura 4.8.

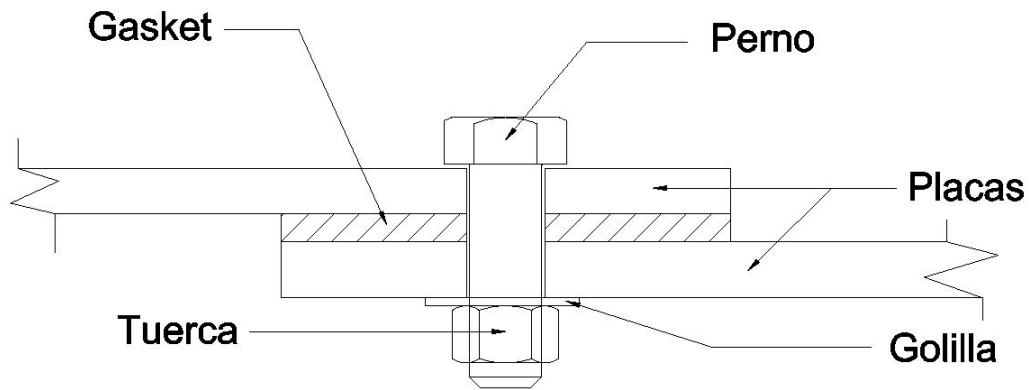


Figura 4.8: Esquema General de Conexión Apernado



Figura 4.9: Accesorios de Conexiones apernadas

Para los estanque apernado en estudio, las uniones apernadas del manto se materializaron con pernos de diámetro 1" (25.4 mm). El espaciamiento vertical ( $S_v$ ) entre los pernos utilizado fue de 75 mm, mientras que el espaciamiento máximo horizontal ( $S_H$ ) se definió como 190 [mm] para el anillo inferior, y de 140 [mm] para el resto. La distancia mínima entre el centro del perno y el borde vertical ( $L_{ev}$ ) u horizontal ( $L_{eH}$ ) de la placa se definió indistintamente como 40 mm.

Por otro lado, la unión manto-fondo también utilizaron pernos de 1" de diámetro, espaciados horizontalmente cada 190 [mm], y se materializó con la ayuda de un perfil L80x80x5, colocado como se puede observar en la Figura 4.10

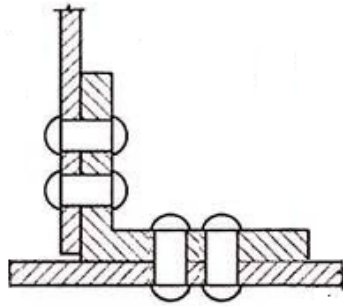


Figura 4.10: Unión Manto-Fondo Apernada.

A su vez, la unión techo - manto, se realizó con la colocación de un ángulo por el exterior del borde superior del manto, el cual es apernado utilizando pernos de 1" de diámetro, espaciados horizontalmente cada 140 [mm]. Un ejemplo de la conexión se puede observar en la Figura 4.11.

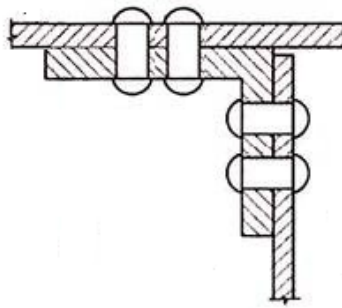


Figura 4.11: Unión Manto-Techo Apernada.

Además, la unión entre las placas de fondo, y entre las placas de techo del estanque se realizó con una fila de pernos de diámetro 5/8", espaciados entre ellos 70 [mm], y con una distancia al borde de 30 [mm].

# Capítulo 5

## Cálculo y Verificaciones de Diseño

En el presente capítulo se muestra una versión resumida de las cargas, tensiones admisibles y verificaciones realizadas para ambos diseños estanques en estudio. El desarrollo completo se encuentra en el anexo del presente trabajo de título.

### 5.1. Cargas

#### 5.1.1. Cargas Muertas

Tabla 5.1: Resumen Cargas Muertas (Ref: Anexo Sec 9.1.1.)

|   |             |            |         |
|---|-------------|------------|---------|
| Peso Componente Impulsiva                     | $W_i =$     | 685754 lb  | 3050 kN |
| Peso Componente Convectiva                    | $W_c =$     | 447040 lb  | 1989 kN |
| Peso Total Agua                               | $W_{TC} =$  | 1144672 lb | 5097 kN |
| Peso Total Estanque Soldado                   | $W_{TT} =$  | 52237 lb   | 232 kN  |
| Peso Total Estanque Soldado - Cond. Corroída  | $W'_{TT} =$ | 44569 lb   | 198 kN  |
| Peso Total Estanque Apernado                  | $W_{TT} =$  | 52237 lb   | 236 kN  |
| Peso Total Estanque Apernado - Cond. Corroída | $W'_{TT} =$ | 44569 lb   | 201 kN  |

#### 5.1.2. Cargas Vivas

Tabla 5.2: Resumen Cargas Vivas (Ref: Anexo Sec 9.1.2.)

|   |                     |                       |          |
|---|---------------------|-----------------------|----------|
| Esfuerzo por Carga Viva de Techo - NCh  | $\sigma_{L-NCh} =$  | 15 lb/ft <sup>2</sup> | 0.72 kPa |
| Esfuerzo por Carga Viva de Techo - AWWA | $\sigma_{L-AWWA} =$ | 7 lb/ft <sup>2</sup>  | 0.34 kPa |
| Esfuerzo por Carga Viva de Techo        | $\sigma_L =$        | 15 lb/ft <sup>2</sup> | 0.72 kPa |
| Carga Viva Total de Techo               | $L_r =$             | 14016 lb              | 62.36 kN |



### 5.1.3. Cargas de Agua

Tabla 5.3: Resumen Presiones de Agua (Ref: Anexo Sec. 9.1.3.)

| Anillo | Hidrostática<br>( $\sigma_W$ ) | Hidrodinámica<br>( $\sigma_S$ ) | Tensión Total |
|--------|--------------------------------|---------------------------------|---------------|
| 1      | 44.11 MPa                      | 14.55 MPa                       | 58.66 MPa     |
| 2      | 37.05 MPa                      | 15.28 MPa                       | 52.34 MPa     |
| 3      | 12.35 MPa                      | 6.51 MPa                        | 18.86 MPa     |

Tabla 5.4: Resumen Carga Total de Agua (Ref: Anexo Sec. 9.1.3.)

| Anillo | Hidrostática<br>( $P_{WW}$ ) | Hidrodinámica<br>( $P_{WS}$ ) | Tensión Total |
|--------|------------------------------|-------------------------------|---------------|
| 1      | 847 kN                       | 279 kN                        | 1126 kN       |
| 2      | 534 kN                       | 220 kN                        | 755 kN        |
| 3      | 178 kN                       | 94 kN                         | 272 kN        |

### 5.1.4. Cargas de Viento

Tabla 5.5: Resumen Cargas de Viento (Ref: Anexo Sec. 9.1.4.)

|                                   |                       |                       |          |
|-----------------------------------|-----------------------|-----------------------|----------|
| Presión de Viento en Manto - NCh  | $\sigma_{Vm-NCh} =$   | 16 lb/ft <sup>2</sup> | 0.77 kPa |
| Presión de Viento en Techo - NCh  | $\sigma_{VrH-NCh} =$  | 18 lb/ft <sup>2</sup> | 0.86 kPa |
| Presión de Viento en Manto - AWWA | $\sigma_{Vm-AWWA} =$  | 18 lb/ft <sup>2</sup> | 0.86 kPa |
| Presión de Viento en Techo - AWWA | $\sigma_{VrH-AWWA} =$ | 35 lb/ft <sup>2</sup> | 1.69 kPa |
| Presión de Viento en Manto        | $\sigma_{Vm} =$       | 18 lb/ft <sup>2</sup> | 0.86 kPa |
| Presión de Viento en Techo        | $\sigma_{VrH} =$      | 35 lb/ft <sup>2</sup> | 1.69 kPa |
| Carga Total de Viento             | $V =$                 | 17810 lb              | 79.24 kN |

### 5.1.5. Aceleraciones Sísmicas

Tabla 5.6: Resumen Aceleraciones Sísmicas (Ref: Anexo Sec 9.1.5.)

|                              |               |         |
|------------------------------|---------------|---------|
| Período Impulsivo            | $T_i =$       | 0.074 s |
| Período Convectivo           | $T_c =$       | 3.44 s  |
| Aceleración Impulsiva - NCh  | $A_{i-NCh} =$ | 0.32 g  |
| Aceleración Convectiva - NCh | $A_{c-NCh} =$ | 0.04 g  |

Tabla 5.7: Resumen Aceleraciones Sísmicas. Continuación (Ref: Anexo Sec 9.1.5.)

|                              |                |        |
|------------------------------|----------------|--------|
| Aceleración Vertical - NCh   | $A_{v-NCh} =$  | 0.21 g |
| Aceleración Impulsiva - Nch  | $A_{i-AWWA} =$ | 0.17 g |
| Aceleración Convectiva - NCh | $A_{c-AWWA} =$ | 0.08 g |
| Aceleración Vertical - NCh   | $A_{v-AWWA} =$ | 0.14 g |
| Aceleración Impulsiva        | $A_i =$        | 0.32 g |
| Aceleración Convectiva       | $A_c =$        | 0.08 g |
| Aceleración Vertical         | $A_v =$        | 0.21 g |

### 5.1.6. Momentos Volcantes

Tabla 5.8: Resumen Momentos Volcantes (Ref: Anexo Sec. 9.1.6.)

|                                       |                   |               |           |
|---------------------------------------|-------------------|---------------|-----------|
| Momento Volcante por Sismo - NCh      | $M_{v-S-NCh} =$   | 1852234 lb-ft | 8482 kN-m |
| Momento Volcante por Sismo - AWWA     | $M_{v-S-AWWA} =$  | 3933797 lb-ft | 2985 kN-m |
| Mom. Volc. Sismo (Cond. Vacía)-NCh    | $M_{v-SE-NCh} =$  | 411162 lb-ft  | 558 kN-m  |
| Mom. Volc. Sismo (Cond. Vacía)-AWWA   | $M_{v-SE-AWWA} =$ | 164538 lb-ft  | 223 kN-m  |
| Momento Volcante por Viento - NCh     | $M_{v-S-NCh} =$   | 187158 lb-ft  | 254 kN-m  |
| Momento Volcante por Viento - AWWA    | $M_{v-S-AWWA} =$  | 237501 lb-ft  | 322 kN-m  |
| Momento Volcante por Sismo            | $M_{v-S} =$       | 1852234 lb-ft | 8482 kN-m |
| Momento Volc. por Sismo (Cond. Vacía) | $M_{v-SE} =$      | 411162 lb-ft  | 558 kN-m  |
| Momento Volcante por Viento           | $M_{v-S} =$       | 237501 lb-ft  | 322 kN-m  |

### 5.1.7. Compresión en el Manto

Tabla 5.9: Resumen Esfuerzos de Compresión en el Manto (Ref: Anexo Sec. 9.1.7 y 9.1.8)

| Anillo | Sismo<br>( $\sigma_{c-S}$ ) | Cond. Vacía<br>( $\sigma_{c-SE}$ ) | Viento<br>( $\sigma_{c-V}$ ) |
|--------|-----------------------------|------------------------------------|------------------------------|
| 1      | 7.50 MPa                    | 3.07 MPa                           | 0.53 MPa                     |
| 2      | 10.50 MPa                   | 4.30 MPa                           | 0.74 MPa                     |
| 3      | 10.50 MPa                   | 4.30 MPa                           | 0.74 MPa                     |

## 5.1.8. Cortes Basales

Tabla 5.10: Resumen Cortes Basales (Ref: Anexo Sec. 9.1.9.)

|   |                  |           |            |
|---|------------------|-----------|------------|
| Corte Basal por Sismo -NCh              | $V_{fs-NCh} =$   | 237055 lb | 1054.47 kN |
| Corte Basal por Sismo Cond. Vacía - NCh | $V_{fsE-NCh} =$  | 16716 lb  | 74.39 kN   |
| Corte Basal por Viento - NCh            | $V_{fv-NCh} =$   | 14675 lb  | 65.30 kN   |
| Corte Basal por Sismo - AWWA            | $V_{fs-AWWA} =$  | 127555 lb | 567.92 kN  |
| Corte Basal por Sismo Cond. Vacía-AWWA  | $V_{fsE-AWWA} =$ | 8706 lb   | 38.74 kN   |
| Corte Basal por Viento - AWWA           | $V_{fv-AWWA} =$  | 17810 lb  | 79.24 kN   |
| Corte Basal por Sismo                   | $V_{fs} =$       | 237055 lb | 1054.47 kN |
| Corte Basal por Sismo Cond. Vacía       | $V_{fsE} =$      | 16716 lb  | 74.39 kN   |
| Corte Basal por Viento                  | $V_{fv} =$       | 17810 lb  | 79.24 kN   |

## 5.1.9. Cargas en Pernos de Anclaje

### 5.1.9.1. Cargas de Levantamiento

Tabla 5.11: Resumen Tracción en Pernos de Anclajes (P.A.) (Ref: Anexo Sec. 9.1.10.)

|   |                 |          |           |
|---|-----------------|----------|-----------|
| Tracción P.A. por Sismo - NCh             | $P_{S-NCh} =$   | 35438 lb | 157.80 kN |
| Tracción P.A. por Sismo Cond. Vacía - NCh | $P_{SE-NCh} =$  | 929 lb   | 4.13 kN   |
| Tracción P.A. por Viento - NCh            | $P_{V-NCh} =$   | 0 lb     | 0.00 kN   |
| Tracción P.A. por Sismo - AWWA            | $P_{S-AWWA} =$  | 5645 lb  | 25.14 kN  |
| Tracción P.A. por Sismo Cond. Vacía-AWWA  | $P_{SE-AWWA} =$ | 0 lb     | 0.00 kN   |
| Tracción P.A. por Viento - AWWA           | $P_{V-AWWA} =$  | 0 lb     | 0.00 kN   |
| Tracción P.A. por Sismo                   | $P_S =$         | 35438 lb | 157.80 kN |
| Tracción P.A. por Sismo Cond. Vacía       | $P_{SE} =$      | 929 lb   | 4.13 kN   |
| Tracción en P.A. por Viento               | $P_V =$         | 0 lb     | 0.00 kN   |

### 5.1.9.2. Cargas Cortantes

Tabla 5.12: Resumen Corte en Pernos de Anclajes (Ref: Anexo Sec. 9.1.11. y 9.1.12.)

|                                  |                 |          |           |
|----------------------------------|-----------------|----------|-----------|
| Corte en Perno de Anclaje - NCh  | $Q_{AB-NCh} =$  | 29632 lb | 131.81 kN |
| Corte en Perno de Anclaje - AWWA | $Q_{AB-AWWA} =$ | 0 lb     | 0.00 kN   |

### 5.1.10. Cargas sobre Silla de Anclaje

Tabla 5.13: Resumen Cargas en Silla de Anclaje (Ref: Anexo Sec. 9.1.13)

|                                  |         |              |            |
|----------------------------------|---------|--------------|------------|
| Carga de Diseño Silla de Anclaje | $P_A =$ | 47269 lb     | 210.26 kN  |
| Carga Soldadura Vertical         | $W_V =$ | 1.32 kip/in  | 0.23 kN/mm |
| Carga Soldadura Horizontal       | $W_H =$ | 0.003 kip/in | 0.56 kN/mm |

### 5.1.11. Cargas en Pernos de Manto

Tabla 5.14: Resumen Carga Sobre un Perno de Manto (Ref: Anexo Sec. 9.1.14.)

| Anillo | Vertical<br>( $p_{BV}$ ) | Horizontal<br>( $p_{BH}$ ) |
|--------|--------------------------|----------------------------|
| 1      | 13.13 kN                 | 33.26 kN                   |
| 2      | 9.72 kN                  | 27.94 kN                   |
| 3      | 9.56 kN                  | 21.05 kN                   |

## 5.2. Resumen Verificaciones. Estanque Soldado

| Verificación                                   | Carga    | Resistencia | F.U.  | Ref. Anexo   |
|--|----------|-------------|-------|--------------|
| <i>Verificaciones Geométricas</i>              |          |             |       |              |
| Max. Dimensiones Placas de Manto               |          |             | OK    | Sec. 9.2.1   |
| Espesor Mínimo Placas de Manto                 |          |             | OK    | Sec. 9.3.1.  |
| Espesor Mínimo Placas de Techo                 |          |             | OK    | Sec. 9.2.2   |
| Altura mínima Revancha de Manto                |          |             | OK    | Sec. 9.2.3   |
| Dimensiones Silla de Anclaje                   |          |             | OK    | Sec. 9.2.12. |
| <i>Verificaciones Estabilidad del Estanque</i> |          |             |       |              |
| Volcamiento (Caso 1)                           | 8482 kN  | 3192 kN     | 266 % | Sec. 9.2.4.  |
| Volcamiento (Caso 2)                           | 322 kN   | 3192 kN     | 10 %  | Sec. 9.2.4.  |
| Volcamiento (Caso 3)                           | 558 kN   | 998 kN      | 56 %  | Sec. 9.2.4.  |
| Deslizamiento (Caso 1)                         | 1054 kN  | 2764 kN     | 38 %  | Sec. 9.2.5.  |
| Deslizamiento (Caso 2)                         | 79 kN    | 2764 kN     | 3 %   | Sec. 9.2.5.  |
| Deslizamiento (Caso 3)                         | 74 kN    | 100 kN      | 74 %  | Sec. 9.2.5.  |
| <i>Verificaciones Manto Soldado</i>            |          |             |       |              |
| Pandeo Local - AWWA (Caso 1)                   | 11.2 MPa | 12.0 MPa    | 93 %  | Sec. 9.2.6.  |
| Pandeo Local - AWWA (Caso 2)                   | 1.5 MPa  | 12.0 MPa    | 12 %  | Sec. 9.2.6.  |
| Pandeo Local - AWWA (Caso 3)                   | 5.0 MPa  | 12.0 MPa    | 42 %  | Sec. 9.2.6.  |
| Pandeo Local - NCh (Caso 1)                    | 11.2 MPa | 16.0 MPa    | 70 %  | Sec. 9.2.7.  |
| Pandeo Local - NCh (Caso 2)                    | 1.5 MPa  | 16.0 MPa    | 9 %   | Sec. 9.2.7.  |
| Pandeo Local - NCh (Caso 3)                    | 5.0 MPa  | 16.0 MPa    | 31 %  | Sec. 9.2.7.  |
| Atiesadores de Manto                           |          |             | OK    | Sec. 9.2.8.  |
| Compresión Longitudinal (Caso 1)               | 11.1 MPa | 13.6 MPa    | 82 %  | Sec. 9.3.2.  |
| Compresión Longitudinal (Caso 2)               | 1.4 MPa  | 13.6 MPa    | 10 %  | Sec. 9.3.2.  |
| Compresión Longitudinal (Caso 2)               | 4.9 MPa  | 13.6 MPa    | 36 %  | Sec. 9.3.2.  |
| Tensión Tangencial                             | 58.7 MPa | 87.9 MPa    | 67 %  | Sec. 9.3.3.  |
| Esfuerzos Locales por Anclajes                 | 69.8 MPa | 137.9 MPa   | 51 %  | Sec. 9.2.9.  |
| <i>Verificaciones Fondo del Estanque</i>       |          |             |       |              |
| Anillo Basal                                   |          |             | OK    | Sec. 9.2.10. |
| <i>Verificaciones Techo del Estanque</i>       |          |             |       |              |
| Espaciamiento Max Vigas de Techo               |          |             | OK    | Sec. 9.3.4.  |
| <i>Verificaciones de los Anclajes</i>          |          |             |       |              |
| Requisitos de Uso de Anclajes                  |          |             | OK    | Sec. 9.2.11. |
| Tracción Pernos de Anclaje (Caso 1)            | 158 kN   | 394 kN      | 40 %  | Sec. 9.2.14. |
| Tracción Pernos de Anclaje (Caso 2)            | 0 kN     | 394 kN      | 0 %   | Sec. 9.2.14. |
| Tracción Pernos de Anclaje (Caso 3)            | 4 kN     | 394 kN      | 1 %   | Sec. 9.2.14. |
| Corte Pernos de Anclaje (AWWA)                 | 0 kN     | 205 kN      | 0 %   | Sec. 9.2.15. |
| Corte Pernos de Anclaje (NCh)                  | 132 kN   | 205 kN      | 64 %  | Sec. 9.2.15. |
| Esfuerzos en Placa Hor. Silla Anclaje          | 114 MPa  | 138 MPa     | 83 %  | Sec. 9.2.15. |

| <b>Verificación</b>                   | <b>Carga</b> | <b>Resistencia</b> | <b>F.U.</b> | <b>Ref. Anexo</b>   |
|---------------------------------------|--------------|--------------------|-------------|---------------------|
| <i>Verificación de Soldaduras</i>     |              |                    |             |                     |
| Unión Anillo - Anillo                 | 1957 kN      | 5212 kN            | <b>38 %</b> | <b>Sec. 9.3.5.</b>  |
| Unión Vertical Placas de Manto        | 2424 kN      | 2780 kN            | <b>87 %</b> | <b>Sec. 9.3.6.</b>  |
| Unión Manto - Fondo                   | 2329 kN      | 6950 kN            | <b>34 %</b> | <b>Sec. 9.3.7.</b>  |
| Soldadura Vertical Silla de Anclaje   | 226 kN       | 461 kN             | <b>49 %</b> | <b>Sec. 9.2.17.</b> |
| Soldadura Horizontal Silla de Anclaje | 75 kN        | 154 kN             | <b>49 %</b> | <b>Sec. 9.2.17.</b> |
| Unión Manto - Techo                   | 1204 kN      | 5212 kN            | <b>23 %</b> | <b>Sec. 9.3.8.</b>  |

### 5.3. Resumen Verificaciones. Estanque Apernado

| Verificación                                      | Carga    | Resistencia | F.U.         | Ref. Anexo          |
|---|----------|-------------|--------------|---------------------|
| <i>Verificaciones Geométricas</i>                 |          |             |              |                     |
| Max. Dimensiones Placas de Manto                  |          |             | <b>OK</b>    | <b>Sec. 9.2.1</b>   |
| Espesor Mínimo Placas de Techo                    |          |             | <b>OK</b>    | <b>Sec. 9.2.2</b>   |
| Altura mínima Revancha de Manto                   |          |             | <b>OK</b>    | <b>Sec. 9.2.3</b>   |
| Dimensiones Silla de Anclaje                      |          |             | <b>OK</b>    | <b>Sec. 9.2.12.</b> |
| Espesor Mínimo de Placas de Manto                 |          |             | <b>OK</b>    | <b>Sec. 9.4.1.</b>  |
| Espaciamiento Mín. Pernos de Manto                |          |             | <b>OK</b>    | <b>Sec. 9.4.2.</b>  |
| <i>Verificaciones de Estabilidad del Estanque</i> |          |             |              |                     |
| Volcamiento (Caso 1)                              | 8482 kN  | 3192 kN     | <b>266 %</b> | <b>Sec. 9.2.4.</b>  |
| Volcamiento (Caso 2)                              | 322 kN   | 3192 kN     | <b>10 %</b>  | <b>Sec. 9.2.4.</b>  |
| Volcamiento (Caso 3)                              | 558 kN   | 998 kN      | <b>56 %</b>  | <b>Sec. 9.2.4.</b>  |
| Deslizamiento (Caso 1)                            | 1054 kN  | 2764 kN     | <b>38 %</b>  | <b>Sec. 9.2.5.</b>  |
| Deslizamiento (Caso 2)                            | 79 kN    | 2764 kN     | <b>3 %</b>   | <b>Sec. 9.2.5.</b>  |
| Deslizamiento (Caso 3)                            | 74 kN    | 100 kN      | <b>74 %</b>  | <b>Sec. 9.2.5.</b>  |
| <i>Verificaciones Manto Apernado</i>              |          |             |              |                     |
| Pandeo Local - AWWA (Caso 1)                      | 11.2 MPa | 12.0 MPa    | <b>93 %</b>  | <b>Sec. 9.2.6.</b>  |
| Pandeo Local - AWWA (Caso 2)                      | 1.5 MPa  | 12.0 MPa    | <b>12 %</b>  | <b>Sec. 9.2.6.</b>  |
| Pandeo Local - AWWA (Caso 3)                      | 5.0 MPa  | 12.0 MPa    | <b>42 %</b>  | <b>Sec. 9.2.6.</b>  |
| Pandeo Local - NCh (Caso 1)                       | 11.2 MPa | 16.0 MPa    | <b>70 %</b>  | <b>Sec. 9.2.7.</b>  |
| Pandeo Local - NCh (Caso 2)                       | 1.5 MPa  | 16.0 MPa    | <b>9 %</b>   | <b>Sec. 9.2.7.</b>  |
| Pandeo Local - NCh (Caso 3)                       | 5.0 MPa  | 16.0 MPa    | <b>31 %</b>  | <b>Sec. 9.2.7.</b>  |
| Atiesadores de Manto                              |          |             | <b>OK</b>    | <b>Sec. 9.2.8.</b>  |
| Compresión Longitudinal (Caso 1)                  | 11.1 MPa | 17.0 MPa    | <b>66 %</b>  | <b>Sec. 9.4.3.</b>  |
| Compresión Longitudinal (Caso 2)                  | 1.4 MPa  | 17.0 MPa    | <b>8 %</b>   | <b>Sec. 9.4.3.</b>  |
| Compresión Longitudinal (Caso 2)                  | 4.9 MPa  | 17.0 MPa    | <b>29 %</b>  | <b>Sec. 9.4.3.</b>  |
| Tensión Tangencial                                | 58.7 MPa | 148.9 MPa   | <b>39 %</b>  | <b>Sec. 9.4.4.</b>  |
| Esfuerzos Locales en Manto por Anclajes           | 69.8 MPa | 137.9 MPa   | <b>51 %</b>  | <b>Sec. 9.2.9</b>   |
| <i>Verificaciones del Fondo del Estanque</i>      |          |             |              |                     |
| Anillo Basal                                      |          |             | <b>OK</b>    | <b>Sec. 9.2.10.</b> |
| <i>Verificaciones del Techo del Estanque</i>      |          |             |              |                     |
| Espaciamiento Máximo Vigas de Techo               |          |             | <b>OK</b>    | <b>Sec. 9.4.5.</b>  |
| <i>Verificaciones de los Anclajes</i>             |          |             |              |                     |
| Requisitos de Uso de Anclajes                     |          |             | <b>OK</b>    | <b>Sec. 9.2.11.</b> |
| Tracción Pernos de Anclaje (Caso 1)               | 158 kN   | 394 kN      | <b>40 %</b>  | <b>Sec. 9.2.14.</b> |
| Tracción Pernos de Anclaje (Caso 2)               | 0 kN     | 394 kN      | <b>0 %</b>   | <b>Sec. 9.2.14.</b> |
| Tracción Pernos de Anclaje (Caso 3)               | 4 kN     | 394 kN      | <b>1 %</b>   | <b>Sec. 9.2.14.</b> |
| Corte Pernos de Anclaje (AWWA)                    | 0 kN     | 205 kN      | <b>0 %</b>   | <b>Sec. 9.2.15.</b> |
| Corte Pernos de Anclaje (NCh)                     | 132 kN   | 205 kN      | <b>64 %</b>  | <b>Sec. 9.2.15.</b> |
| Esfuerzos en Placa Hor. Silla                     | 114 MPa  | 138 MPa     | <b>83 %</b>  | <b>Sec. 9.2.15.</b> |

| <b>Verificación</b>                         | <b>Carga</b> | <b>Resistencia</b> | <b>F.U.</b> | <b>Ref. Anexo</b>   |
|---|--------------|--------------------|-------------|---------------------|
| <i>Verificación de Soldaduras</i>           |              |                    |             |                     |
| Soldadura Vertical Silla de Anclaje         | 226 kN       | 461 kN             | <b>49 %</b> | <b>Sec. 9.2.17.</b> |
| Soldadura Horizontal Silla de Anclaje       | 75 kN        | 154 kN             | <b>49 %</b> | <b>Sec. 9.2.17.</b> |
| <i>Verificación de Conexiones Apernadas</i> |              |                    |             |                     |
| Aplastamiento de la Perforación             | 37 kN        | 32 kN              | <b>97 %</b> | <b>Sec. 9.4.6.</b>  |
| Corte en pernos (Cargas Verticales)         | 13 kN        | 104 kN             | <b>13 %</b> | <b>Sec. 9.4.7.</b>  |
| Corte en pernos (Cargas Horizontales)       | 37 kN        | 104 kN             | <b>35 %</b> | <b>Sec. 9.4.7.</b>  |



# Capítulo 6

## Modelo de Elementos Finitos

En el presente capítulo, se muestran los cuatro modelos de elementos finitos desarrollados en SAP2000 junto con sus resultados, utilizados para verificar las cargas y tensiones más importantes obtenidas con el diseño mostrado en las secciones precedentes.

### 6.1. Consideraciones Generales

La modelación de los estanques se realizó con el software SAP2000. En cuanto a la estructuración de los modelos, se debe mencionar en primer lugar que no se distinguió entre conexiones realizadas con soldadura o con pernos, esto ya que modelar los distintos tipos de uniones no es trivial, y escapa del alcance de la presente investigación. Los modelos se definieron con la misma geometría y espesores respecto a la planilla de cálculo, para obtener resultados que sean comparables con lo obtenido por los diseños.

Para modelar el manto, techo y base del estanque, en todos los casos se trabajó sobre secciones tipo *Shell*, más específicamente, las distintas partes se materializaron como *Thin Plates*, que representan secciones tipo placas, de bajo espesor respecto a sus otras dos dimensiones. El material utilizado fue acero A36 para todas las partes del estanque.

Además, se definieron en todos los modelos un total de 24 apoyos empotrados, espaciados cada  $15^\circ$ , además de tres anillos, de espesor 8 [mm] para el anillo inferior, y de 6 [mm] para los dos superiores. El mallado del manto se definió con un espaciado vertical de 0.6 [m], y horizontal de  $15^\circ$ . Las placas de techo se modelaron con un espesor de 10 [mm]. El fondo del estanque no es modelado.

El agua contenida en el estanque, y su interacción con las paredes de este, es uno de los puntos más complejos en la modelación de este tipo de estructuras. Una de las metodologías más aceptadas y utilizadas es la descrita en la Sección 2.2, desarrollada por Housner[16]. Las diferencias entre los modelos realizados radican en cómo se materializó la interacción líquido-estructura, de tal manera de obtener los resultados más representativos posibles.

Las cargas vivas y de viento fueron definidas de la misma forma para todos los modelos desarrollados, mientras que las solicitaciones sísmicas se definieron a través de presiones, para el Modelo N°1, y mediante espectros, para los modelos N°2, N°3 y N°4.

## 6.2. Definición de Cargas

### 6.2.1. Cargas de Viento

Las cargas de viento para los modelos computacionales fueron definidas en la dirección X a través de la asignación de *Joint Patterns* en el manto, según lo definido en la Sección 3.1.4. Los valores de presión de viento se obtuvieron a partir de la Sección 5.1.4.

$$\sigma_{Vm} = MAX(\sigma_{Vm-NCh}; \sigma_{Vm-AWWA}) = 88 \left[ \frac{kgf}{m^2} \right] = 0.86[kPa] \quad (6.1)$$

Luego, para definir la distribución de la carga alrededor del manto del estanque, se definió el coeficiente de forma para el manto cada 15°, a partir de la curva a) de la Figura 3.1, como se puede apreciar en la Tabla 6.1. Por su parte, las cargas de viento sobre el techo fueron obtenidas de la Figura 3.2, en donde  $\alpha$  es la inclinación del techo, y q es asumida como  $P_w$ .

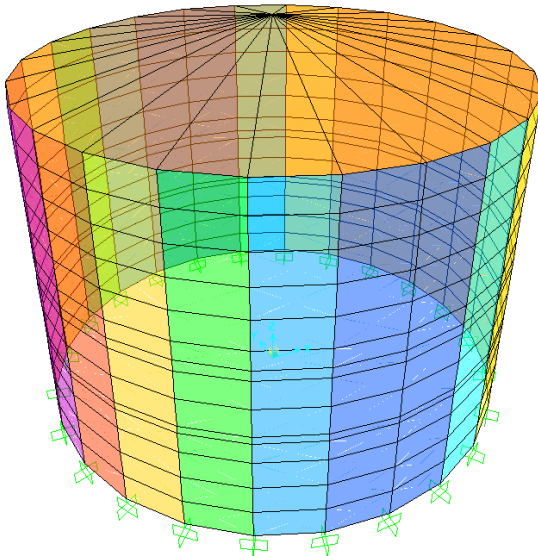


Figura 6.1: Distribución Presiones de Viento.

Tabla 6.1: Coef. de Forma Manto Modelos.

| Rango       | Coefficiente |
|-------------|--------------|
| 0° - 15°    | 0.825        |
| 15° - 30°   | 0.350        |
| 30° - 45°   | -0.350       |
| 45° - 60°   | -1.125       |
| 60° - 75°   | -1.800       |
| 75° - 90°   | -2.200       |
| 90° - 105°  | -2.200       |
| 105° - 120° | -1.700       |
| 120° - 135° | -0.775       |
| 135° - 150° | -0.250       |
| 150° - 165° | -0.250       |
| 165° - 180° | -0.250       |

### 6.2.2. Cargas Vivas

Las cargas vivas sobre el techo de los modelos computacionales se obtuvieron de la Sección 5.1.2, a partir de lo definido en la Sección 3.1.2. Los esfuerzos se aplicaron en los modelos como tensiones en dirección gravitacional sobre las placas de techo.

### 6.2.3. Cargas Sísmicas

La definición de un espectro para los modelos no es trivial, debido a que en los estanques se manifiestan conjuntamente solicitaciones de las componentes convectivas e impulsivas, que tienen asociados períodos y aceleraciones que no responden a un único espectro.

Debido a lo anterior, se siguió la metodología descrita por Vidal (2007), quien definió un espectro híbrido que incluye, para períodos pequeños, las aceleraciones de la componente impulsiva, mientras que para períodos mayores, las aceleraciones convectivas, además de una zona intermedia de transición entre ambos espectros.

El espectro híbrido de la norma chilena NCh2369.Of2003 se muestra en la Figura 6.2, en la que se nota que corresponde al espectro convectivo.

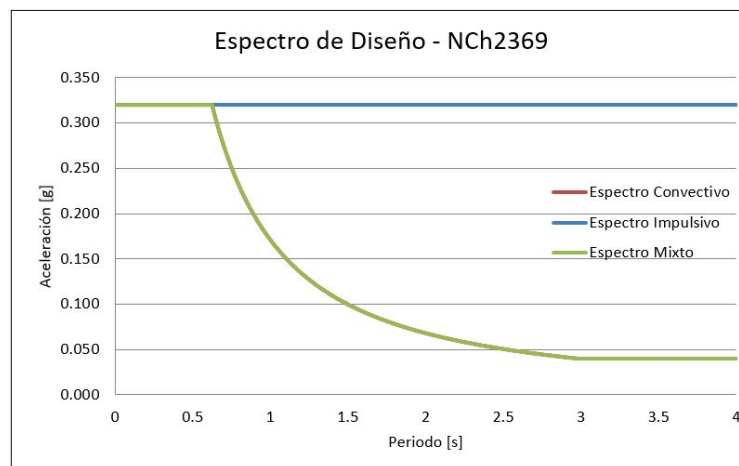


Figura 6.2: Generación de Espectro Híbrido. NCh2369

Por otro lado, en la Figura 6.3 se puede observar el espectro híbrido obtenido entre las aceleraciones impulsivas y convectivas asociadas a las normas AWWWA.

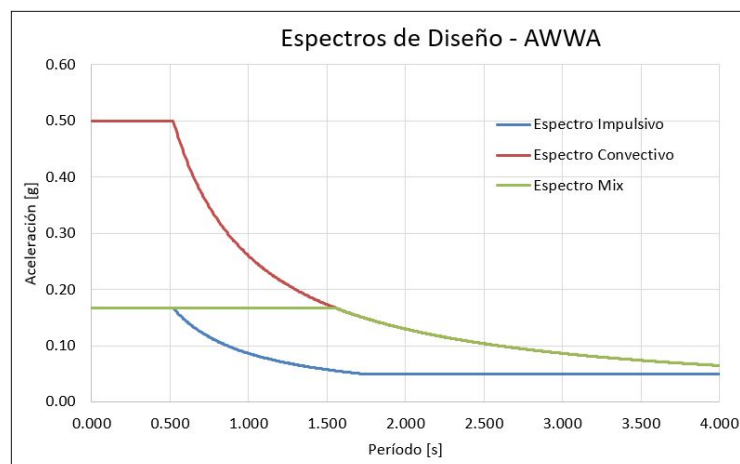


Figura 6.3: Generación de Espectro Híbrido. Normas AWWA.

Por último, se obtuvo un espectro híbrido de los espectros creados a partir de las normas NCh y AWWA, el cual se aplicó en los modelos en la dirección X. Como se puede observar en la Figura 6.4, el espectro híbrido que fue implementado considera las mayores demandas de las normas estudiadas.

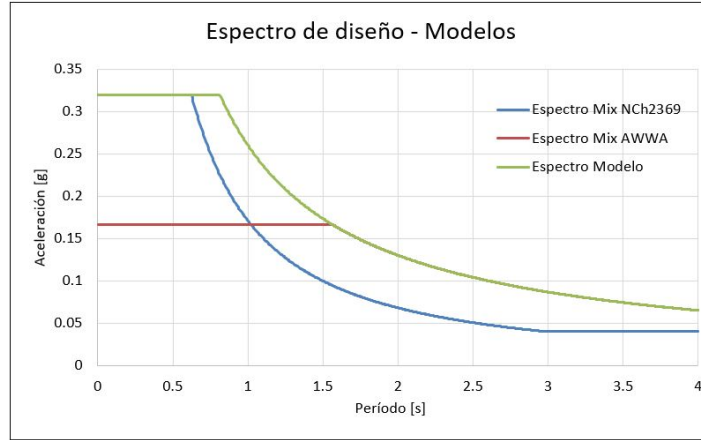


Figura 6.4: Generación de Espectro Híbrido.

Por otro lado, para el Modelo N°1, las cargas sísmicas se definieron de manera distinta, ya que no se utilizó un espectro de aceleraciones. Las solicitaciones sísmicas para este caso fueron determinadas en forma de presiones en el manto, siguiendo las distribuciones presentadas por la norma ACI350, y mostradas en las Figuras 2.11 y 2.12.

El patrón de distribución mostrado en las figuras mencionadas anteriormente se traduce en las siguientes fórmulas:

$$P_{i_H} = \frac{P_i}{2} \cdot \frac{[4H_L - 6X_i - (6H_L - 12X_i) \left(\frac{y}{H_L}\right)]}{H_L^2} \quad (6.2)$$

$$P_{c_H} = \frac{P_c}{2} \cdot \frac{[4H_L - 6X_c - (6H_L - 12X_c) \left(\frac{y}{H_L}\right)]}{H_L^2} \quad (6.3)$$

En donde  $P_{i_H}$  y  $P_{c_H}$  representan las fuerzas impulsivas y convectivas distribuidas en la altura, respectivamente,  $P_i$  y  $P_c$ , en [kN], son las fuerzas resultantes impulsivas y convectivas, obtenidas de multiplicar la aceleración por la masa asociada a cada componente.  $H_L$  la altura máxima de líquido en el estanque,  $X_i$  y  $X_c$  las alturas de aplicación de las componentes, e  $y$  es la altura a la cual se quiere conocer la fuerza impulsiva o convectiva, todo en [m]. Además:

$$P_{i_\theta} = \frac{2P_{i_H}}{\pi R} \cdot \cos\theta \quad (6.4)$$

$$P_{c_\theta} = \frac{2P_{c_H}}{\pi R} \cdot \cos\theta \quad (6.5)$$

En donde  $R$  es el radio del estanque, en [m], y  $\theta$  el ángulo respecto a la dirección del sismo a la cual se quiere conocer la fuerza impulsiva o convectiva.

Finalmente, las aceleraciones verticales se definieron, en todos los modelos, como un coeficiente sísmico igual a la mayor aceleración vertical definidas en la Sección 5.1.5.

$$A_v = \max(A_{v-AWWA}; A_{v-NCh}) = 0.21[g] \quad (6.6)$$

#### 6.2.4. Cargas de Agua

Las cargas de agua fueron definidas principalmente de dos maneras: A través de presiones y de masas.

De manera general, en todos los modelos se definieron las presiones hidrostáticas a través de la asignación de *Joint Patterns*, traducidos en presiones en el manto, mientras que las tensiones hidrodinámicas, asociadas al sismo, fueron definidas variadas formas, basadas en lo desarrollado por anteriormente otros autores, mostrado en la Sección 2.5.1.

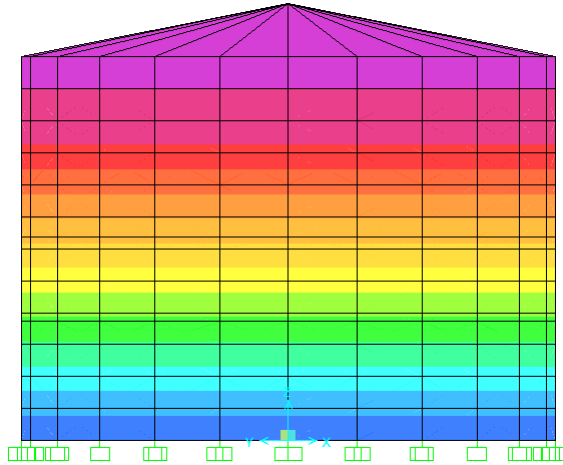


Figura 6.5: Distribución de Presión Hidrostática en los Modelos

#### 6.2.5. Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga aplicadas en los distintos modelos se basan en lo definido en la sección 3.2.

En los modelos se utilizaron desde la combinación 1 de la sección nombrada hasta las combinación 7. Cabe destacar que para las combinaciones indicadas por las normas ASCE que incluyen sismo (Combinaciones 6 y 7), el factor 0.7 no es considerado ya que se incluye en cálculo de las aceleraciones desarrollado en secciones anteriores.

Las combinaciones 8 y 9 no fueron utilizadas debido a que corresponden a estados de carga utilizados para el diseño de fundaciones, en las cuales la disminución de las cargas muertas representa una situación desfavorable.

Adicionalmente, las combinaciones 3 y 7 se dividieron en dos combinaciones cada una: La primera asociada al sismo (C3S y C7S) y la segunda asociada al viento (C3W y C7W).

### 6.3. Modelo N°1: Presiones en el manto

El primer modelo fue realizado con las características descritas en la sección de Consideraciones Generales. Además, las cargas de viento y cargas vivas fueron incluidas con las metodologías descritas en 6.2.1 y 6.2.2.

Las cargas sísmicas asociadas a las componentes impulsivas y convectivas se incluyeron en el modelo a través de presión aplicadas directamente en el manto, sin un espectro de aceleraciones, según lo descrito en la Sección 6.2.3. Las solicitaciones sísmicas sobre el manto pueden se observan a continuación.

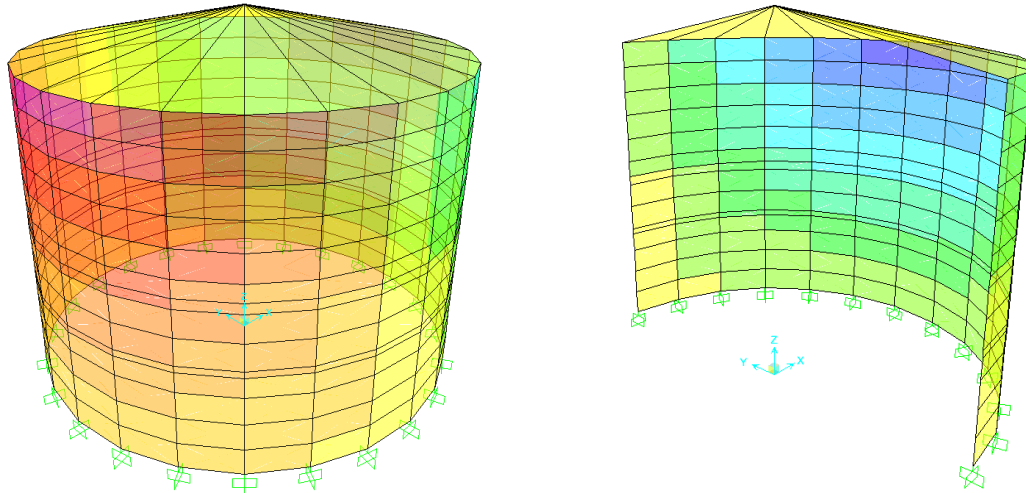


Figura 6.6: Solicitaciones Sísmicas Convectivas en el Manto

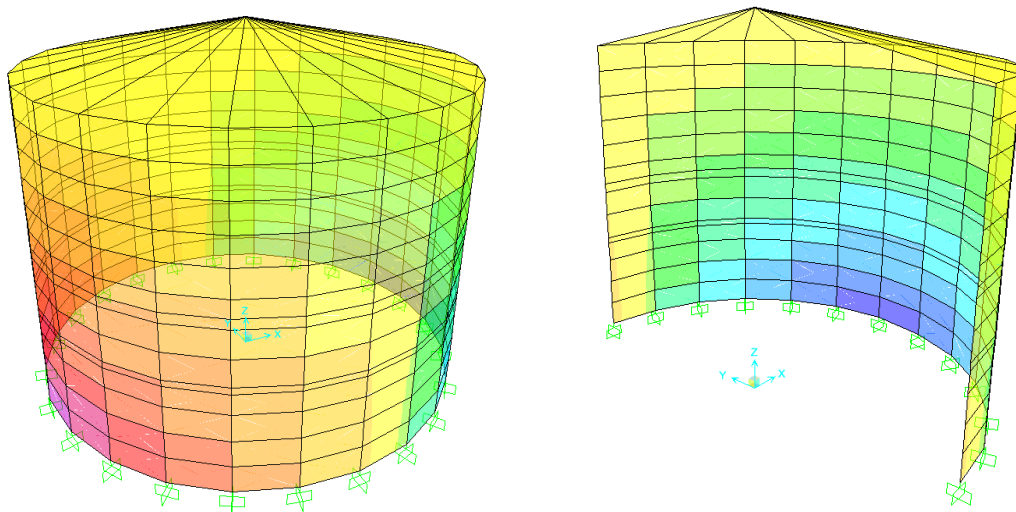


Figura 6.7: Solicitaciones Sísmicas Impulsivas en el Manto

A partir de lo anterior, se obtuvieron resultados respecto a los periodos y solicitaciones globales de la estructura, solicitaciones en los apoyos y las tensiones en el anillo inferior del manto. En primer lugar, los períodos de las estructuras son los siguientes:

Tabla 6.2: Períodos de Vibrar de la Estructura

| Modo de Vibrar | Período [s] |
|----------------|-------------|
| 1              | 0.061       |
| 2              | 0.061       |
| 3              | 0.055       |
| 4              | 0.046       |
| 5              | 0.022       |
| 6              | 0.008       |
| 7              | 0.008       |
| 8              | 0.007       |
| 9              | 0.007       |
| 10             | 0.005       |
| 11             | 0.003       |
| 12             | 0.002       |

En base a las formas de vibrar del estanque, y a la metodología utilizada en la estructuración e implementación de las solicitaciones del modelo, se nota que ninguno de los períodos tiene asociada las formas de vibrar convectivas o impulsivas.

Respecto a las solicitaciones globales de la estructura, se tienen los siguientes resultados:

Tabla 6.3: Corte Basal y Momento Volcante. Modelo N°1.

| Combinación | Corte Basal [kN] | Mom. Volcante [kN-m] |
|-------------|------------------|----------------------|
| C1 (NCH)    | 591,81           | 1721,58              |
| C2 (NCH)    | 27,68            | 15,42                |
| C3S (NCH)   | 591,81           | 1721,58              |
| C3W (NCH)   | 27,68            | 15,42                |
| C4 (ASCE)   | 0,00             | 0,00                 |
| C5 (ASCE)   | 0,00             | 0,00                 |
| C6 (ASCE)   | 591,81           | 1721,58              |
| C7S (ASCE)  | 443,86           | 1291,18              |
| C7W (ASCE)  | 20,76            | 11,56                |

Respecto a los resultados mostrados en la Tabla 6.3, se nota que el corte basal es  $V_{fs} = 592$  [kN] y el momento volcante es  $M_{v-s} = 1722$  [kN-m], ambos asociados a las combinaciones 1, 3 con sismo y 6. Luego, las cargas en los apoyos entregadas por el modelo se muestran en la Tabla 6.4.

Tabla 6.4: Solicitaciones de Tracción y Corte en los Pernos de Anclaje. Modelo N°1.

| Combinación | Corte [kN] | Tracción [kN] |
|-------------|------------|---------------|
| C1 (NCH)    | 48,84      | 35,56         |
| C2 (NCH)    | 13,56      | 16,48         |
| C3S (NCH)   | 48,84      | 35,56         |
| C3W (NCH)   | 13,56      | 16,48         |
| C4 (ASCE)   | 0,00       | 7,36          |
| C5 (ASCE)   | 0,00       | 7,55          |
| C6 (ASCE)   | 48,84      | 35,56         |
| C7S (ASCE)  | 36,63      | 28,65         |
| C7W (ASCE)  | 10,17      | 14,34         |

A partir de lo anterior, se nota que el corte obtenido en el modelo para un perno de anclajes es  $Q_{AB} = 49$  [kN], mientras que la tracción es  $P_S = 36$  [kN], ambas asociadas a las combinaciones de cargas C1, C3S y C6.

Luego, se obtuvieron las tensiones en el anillo inferior del manto, debido a que tanto las cargas hidrostáticas como las solicitaciones de la componente impulsiva, que mueven mucha más masa que las componentes convectivas, entregan solicitaciones mayores en dicho anillo. Entonces, se tiene que:

Tabla 6.5: Tensiones en el anillo inferior del manto. Modelo N°1.

| Combinación | Esf. Tangencial Total [MPa] | Compresión Longitudinal [MPa] |
|-------------|-----------------------------|-------------------------------|
| C1 (NCH)    | 45,29                       | 6,99                          |
| C2 (NCH)    | 40,74                       | 5,65                          |
| C3S (NCH)   | 5,89                        | 5,36                          |
| C3W (NCH)   | 1,34                        | 0,46                          |
| C4 (ASCE)   | 39,43                       | 4,54                          |
| C5 (ASCE)   | 39,43                       | 4,52                          |
| C6 (ASCE)   | 45,29                       | 6,99                          |
| C7S (ASCE)  | 45,29                       | 6,36                          |
| C7W (ASCE)  | 39,03                       | 5,36                          |

De la Tabla 6.5, se nota que la tensión tangencial total en el manto por cargas de agua es  $\sigma_{WT} = 45.29$  [MPa], y que la tensión de compresión longitudinal al manto es  $\sigma_c = 6.99$  [MPa].



## 6.4. Modelo N°2: Link Support

El segundo modelo computacional se desarrolló siguiendo lo descrito en las Secciones 6.1, 6.2.1 y 6.2.2. Las solicitaciones sísmicas del Modelo N°2 se implementaron a través del espectro de respuesta encontrado en la Sección 6.2.3.

Las componentes impulsivas y convectivas de los contenidos del estanque se modelaron como masas puntuales en dirección Z y X, colocadas con un apoyo deslizante que limitara el movimiento en Z, centradas y ubicadas a las alturas correspondientes, es decir, a  $X_i = 2.25$  [m] y  $X_c = 3.76$  [m], respectivamente.

Para unir las masas puntuales al manto del estanque, se utilizó la herramienta *Link Support*, instrumento que modela resortes. Se implementaron un total de 24 resortes para cada componente, distribuidos de igual manera que los apoyos del estanque. La rigidez inicial de los resortes,  $k$ , se asume como unitaria.

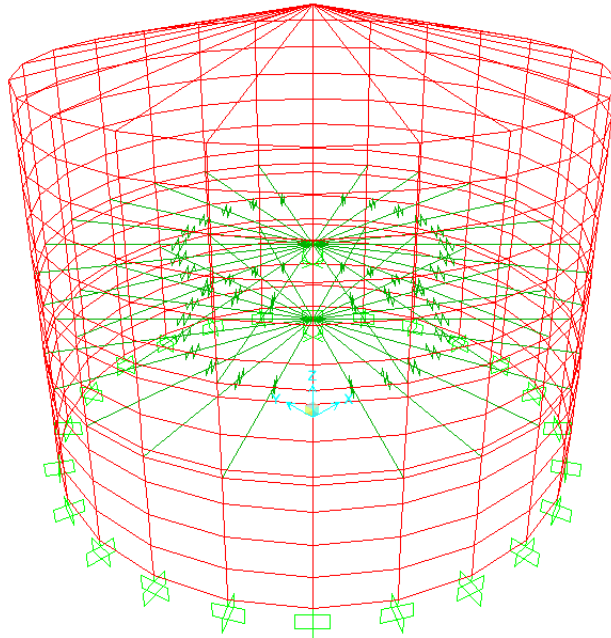


Figura 6.8: Modelo N°2. Masas puntuales unidas al manto con *Link Supports*.

Para determinar la rigidez de los resortes asociados a las componentes impulsivas y convectivas, se realizó un primer análisis modal del modelo, únicamente con una de las dos masas puntuales modelada, con sus respectivos resortes.

A partir del análisis modal, se obtuvieron las *Element Joint Forces - Links* para el primer modo de vibrar de la estructura, el cual está asociado a la masa modelada. Posteriormente, se sumaron todas las componentes de las fuerzas en la dirección en la que se definió el sismo, en este caso, en dirección X.

Luego, la rigidez de los resortes se obtuvo de multiplicar la rigidez inicial por la división entre el peso de la componente modelada,  $W_{i,c}$ , con la suma de las *Element Joint Forces -*

*Links* obtenidas en la dirección del sismo. Calcular la rigidez de esta manera tiene por objetivo que la fuerza que ejerce la masa sea completamente traspasada al manto del estanque con los resortes.

Al realizar el proceso mencionado anteriormente para las componentes convectivas e impulsivas separadamente, se obtuvieron las siguientes rigideces:

$$k_i = \frac{W_i}{\sum (E.J.F. - Links)_X} \cdot k_{i0} = \frac{311.25[tonf]}{2.10[tonf]} \cdot 1 \left[ \frac{tonf}{m} \right] = 148.23 \left[ \frac{tonf}{m} \right] \quad (6.7)$$

$$k_c = \frac{W_c}{\sum (E.J.F. - Links)_X} \cdot k_{c0} = \frac{202.90[tonf]}{2.61[tonf]} \cdot 1 \left[ \frac{tonf}{m} \right] = 77.63 \left[ \frac{tonf}{m} \right] \quad (6.8)$$

A partir de lo anterior, se realizó el análisis definitivo del modelo, con lo cual se obtuvieron resultados respecto a los periodos y sollicitaciones globales de la estructura, cargas en los apoyos y las tensiones en el anillo inferior del manto.

Se muestran los períodos de vibrar del estanque, en donde se observa que los primeros dos modos están asociados a las componentes convectiva e impulsiva, respectivamente.

Tabla 6.6: Períodos de Vibrar de la Estructura

| Modo de Vibrar | Período [s] |
|----------------|-------------|
| 1              | 0.956       |
| 2              | 0.861       |
| 3              | 0.055       |
| 4              | 0.052       |
| 5              | 0.022       |
| 6              | 0.008       |
| 7              | 0.008       |
| 8              | 0.007       |
| 9              | 0.007       |
| 10             | 0.005       |
| 11             | 0.003       |
| 12             | 0.002       |

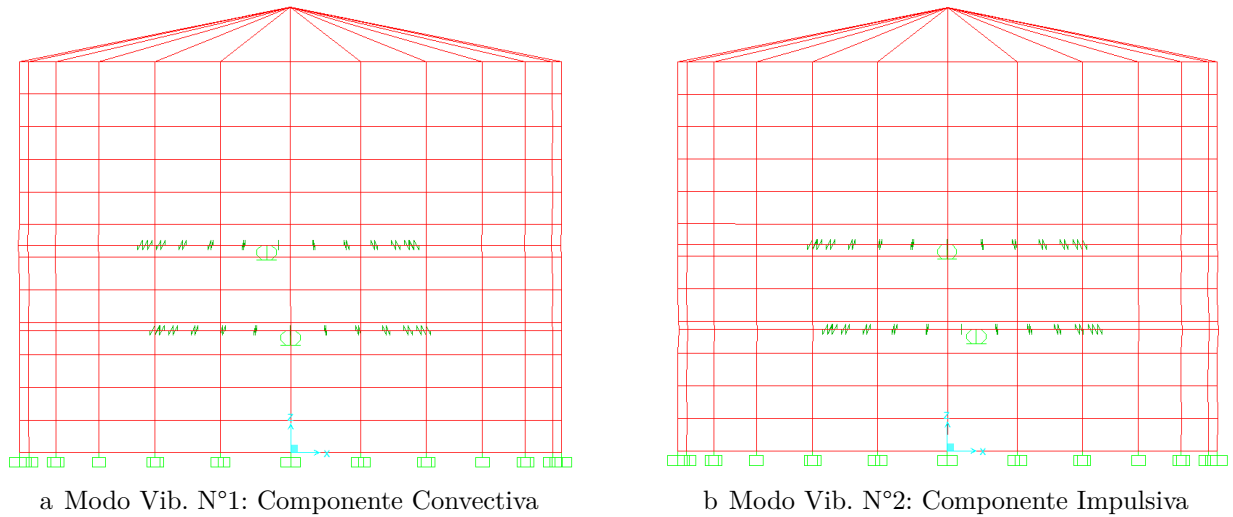


Figura 6.9: Modos de vibrar Conectivos e Impulsivos. Modelo N°2.

Luego, se muestra el corte basal y el momento volcante obtenido con el segundo modelo computacional:

Tabla 6.7: Corte Basal y Momento Volcante. Modelo N°2.

| Combinación | Corte Basal [kN] | Mom Volcante [kN-m] |
|-------------|------------------|---------------------|
| C1 (NCH)    | 1271,71          | 3572,94             |
| C2 (NCH)    | 27,53            | 15,37               |
| C3S (NCH)   | 1271,71          | 3572,94             |
| C3W (NCH)   | 0,00             | 0,00                |
| C4 (ASCE)   | 0,00             | 0,00                |
| C5 (ASCE)   | 0,00             | 0,00                |
| C6 (ASCE)   | 1271,71          | 3572,94             |
| C7S (ASCE)  | 953,78           | 2679,71             |
| C7W (ASCE)  | 20,64            | 11,53               |

Respecto a los resultados mostrados en la Tabla 6.7, se nota que el corte basal obtenido es  $V_{fs} = 1272$  [kN] y el momento volcante es  $M_{v-s} = 3573$  [kN-m], ambos asociados a las combinaciones C1, C3S y C6.

Posteriormente, se calcularon las cargas para los pernos de anclajes del estanque. A partir de la Tabla 6.8 se aprecia que el corte obtenido en el modelo para un perno de anclajes es  $Q_{AB} = 108$  [kN], mientras que la tracción es  $P_S = 72$  [kN], ambas asociadas a las combinaciones de cargas C1, C3S y C6.

Tabla 6.8: Solicitaciones de Tracción y Corte en los Pernos de Anclaje. Modelo N°2.

| Combinación | Corte [kN] | Tracción [kN] |
|-------------|------------|---------------|
| C1 (NCH)    | 107,90     | 64,67         |
| C2 (NCH)    | 13,35      | 15,56         |
| C3S (NCH)   | 107,90     | 64,67         |
| C3W (NCH)   | 13,35      | 7,36          |
| C4 (ASCE)   | 0,00       | 7,36          |
| C5 (ASCE)   | 0,00       | 7,55          |
| C6 (ASCE)   | 107,90     | 64,67         |
| C7S (ASCE)  | 80,93      | 50,48         |
| C7W (ASCE)  | 10,01      | 13,65         |

Luego, se muestra la tensión tangencial total por cargas de agua y esfuerzos de compresión longitudinal en el anillo inferior del manto del estanque:

Tabla 6.9: Tensiones en el anillo inferior del manto. Modelo N°2

| Combinación | Esf. Longitudinal Total [MPa] | Compresión Longitudinal [MPa] |
|-------------|-------------------------------|-------------------------------|
| C1 (NCH)    | 52,42                         | 10,65                         |
| C2 (NCH)    | 40,57                         | 5,36                          |
| C3S (NCH)   | 13,18                         | 7,21                          |
| C3W (NCH)   | 39,27                         | 4,42                          |
| C4 (ASCE)   | 39,27                         | 4,42                          |
| C5 (ASCE)   | 39,27                         | 4,40                          |
| C6 (ASCE)   | 52,42                         | 10,65                         |
| C7S (ASCE)  | 49,14                         | 9,08                          |
| C7W (ASCE)  | 40,24                         | 5,11                          |

De la Tabla 6.9, se desprende que la tensión tangencial total en el manto es  $\sigma_{WT} = 52.42$  [MPa], mientras que la tensión de compresión longitudinal al manto es  $\sigma_c = 10.65$  [MPa]. Ambas tensiones están asociadas a la combinación de cargas C1 y C6 de la NCh2369.

## 6.5. Modelo N°3: Masas en el Manto y Frames

El tercer modelo se materializó a partir de las metodologías planteadas por Vidal [26], quien en su trabajo de título modela las componente impulsivas como masa distribuidas en el manto, y la convectiva de forma puntual, centrada y unida al manto con secciones tipo *Frames*, según lo mostrado en la Sección 2.5.1.

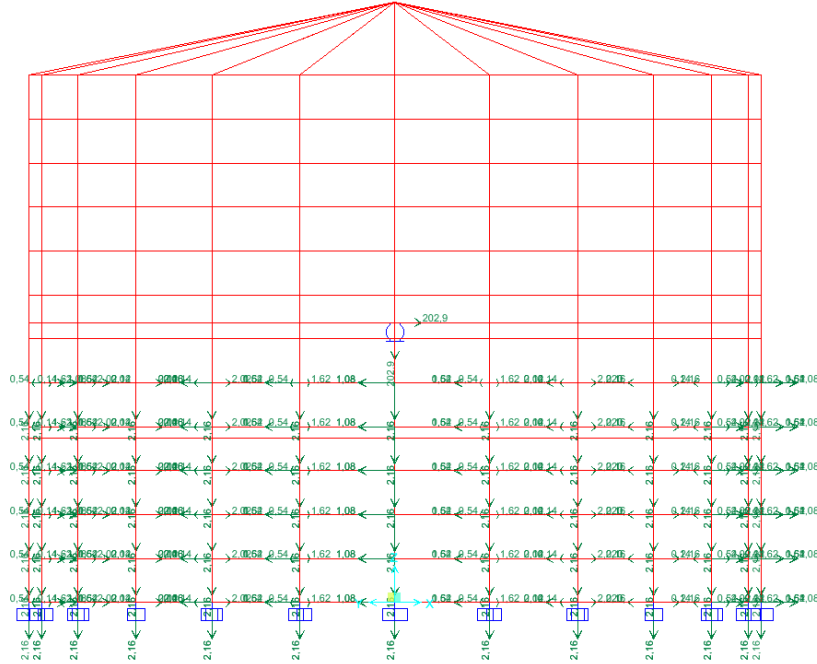


Figura 6.10: Modelo N°3. Masas en el Manto y Puntual.

A partir de lo mencionado anteriormente, en el modelo computacional se llevaron a cabo las componentes impulsivas como masas distribuidas alrededor del manto del estanque, definidas en dirección X y Z. La altura hasta la cual se ve involucrada la componente impulsiva se calculó con la Ecuación 2.1.

$$H_i = \frac{W_i}{W_{TC}} \cdot H_L = 3.59[m] \quad (6.9)$$

Luego, teniendo en cuenta que la grilla fue espaciada 0.6 [m] verticalmente, se asumió que  $H_i = 3.6$  [m]. Entonces, las primeras 6 grillas y sus 24 nodos se asociaron a las masas puntuales de las componentes impulsivas. Después, la masa en cada nodo se calcula como:

$$m_i = \frac{W_i}{n^\circ \text{ Grillas} \cdot 24} = 2161[kg] = 2.16[ton] \quad (6.10)$$

Por otro lado, la componente convectiva se modeló como una masa puntual centrada, definida en dirección X y Z, con un apoyo deslizante para evitar el desplazamiento en Z, y ubicada a  $X_c = 3.76$  [m]. La masa fue unida al manto mediante 24 secciones tipo *Frames*. Se definió un perfil circular de 0.15 [m] de diámetro, con una sección transversal de  $0.018$  [m<sup>2</sup>]. Además, utilizando la Ecuación 2.2 se encontró la rigidez del modo de vibrar convectivo.

$$k_c = \omega_c^2 \cdot (m_c) = 676.88 \left[ \frac{kN}{m} \right] \quad (6.11)$$

En base a ello, y utilizando la Ecuación 2.4 de la Sección 2.5.1., se determinó el Módulo de Young del material de los *Frames* utilizados.

$$E_{Fc} = 12.61[MPa] \quad (6.12)$$

A partir de lo anterior, se obtuvieron resultados respecto a los períodos y solicitaciones globales del estanque, cargas sobre los pernos de anclaje y sobre la base del anillo inferior del manto del estanque. Primeramente, se muestran los períodos asociados a los primeros 12 modos de vibrar obtenidos.

Tabla 6.10: Períodos de Vibrar. Modelo N°3.

| Modo de Vibrar | Período [s] |
|----------------|-------------|
| 1              | 3,875       |
| 2              | 0,301       |
| 3              | 0,250       |
| 4              | 0,205       |
| 5              | 0,167       |
| 6              | 0,136       |
| 7              | 0,111       |
| 8              | 0,096       |
| 9              | 0,091       |
| 10             | 0,081       |
| 11             | 0,075       |
| 12             | 0,070       |

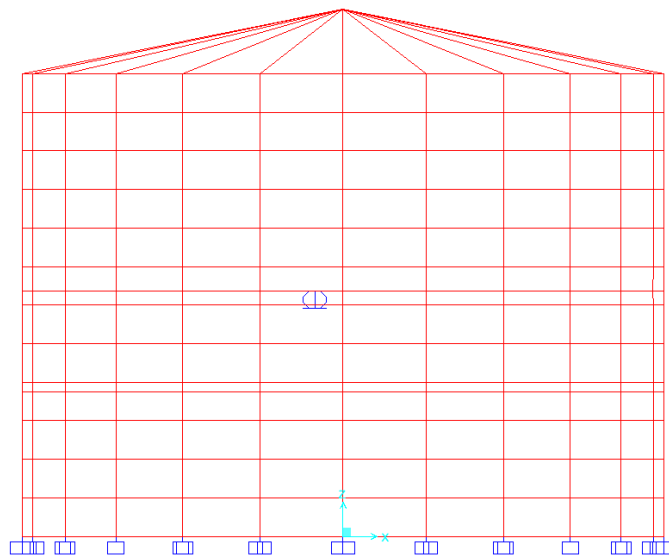


Figura 6.11: Modo de Vibrar Convectivo

De la Tabla 6.10, se nota que el primer período está asociado al modo de vibrar de las componentes convectivas, el cual se puede observar en la Figura 6.11. Por otra parte, se analizaron los primeros 90 modos de vibrar y el modo correspondiente a las componentes impulsivas no fue observado.

Después, los resultados obtenidos respecto a los cortes basales y momentos volcantes son mostrados en la Tabla 6.11. En ella, se nota que el corte basal y el momento volcante están asociados a las combinaciones de carga C1, C3S y C6, con valores respectivos de  $V_{fs} = 226$  [kN] y  $M_{v-s} = 710$  [kN-m].

Tabla 6.11: Corte Basal y Momento Volcante. Modelo N°3

| Combinación | Corte Basal [kN] | Mom. Volcante [kN-m] |
|-------------|------------------|----------------------|
| C1 (NCH)    | 225.56           | 710.32               |
| C2 (NCH)    | 27.68            | 15.42                |
| C3S (NCH)   | 225.56           | 710.32               |
| C3W (NCH)   | 27.68            | 15.42                |
| C4 (ASCE)   | 0.00             | 0.00                 |
| C5 (ASCE)   | 0.00             | 0.00                 |
| C6 (ASCE)   | 225.56           | 710.32               |
| C7S (ASCE)  | 169.17           | 532.74               |
| C7W (ASCE)  | 138.23           | 11.56                |

Posteriormente, las cargas obtenidas sobre los anclajes se muestran en la Tabla 6.12. Se observa que las mayores solicitaciones nuevamente están asociadas a las combinaciones de carga C1, C3S y C6. Los resultados obtenidos son  $Q_{AB} = 26$  [kN] y  $P_S = 62$  [kN] para el corte y la tracción, respectivamente.

Tabla 6.12: Solicitaciones de Corte y Tracción en los Pernos de Anclaje. Modelo N°3.

| Combinación | Corte [kN] | Tracción [kN] |
|-------------|------------|---------------|
| C1 (NCH)    | 26.38      | 62.14         |
| C2 (NCH)    | 13.55      | 16.46         |
| C3S (NCH)   | 26.38      | 62.14         |
| C3W (NCH)   | 13.55      | 16.46         |
| C4 (ASCE)   | 0.00       | 7.36          |
| C5 (ASCE)   | 0.00       | 7.55          |
| C6 (ASCE)   | 26.38      | 62.14         |
| C7S (ASCE)  | 19.79      | 48.58         |
| C7W (ASCE)  | 10.17      | 14.33         |

Finalmente, los resultados obtenidos para las tensiones en la parte más baja del anillo inferior se muestran a continuación.

Tabla 6.13: Tensiones en el anillo inferior del manto. Modelo N°3.

| Combinación | Esf. Tangencial Total [MPa] | Compresión Longitudinal [MPa] |
|-------------|-----------------------------|-------------------------------|
| C1 (NCH)    | 44.56                       | 7.76                          |
| C2 (NCH)    | 40.74                       | 5.66                          |
| C3S (NCH)   | 5.16                        | 2.57                          |
| C3W (NCH)   | 1.34                        | 0.47                          |
| C4 (ASCE)   | 39.43                       | 4.54                          |
| C5 (ASCE)   | 39.43                       | 4.52                          |
| C6 (ASCE)   | 44.56                       | 7.76                          |
| C7S (ASCE)  | 43.28                       | 6.94                          |
| C7W (ASCE)  | 40.41                       | 5.36                          |

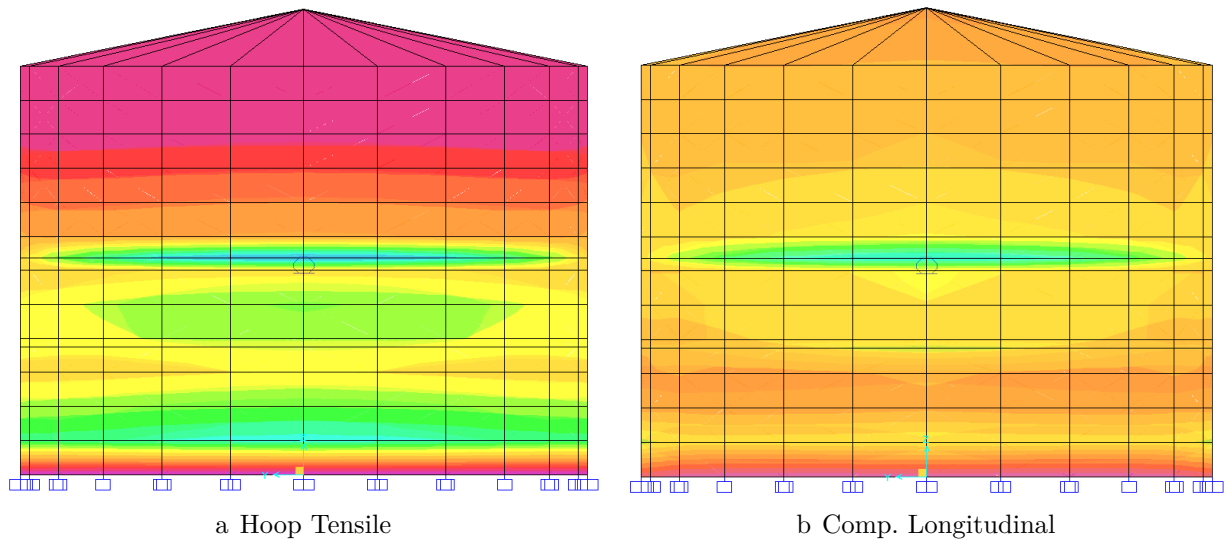


Figura 6.12: Tensiones en el anillo inferior para la combinación C1. Modelo N°3.

De la Tabla 6.13, se desprende que la tensión tangencial en el manto es  $\sigma_{WT} = 44.56$  [MPa], mientras que la tensión de compresión longitudinal al manto es  $\sigma_c = 7.76$  [MPa]. Ambas tensiones están asociadas a las combinaciones de cargas C1 y C6.



## 6.6. Modelo N°4: Frames

El último modelo computacional se materializó con el objetivo de mejorar los resultados obtenidos en el Modelo N°3. Se definieron ambas componentes, impulsiva y convectiva, como masas puntuales centradas y ubicadas en sus alturas correspondientes.

Para unir las masas al manto del estanque, se utilizaron para cada componente 24 secciones tipo *Frames*, siguiendo la metodología descrita en la Sección 2.5.1, utilizada en el Modelo N°3.

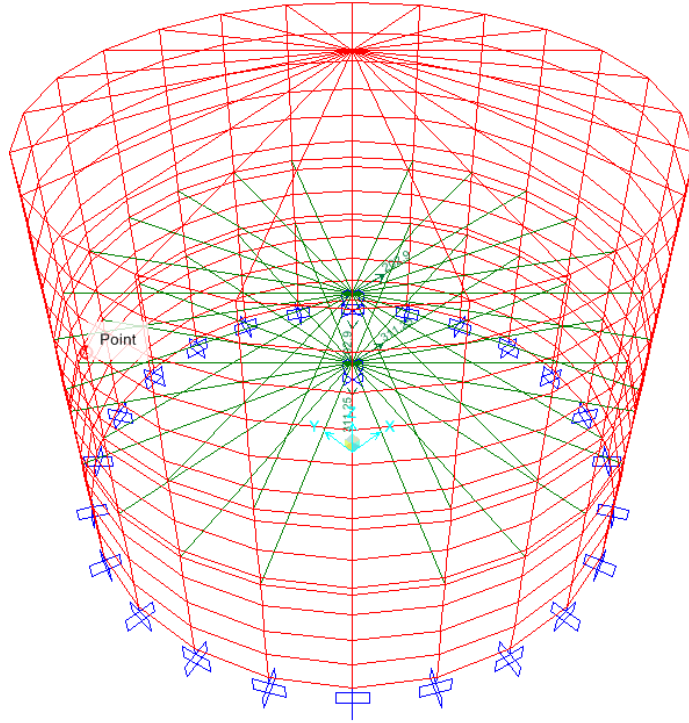


Figura 6.13: Modelo N°4. Masas puntuales unidas al manto con *Frames*.

En base a ello, se obtuvieron en primer lugar las rigideces asociadas a las componentes impulsivas y convectivas. Cabe mencionar que la rigidez convectiva es la misma que la que se obtuvo en el Modelo N°3.

$$k_i = 2236930 \left[ \frac{kN}{m} \right] \quad (6.13)$$

$$k_i = 677 \left[ \frac{kN}{m} \right] \quad (6.14)$$

Luego, se utilizó el mismo perfil definido para el Modelo N°3, con lo cual se encontraron los módulo de Young de los materiales de los *Frames* asociados a las componentes impulsivas y convectivas, según lo indicado en la Ecuación 2.4.

$$E_{Fi} = 41662.87 [MPa] \quad (6.15)$$

$$E_{Fc} = 12.61[MPa] \quad (6.16)$$

A partir del modelo definido, se obtuvieron resultados respecto a los períodos y sollicitaciones globales del estanque, además de cargas sobre los pernos de anclaje y sobre la base del anillo inferior del manto del estanque. En primer lugar, se muestran los períodos asociados a los primeros 12 modos de vibrar obtenidos.

Tabla 6.14: Períodos de Vibrar. Modelo N°4.

| Modo de Vibrar | Período [s] |
|----------------|-------------|
| 1              | 3,875       |
| 2              | 0,210       |
| 3              | 0,049       |
| 4              | 0,048       |
| 5              | 0,048       |
| 6              | 0,045       |
| 7              | 0,045       |
| 8              | 0,041       |
| 9              | 0,041       |
| 10             | 0,037       |
| 11             | 0,037       |
| 12             | 0,031       |

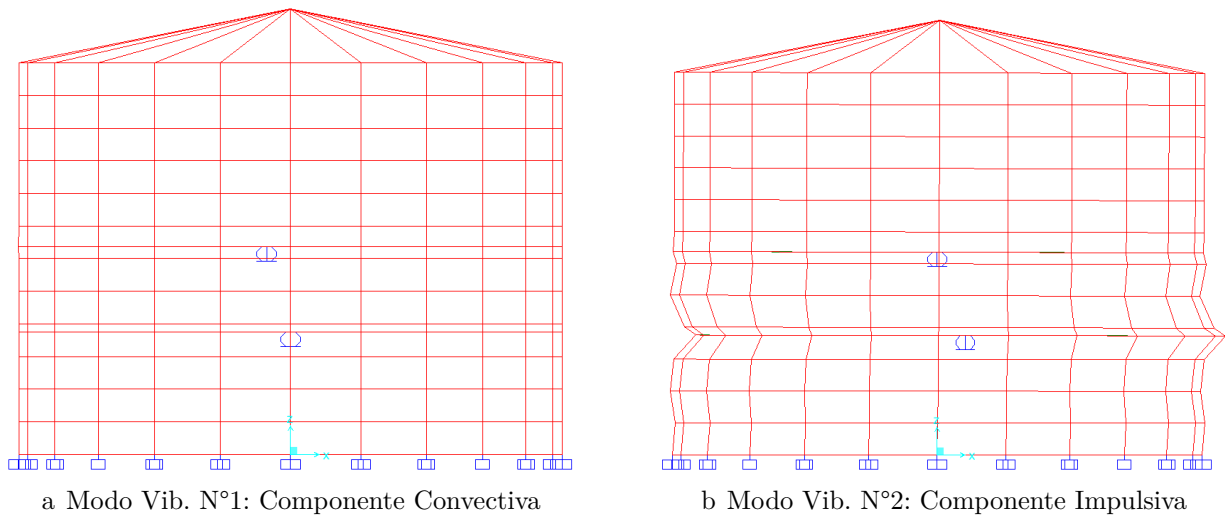


Figura 6.14: Modos de vibrar Conectivos e Impulsivos. Modelo N°4.

De la Tabla 6.14, se puede apreciar que el primer período está asociado al modo de vibrar de las componentes convectivas, mientras que el segundo corresponde al período del modo de vibrar impulsivo, como se puede apreciar en la Figura 6.14. Después, se obtuvieron resultados de los cortes basales y momentos volcantes del modelo.

Tabla 6.15: Corte Basal y Momento Volcante. Modelo N°4.

| Combinación | Corte Basal [kN] | Mom Volcante [kN-m] |
|-------------|------------------|---------------------|
| C1 (NCH)    | 995.73           | 2306.42             |
| C2 (NCH)    | 27.55            | 15.38               |
| C3S (NCH)   | 995.73           | 2306.42             |
| C3W (NCH)   | 27.55            | 15.38               |
| C4 (ASCE)   | 0.00             | 0.00                |
| C5 (ASCE)   | 0.00             | 0.00                |
| C6 (ASCE)   | 995.73           | 2306.42             |
| C7S (ASCE)  | 746.80           | 1729.82             |
| C7W (ASCE)  | 20.66            | 11.53               |

A partir de la Tabla 6.15, se nota que  $V_{fs} = 996$  [kN] y  $M_{v-s} = 2306$  [kN-m]. Luego, las cargas sobre los pernos de anclaje que se obtuvieron a partir del modelo se muestran en la Tabla 6.16.

Tabla 6.16: Solicitaciones de Corte y Tracción en los Pernos de Anclaje. Modelo N°4.

| Combinación | Corte [kN] | Tracción [kN] |
|-------------|------------|---------------|
| C1 (NCH)    | 86.37      | 43.70         |
| C2 (NCH)    | 11.10      | 13.71         |
| C3S (NCH)   | 86.37      | 43.70         |
| C3W (NCH)   | 11.10      | 13.71         |
| C4 (ASCE)   | 0.00       | 7.55          |
| C5 (ASCE)   | 0.00       | 7.36          |
| C6 (ASCE)   | 86.37      | 43.70         |
| C7S (ASCE)  | 64.78      | 34.76         |
| C7W (ASCE)  | 8.32       | 12.26         |

De la tabla anterior, se tiene que el corte en los pernos de anclaje es  $Q_{AB} = 86$  [kN], mientras que la tracción es  $P_S = 45$  [kN]. Ambas solicitaciones están asociadas a las combinaciones de carga C1, C3S y C6.

Finalmente, se obtuvieron resultados respecto a las tensiones en la parte más baja del anillo inferior del manto del estanque. De la Tabla 6.17, se desprende que la tensión tangencial total en el manto por cargas de agua es  $\sigma_{WT} = 50.94$  [MPa], mientras que la tensión de compresión longitudinal al manto es  $\sigma_c = 9.91$  [MPa]. Ambas tensiones están asociadas a la combinación de cargas C1 y C6.

Tabla 6.17: Tensiones en el anillo inferior del manto. Modelo N°4.

| Combinación | Esf. Tangencial Total [MPa] | Compresión Longitudinal [MPa] |
|-------------|-----------------------------|-------------------------------|
| C1 (NCH)    | 50.94                       | 9.91                          |
| C2 (NCH)    | 37.49                       | 2.93                          |
| C3S (NCH)   | 14.43                       | 6.84                          |
| C3W (NCH)   | 0.97                        | 0.16                          |
| C4 (ASCE)   | 36.53                       | 2.40                          |
| C5 (ASCE)   | 36.53                       | 2.38                          |
| C6 (ASCE)   | 50.94                       | 9.91                          |
| C7S (ASCE)  | 47.34                       | 8.02                          |
| C7W (ASCE)  | 37.25                       | 2.79                          |

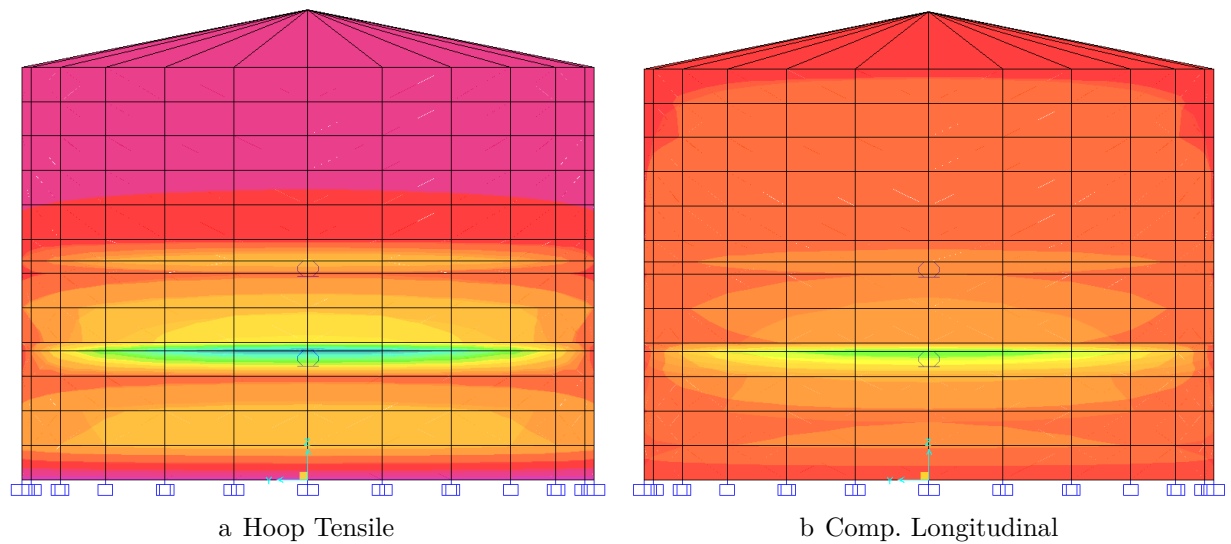


Figura 6.15: Tensiones en el anillo inferior para la combinación C1. Modelo N°4.

# Capítulo 7

## Análisis de Resultados

El presente capítulo tiene por objetivo analizar y comparar los resultados obtenidos a partir de los modelos computacionales y del diseño de los estanques con las normas norteamericanas y chilenas.

Dentro de los aspectos a analizar, se encuentran las diferencias de conceptos y metodologías entre las normas, tanto en las sollicitaciones como en las verificaciones requeridas en cada tipo de estanque, además de la estructuración, costos, fabricación, transporte y montaje de los estanques estudiados. También se analizan los modelos computacionales, sus diferencias respecto a los resultados entregados por la planilla de cálculo, y se discute acerca de las metodologías utilizadas para desarrollar cada modelo.

### 7.1. Análisis y Comparación de las Normas de Diseño

#### 7.1.1. Cargas Sísmicas

De la formulación y resultados entregados respecto a las aceleraciones sísmicas, se desprenden comparaciones y análisis que muestran diferencias normativas en distintos aspectos relevantes para el diseño de estanques.

En primer lugar, respecto a los resultados obtenidos se nota que, para las componentes impulsivas, la norma nacional entrega aceleraciones de diseño un 92% mayor que su par norteamericana, además de presentar un amortiguamiento menor, y un factor de modificación de respuesta (R) mayor, como se puede observar en la Tabla 7.1.

Tabla 7.1: Comparación de Parámetros y Aceleraciones Impulsivas

| Parámetros Impulsivos |         | NCh    | AWWA   |
|-----------------------|---------|--------|--------|
| Amortiguamiento       | $\xi_i$ | 2,0 %  | 5,0 %  |
| Factor de Reducción   | $R_i$   | 4,0    | 3,0    |
| Factor de Importancia | I       | 1,0    | 1,0    |
| Aceleración           | $A_i$   | 0,32 g | 0,17 g |

Las aceleraciones convectivas obtenidas muestran en este caso que la norma norteamericana entrega aceleraciones un 89 % mayor si se compara con lo entregado por la NCh2369. Se observa además diferencias importantes en el factor de modificación de respuesta asumido por cada documento, lo que es mostrado en la Tabla 7.2.

Tabla 7.2: Comparación de Parámetros y Aceleraciones Convectivas

| Parámetros Convectivos |         | NCh    | AWWA   |
|------------------------|---------|--------|--------|
| Amortiguamiento        | $\xi_c$ | 0,5 %  | 0,5 %  |
| Factor de Reducción    | $R_c$   | 4,0    | 1,5    |
| Factor de Importancia  | I       | 1,0    | 1,0    |
| Aceleración            | Ac      | 0,04 g | 0,08 g |

Respecto a la formulación de las aceleraciones sísmicas en cada norma, se nota que el documento chileno define las aceleraciones de las componente impulsivas a partir de un coeficiente sísmico único para todos los estanques, sin importar su período, y por lo tanto, sus dimensiones, capacidad y relación altura/diámetro, además de no considerar el tipo de suelo sobre el que se encuentra la estructura.

Muy por el contrario, la norma norteamericana presenta un procedimiento con una fuerte componente teórica, asumiendo un mayor amortiguamiento, y definiendo un espectro de aceleraciones para la componente impulsiva a partir del tipo de suelo, registros de aceleraciones de terremotos de períodos cortos y largos, y de las dimensiones del estanque.

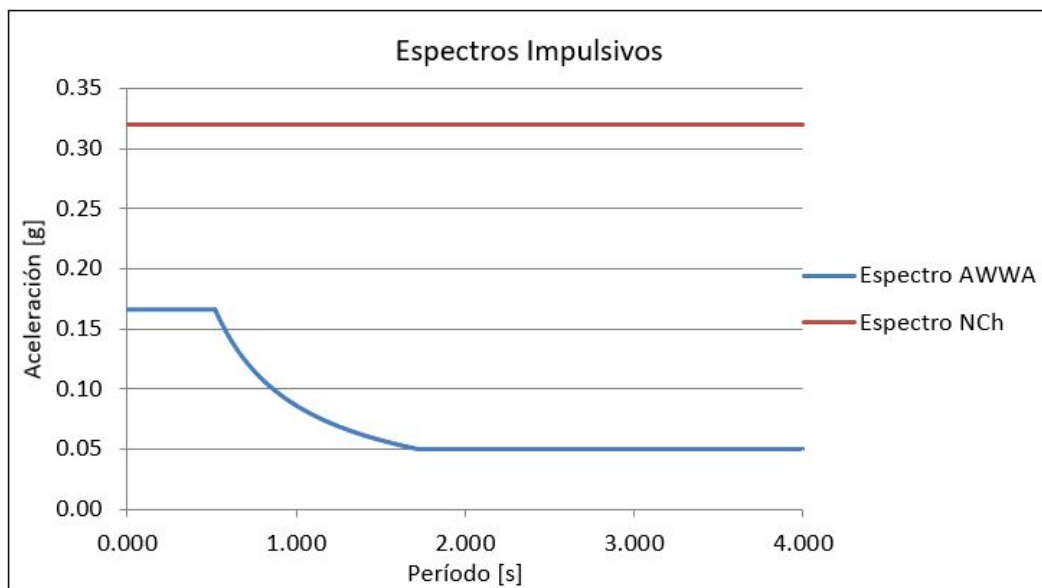


Figura 7.1: Espectros Impulsivos definidos por normas AWWA y NCh.

Por lo tanto, las diferencias en cuanto a las aceleraciones se deben principalmente a la manera en que se obtienen dichos valores. Por una parte, la norma chilena basa su procedimiento principalmente en la experiencia, ya que es una norma que ha sido calibrada a lo largo de los

eventos sísmicos a los que se ha visto sometida, y por otra, la norma norteamericana basa sus procedimientos en investigaciones y en la evolución que experimentaron las disposiciones sísmicas originadas principalmente estado de California, pero no ha sido sometida a prueba con eventos sísmicos importantes [22].

Posteriormente, al analizar la formulación de las aceleraciones convectivas en la NCh2369, se nota que en este caso sí se presenta el desarrollo de un espectro de aceleraciones, con un procedimiento similar a lo formulado en las normas AWWA, aunque manteniendo las diferencias en las filosofías de cada documento que fueron discutidas anteriormente.

Respecto a las diferencias observadas en las aceleraciones sísmicas convectivas, se nota que el factor de modificación de la respuesta es el parámetro decisivo al momento de encontrar una explicación a las aceleraciones mayores de la norma AWWA respecto a la norma nacional.

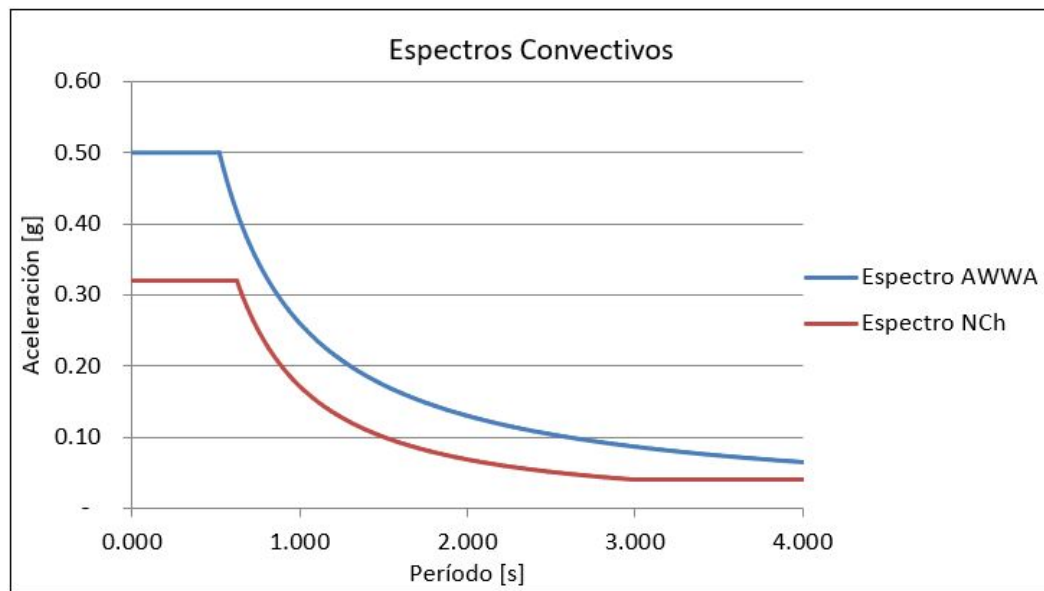


Figura 7.2: Espectros Convectivos. Normas AWWA y NCh.

Pineda [24], propone como recomendación en las prácticas de diseño sísmico de estanques de acero, omitir el factor R definido por la norma chilena, y en su lugar utilizar un factor de reducción  $R_c = 1.0$ , a causa de que, según afirma, el modo convectivo tiene comportamientos con niveles de disipación de energía bajos.

Al implementar el factor de reducción propuesto se advierte que, como señala la Figura 7.3, las aceleraciones convectivas de la norma chilena pasan a ser mayores que las entregadas por las normas AWWA, al menos en el rango de períodos en los que generalmente se ubican los modos de vibrar convectivos, es decir, en períodos sobre 1 [s].

Si bien en el diseño realizado se utilizaron los parámetros originalmente definidos por la norma chilena, son llamativas las diferencias en los factores de reducción entre normas, y considerar el factor de modificación de respuesta como  $R_c = 1.0$  puede ser útil para representar de mejor manera (y de forma más conservadora) el comportamiento de las componentes convectivas de los contenidos del estanque.

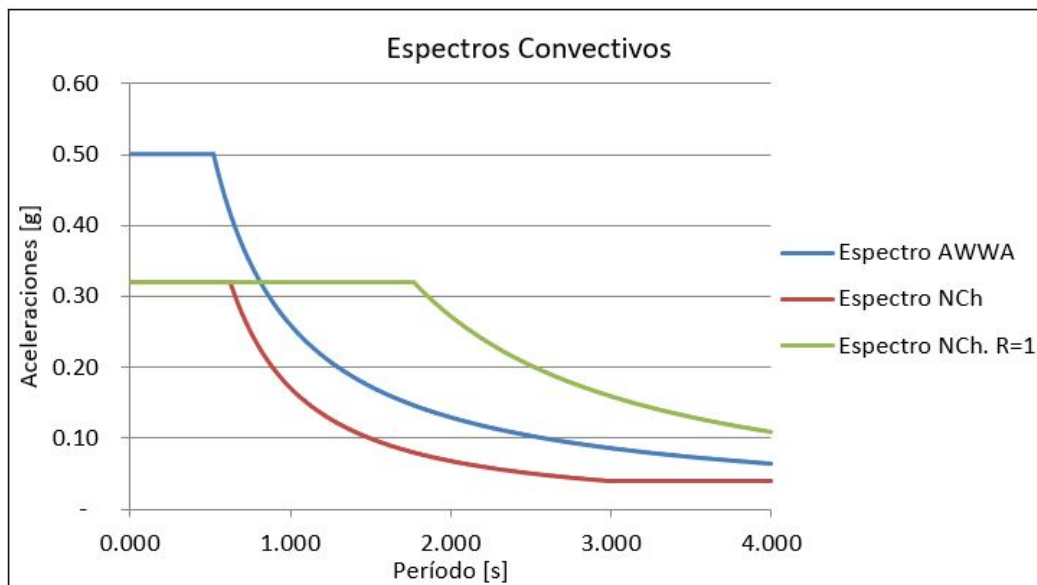


Figura 7.3: Espectros Convectivos. Normas AWWA y NCh.  $R_c=1.0$ .

### 7.1.2. Cargas de Viento

Al comparar las formas de determinar las cargas de viento, y los resultados obtenidos con las normas AWWA y la norma NCh432.Of71, se observan procedimientos que si bien son distintos, tienen ciertos aspectos en común.

Por un lado, la norma chilena determina las presiones de viento a partir de la consideración de factores como ubicación de la estructura (ciudad, campo abierto o cimas de cerros), altura de la estructura, además de factores que modifican la presión básica en función de la parte de la estructura que se esté analizando, o de la forma global de esta.

Por su parte, las normas AWWA también toman en cuenta la altura, forma y ubicación de la estructura analizada. Esta última variable, a diferencia del caso chileno, es definida a través de tipos de exposición, factores que se definen en función de parámetros establecidos de forma precisa, midiendo el entorno cercano de la estructura, y no de forma tan global como la norma chilena. Esto permite interpretar con menos incertidumbre las condiciones locales reales en las que se encuentra el estanque.

En cuanto a los valores obtenidos, se observa que tanto lo entregado por la norma nacional como por la norteamericana, no representan condiciones que lleguen a controlar el diseño. Esto es debido a que, en general, los estanques son estructuras de baja altura si se comparan con su diámetro, lo que tiene como consecuencia que las cargas sísmicas, sobre todo en un país como Chile, inducen a solicitaciones mayores que controlan el diseño, lo que no ocurre con el viento, que afecta a las estructuras mientras más altas sean.

Adicionalmente, tal y como se puede observar en la Tabla 7.3, la norma AWWA presenta cargas un 15% más exigentes respecto a la NCh432 para las tensiones de viento en el manto, y un 96% mayor para las tensiones de viento en el techo.



Tabla 7.3: Cargas de Viento obtenidas

| Norma                | Cargas de Viento      |
|----------------------|-----------------------|
| Manto (NCh432Of.71)  | 76 kg/m <sup>2</sup>  |
| Manto (AWWA D100-11) | 88 kg/m <sup>2</sup>  |
| Techo (NCh432Of.71)  | 88 kg/m <sup>2</sup>  |
| Techo (AWWA D100-11) | 172 kg/m <sup>2</sup> |

### 7.1.3. Diseño de Anclajes

Al observar las cargas en los pernos de anclaje mostradas en la Tabla 7.4, se aprecia que la norma NCh2369 entrega cargas evidentemente mayores, ya sean de corte o de tracción.

Tabla 7.4: Comparación de Cargas sobre Pernos de Anclaje

| Parámetro             | NCh    | AWWA  |
|-----------------------|--------|-------|
| N° Pernos Totales     | 24     |       |
| N° Pernos Resistentes | 8      | 12    |
| Corte por Perno       | 132 kN | 0 kN  |
| Tracción por Perno    | 158 kN | 25 kN |

Los motivos que explican las grandes diferencias son principalmente dos. Primero, la norma nacional define que 1/3 del total de los pernos de anclaje deben resistir el corte sísmico, mientras que el documento norteamericano asume que 1/2 de los pernos toman dicha carga.

Además, la norma AWWA permite reducir las cargas de corte con la fuerza que resistente el estanque por roce y la tracción sobre los pernos de anclaje con la reducción a 40 % de las aceleraciones verticales. Por su parte, la norma NCh2369 no permite tomar en cuenta dichas reducciones en las cargas sobre los pernos de anclaje.

### 7.1.4. Diferencias en Tensiones Admisibles

Dentro de las verificaciones realizadas, la relacionada con el pandeo del manto es la única en la que la norma NCh2369 define tensiones admisibles.

En base a ello, se puede observar en la Tabla 7.5 que la tensión admisible que la norma chilena entrega es mayor respecto a lo definido por las normas AWWA, lo que implica un criterio de diseño menos conservador.

Tabla 7.5: Comparación Tensiones Admisibles de Pandeo en el Manto.

| Parámetro         | NCh       | AWWA      |
|-------------------|-----------|-----------|
| Tensión Admisible | 15.96 MPa | 12,01 MPa |

## 7.2. Análisis de los Estanques Diseñados

### 7.2.1. Estructuración

El análisis de la estructuración de ambos estanques se realiza a partir de las diferencias en el manto, techo, base y anclajes, en aspectos como su geometría, capacidades, espesores, cantidad de pernos, entre otros.

En primer lugar, se nota que los estanques poseen la misma capacidad, debido a que se estableció arbitrariamente la misma geometría. Luego, se aprecia que, al incorporar los requerimientos de las normas AWWA para estanques soldados y apernados, además de lo requerido por las normas chilenas, se llegaron a estructuras iguales en cuanto a espesores de los distintos anillos, número de anclajes y diámetro de pernos de anclajes. Lo anterior se puede observar en la Tabla 7.6.

Tabla 7.6: Diferencias en la Estructuración de los Estanques

| ítem                      | Estanque Soldado   | Estanque Apernado  |
|---------------------------|--------------------|--------------------|
| Altura Líquido            | 6.0 m              | 6.0 m              |
| Diámetro Estanque         | 10.5 m             | 10.5 m             |
| Capacidad                 | 520 m <sup>3</sup> | 520 m <sup>3</sup> |
| Espesor Anillo Inferior   | 8.0 mm             | 8.0 mm             |
| Espesor Anillo Intermedio | 6.0 mm             | 6.0 mm             |
| Espesor Anillo Superior   | 6.0 mm             | 6.0 mm             |
| Espesor Placas de Fondo   | 6.0 mm             | 6.0 mm             |
| Espesor Placas de Techo   | 10.0 mm            | 10.0 mm            |
| Número de Anclajes        | 24                 | 24                 |
| Diámetro Anclajes         | 38.1 mm            | 38.1 mm            |
| Número de Pernos Manto    | -                  | 786                |
| Largo Soldadura Manto     | 182.3 m            | -                  |

El peso de la estructura, sin contar soldaduras, pernos de manto y anclajes, es mostrada en la Tabla 7.7. El estanque apernado es un 1.4% más pesado, debido a la superposición que debe existir en las placas para poder ser unidas mediante pernos.

Tabla 7.7: Pesos Totales de los Estanques Soldados y Apernados

| ítem       | Estanque Soldado | Estanque Apernado |
|------------|------------------|-------------------|
| Peso Manto | 12437 kg         | 12483 kg          |
| Peso Base  | 4328 kg          | 4340 kg           |
| Peso Techo | 6932 kg          | 7229 kg           |
| Peso Total | 23697 kg         | 24039 kg          |

Dado que los estanques diseñados no representan diferencias significativas en cuanto a su estructuración, se estudia el comportamiento del peso total de estanques soldados y apornados, al variar la capacidad de estos, manteniendo la relación altura/diámetro, lo cual se muestra en el gráfico a continuación.

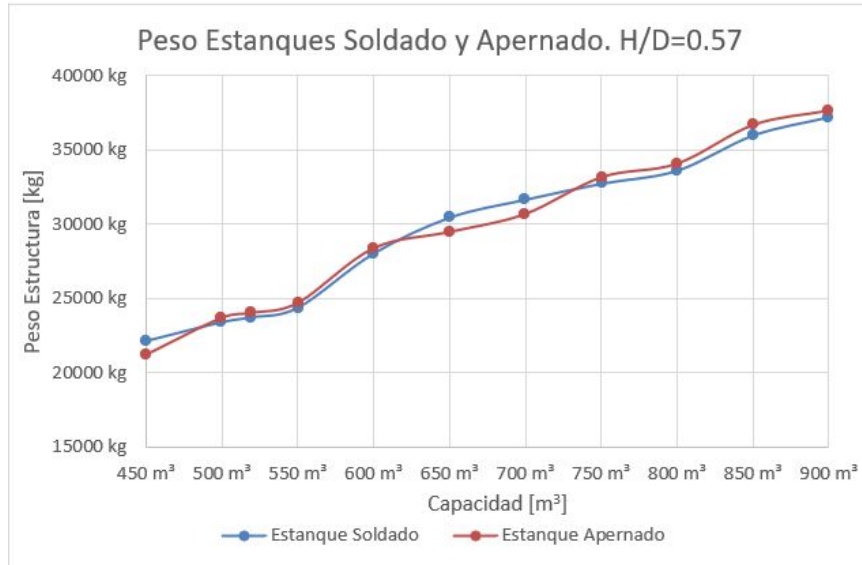


Figura 7.4: Comportamiento del Peso Total v/s Capacidad.

El comportamiento se obtuvo manteniendo la relación  $H_L/D=0.57$ , y fue acotado inferiormente por la capacidad del estanque que induce a espesores mínimos en el manto (6 [mm]), mientras que superiormente fue acotado por el estanque de mayor capacidad posible, que no requiera más de 3 anillos de altura 2.4 [m] utilizados en el diseño original.

Al observar la Figura 7.4, se nota que existen tramos en que el peso del estanque apornado es levemente superior, y tramos en los que el estanque soldado pesa más que el estanque apornado.

El aumento leve del peso en los estanques apornados tiene su explicación en la superposición entre placas que se requiere para poder materializar la conexión apornada, mientras que la explicación de las diferencias mayores entre los peso de los estanques se encuentra al analizar las diferentes uniones utilizadas, específicamente para la conexión vertical entre placas del anillo inferior del manto.

En el caso del estanque soldado, al aumentar la capacidad provoca la falla de la soldadura vertical realizada con C.J.P. entre placas del anillo inferior, lo que obliga a aumentar el espesor del anillo inferior, para así aumentar la garganta y por lo tanto, la resistencia a través del área de la soldadura, según lo mostrado en la Ecuación 3.117.

Para el caso de la conexión apornada ocurre algo similar, ya que al aumentar paulatinamente la capacidad del estanque, el aplastamiento de la perforación llega a su punto de falla, e induce a aumentar el espesor del anillo.

La gran diferencia con la conexión soldada es que para este caso la falla de la conexión apernada ocurre después, es decir, con estanques de mayor capacidad. Esto es debido a posibilidad de variar los espaciamientos de los pernos para evitar que la conexión falle por aplastamiento, lo cual desencadena los rangos con las diferencias de pesos observados.

Esta dinámica de variar la conexión se da hasta que el espaciamiento entre pernos llega al mínimo posible y la conexión falla, lo que provoca inevitablemente un aumento en el espesor del anillo, volviendo a las diferencias despreciables en los pesos respecto al manto soldado.

Por otro lado, al analizar otras estructuraciones de estanques para otras relaciones  $H_L/D$ , se obtienen los siguientes comportamientos:

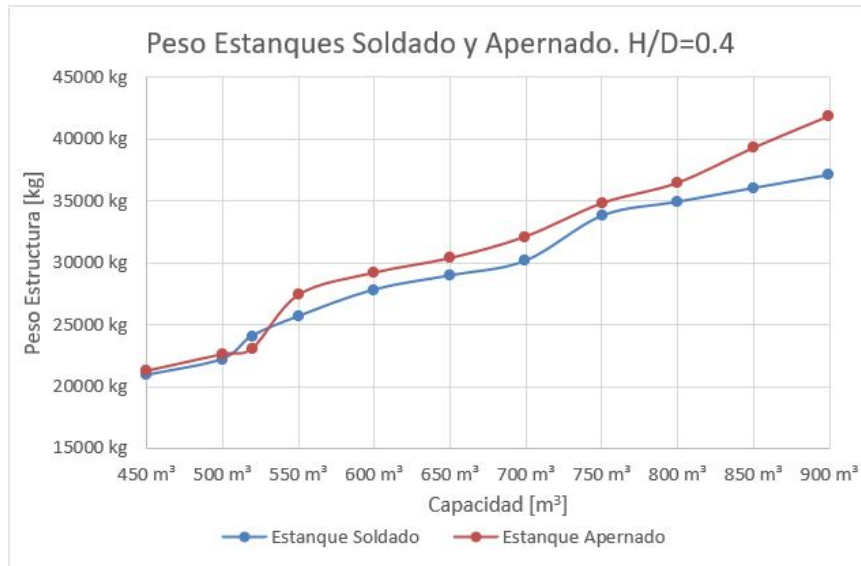


Figura 7.5: Peso Estanques v/s Capacidad.  $H_L/D=0.40$

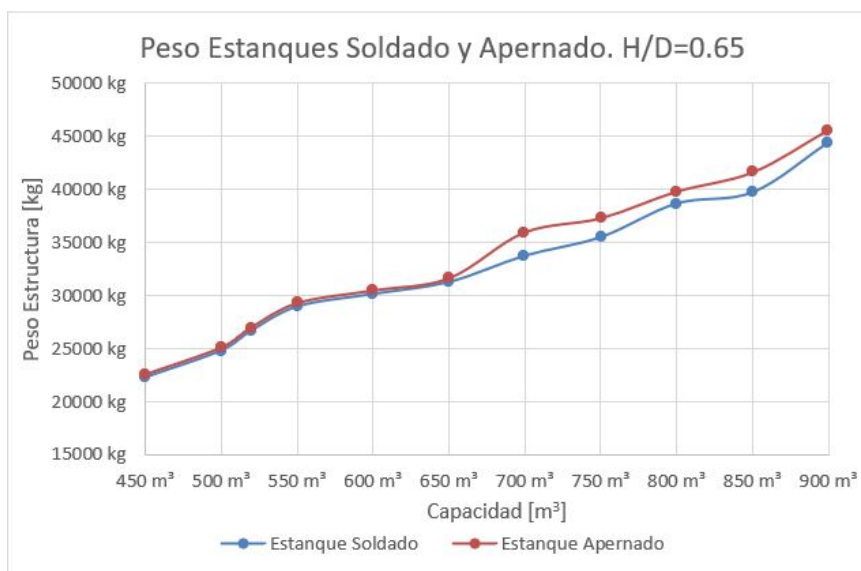


Figura 7.6: Peso Estanques v/s Capacidad.  $H_L/D=0.65$

Al analizar el comportamiento mostrado en las figuras precedentes, se puede observar nuevamente tramos en que el peso total del estanque apernado es levemente superior al estanque soldado. Los tramos en que el estanque soldado es más pesado que el estanque apernado prácticamente no se observan para estas relaciones altura-diámetro. Adicionalmente que a medida que aumenta la capacidad del estanque, existe una tendencia a que la diferencia de los pesos entre el estanque apernado y soldado sea mayor.

Para el caso de la curva con  $H_L/D = 0.4$ , las diferencias en los estanques se deben nuevamente a las diferencias en la conexión vertical de las placas que forman los diferentes anillos que componen el manto. En este caso, dado que el estanque en general presenta alturas bajas respecto al diámetro, la altura del anillo superior del manto del estanque puede ser menor que los 2.4 [m] utilizados en el diseño original.

Esta disminución es factible para el anillo soldado, pero para el caso apernado no es aplicable en la misma medida, ya que dicha disminución induce a que la conexión falle por aplastamiento, lo que tiene como consecuencia diferencias crecientes en la altura de manto entre ambos estanques, y por lo tanto, en el peso total del estanque.

Por otro lado, para la curva con  $H_L/D=0.65$  se observa que las compresiones longitudinales sobre el manto del estanque son considerablemente mayores respecto al diseño original, y en este caso es dicho parámetro el que controla el diseño y no las conexiones verticales entre placas. Las compresiones afectan a ambos tipos de estanques por igual, y es por esto que hasta  $650 m^3$  presentan pesos similares.

Las diferencias en los pesos totales observadas a partir de capacidades de  $700m^3$ , se producen ya que para esos estanques es necesario incorporar un cuarto anillo en el manto, y de la misma manera que para la curva con  $H_L/D = 0.4$ , la altura del último anillo es menor en el caso soldado, ya que el caso apernado requiere un anillo con más altura para evitar la falla por aplastamiento.

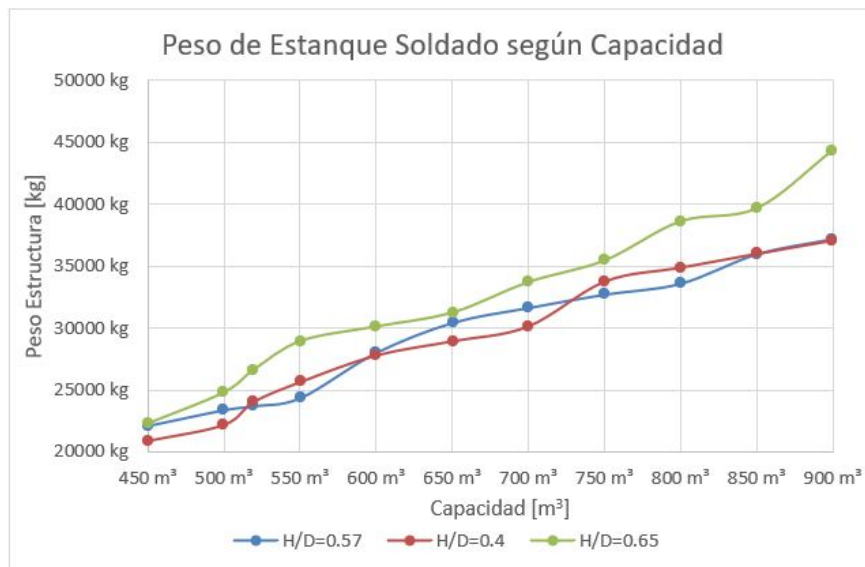


Figura 7.7: Comportamiento Pesos totales en función de la Capacidad.

Por último, se comparan a partir de la Figura 7.7 los estanques soldados para las tres relaciones altura-diámetro desarrolladas. A partir de ello, se observa primeramente que los pesos totales del diseño con relación  $H_L/D = 0.57$  son menores que en el caso con relación  $H_L/D = 0.65$ , y similares respecto a la relación  $H_L/D = 0.40$ . Esto se debe a que el diseño fue optimizado de tal manera de lograr los menores pesos posibles.

### 7.2.2. Verificaciones del diseño

Las verificaciones para estanques soldados y apernados son, en general, bastante parecidas. Comparten algunas verificaciones de requisitos geométricos, como espesores mínimos de techo y altura requerida de revancha en el manto, y también verificaciones relacionadas con la estabilidad, pandeos locales y sistemas de anclajes del equipo.

Aun así existen disparidades en las verificaciones, que lógicamente se dan producto de las formas de unir las componentes. Las diferencias son principalmente cuatro, todas relacionadas con el manto del estanque: Espesores mínimos de placas, Compresión admisible en el manto, Tensión admisible en el manto, y Verificaciones de resistencias de las conexiones, ya sea la resistencia de la soldadura de manto, en el caso del manto soldado, o resistencia de los pernos de manto al corte y aplastamiento de la perforación, para el caso del manto apernado.

Teniendo en cuenta lo anterior, se muestran las diferencias en las verificaciones para estanques soldados y apernados:

Tabla 7.8: Diferencias en las verificaciones entre Estanques

| Verificación                   | Estanque Soldado | Estanque Apernado |
|--------------------------------|------------------|-------------------|
| Espesor Mínimo de Manto        | 4.76 mm          | 4.37 mm           |
| Esfuerzo Adm. De Compresión    | 13.61 MPa        | 16.95 MPa         |
| Esfuerzo Adm. De Tracción      | 87.89 MPa        | 148.93 MPa        |
| F.U. Conexión Soldada/Apernada | 87 %             | 97 %              |

Al observar la Tabla 7.8, se nota que, en cuanto a espesores mínimos y a tensiones admisibles de compresión longitudinal, el estanque con el manto soldado es más restrictivo, sobre todo para el caso de los esfuerzos admisibles de tracción, donde se aprecian esfuerzos admisibles un 69 % en el caso apernado.

Respecto al factor de utilización (F.U.) de las conexiones soldadas y apernadas, se observa que este último presenta un mayor factor de utilización. Esto no significa que la conexión con pernos sea más restrictiva, sino que la versatilidad de estas uniones permite variar el espaciamiento entre pernos y el diámetro de estos, logrando un mejor aprovechamiento.

Por otro lado, si se analizan todas las verificaciones que controlan los diseños con manto soldado y apernado, se nota que para ambos estanques es la verificación de pandeo local del anillo inferior, definida por las norma AWWA, la más crítica.

Otras verificaciones que presentan factores de utilización altos en los diseños son la relacionada con las tensiones en la silla de anclaje, con un 89%, además de los factores de utilización de las conexiones de manto mostradas en la Tabla 7.8.

Estas últimas verificaciones realmente no controlan el diseño, salvo para la verificación de las soldaduras de las placas de manto. Esto se debe a que, como se mencionó anteriormente, en estos casos se fuerzan factores de utilización altos para utilizar la menor cantidad de pernos de anclaje y pernos de manto posibles.

### 7.2.3. Costos de Fabricación, Transporte y Montaje

Al observar la Tabla 7.7, se nota que existen variaciones en el peso de los estanques en estudio, debido principalmente a las diferencia en las conexiones entre las estructuras.

Debido a lo anterior, se tienen discrepancias en los costos de fabricación, transporte y montaje entre los estanques. En primer lugar, se muestran los costos del estanque apernado:

Tabla 7.9: Costos de Fabricación, Transporte y Montaje. Estanque Apernado. (Fuente: EDYCE Ingeniería & Construcción)

| Ítem                           | Descripción               | Unidad | Cantidad | P.U.         | Total                 |
|--------------------------------|---------------------------|--------|----------|--------------|-----------------------|
| <b>A.</b>                      | <b>PARTIDAS GENERALES</b> |        |          |              | <b>\$ 8.750.000</b>   |
| A.1                            | Ingeniería                | gl     | 1        | \$ 8.750.000 | \$ 8.750.000          |
| <b>B.</b>                      | <b>FABRICACIÓN</b>        |        |          |              | <b>\$ 60.168.184</b>  |
| B.2                            | Estanque Apernado         | kg     | 24039    | \$ 2.276     | \$ 54.712.764         |
| B.3                            | Pernos TC d=1"            | -      | 786      | \$ 3.200     | \$ 2.515.200          |
| B.4                            | Pernos d=5/8"             | -      | 4746     | \$ 543       | \$ 2.578.976          |
| B.5                            | Gaskets & Sellantes       | ml     | 380      | \$ 950       | \$ 361.244            |
| <b>C.</b>                      | <b>TRANSPORTE</b>         |        |          |              | <b>\$ 10.745.433</b>  |
| C.2                            | Estanque Apernado         | kg     | 24039    | \$ 447       | \$ 10.745.433         |
| <b>D.</b>                      | <b>MONTAJE</b>            |        |          |              | <b>\$ 61.709.075</b>  |
| D.1                            | Estanque Soldado          | kg     | 24039    | \$ 2.567     | \$ 61.709.075         |
| <b>TOTAL ESTANQUE APERNADO</b> |                           |        |          |              | <b>\$ 141.372.692</b> |

En los precios de Fabricación de la Tabla 7.9, se incluye el costo de compra del material y mano de obra para el cilindrado de las placas, perforación y pinturas. Los costos de transporte son costos estándar por el transporte de placas, pernos y sellantes del estanque, y el precio del montaje incluye los equipos, mano de obra y materiales requeridos para armar la totalidad de la estructura y dejarla lista para la operación.

Por otro lado, los costos de fabricación, transporte y montaje del estanque soldado, incluyendo todos los materiales, equipos, ensayos y mano de obra requeridos en cada una de las partidas, se muestran a continuación:

Tabla 7.10: Costos de Fabricación, Transporte y Montaje. Estanque Soldado. (Fuente: EDYCE Ingeniería & Construcción)

| Ítem                          | Descripción               | Unidad | Cantidad | P.U.         | Total                 |
|-------------------------------|---------------------------|--------|----------|--------------|-----------------------|
| <b>A.</b>                     | <b>PARTIDAS GENERALES</b> |        |          |              | <b>\$ 8.750.000</b>   |
| A.1                           | Ingeniería                | Gl     | 1        | \$ 8.750.000 | \$ 8.750.000          |
| <b>B.</b>                     | <b>FABRICACIÓN</b>        |        |          |              | <b>\$ 52.512.552</b>  |
| B.1                           | Estanque Soldado          | Kg     | 23697    | \$ 2.216     | \$ 52.512.552         |
| <b>C.</b>                     | <b>TRANSPORTE</b>         |        |          |              | <b>\$ 10.592.559</b>  |
| C.1                           | Estanque Soldado          | Kg     | 23697    | \$ 447       | \$ 10.592.559         |
| <b>D.</b>                     | <b>MONTAJE</b>            |        |          |              | <b>\$ 72.418.032</b>  |
| D.1                           | Estanque Soldado          | Kg     | 23697    | \$ 3.056     | \$ 72.418.032         |
| <b>TOTAL ESTANQUE SOLDADO</b> |                           |        |          |              | <b>\$ 144.273.143</b> |

Al observar el costo global de los estanques, se nota que el estanque apernado es aproximadamente \$2.900.000 más barato que el estanque soldado, lo que representa una diferencia de un 2%. Esta diferencia se debe principalmente al ahorro en los costos al momento del montaje, lo que se puede apreciar en las precios unitarios de dichas partidas.

Al desglosar los costos de cada una de las partidas, se nota en primer lugar que los precios unitarios asociados a la ingeniería y al transporte de los materiales al lugar del montaje son iguales para estanques apernados y soldados. A pesar de lo anterior, el costo total de transporte es 1.4% más caro en el caso apernado, dadas las diferencias en los pesos.

Al analizar los costos de fabricación de los estanques, se nota que el estanque apernado es un 14% más caro de fabricar, debido a la inclusión de las perforaciones en la placas, pernos, gaskets y sellantes que implican las conexiones de este tipo.

Finalmente, los costos de montaje son 17% más baratos para el caso apernado. Esta partida es la que controla el costo total del estanque, y las diferencias en los precios unitarios se deben básicamente a dos factores. El primero se asociada a la mayor complejidad en las secuencias del montaje del caso soldado, lo que influye en los tiempos de montaje, y por lo tanto, en los costos. La segunda razón es la necesidad de aplicar ensayos que certifiquen la correcta ejecución de la soldadura, con costos de \$15.400 por metro lineal de soldadura.



### 7.3. Comparación Planilla de Cálculo - Modelos

A partir de los cuatro modelos computacionales desarrollados en las secciones precedentes, se realizan análisis y comparaciones de las cargas, tensiones, factores de utilización y períodos de vibrar de la estructura, encontrando los errores relativos entre ellos y la planilla de cálculo, para así validar los valores entregados.

Primeramente, se comparan los resultados obtenidos por el Modelo N°1, en el que se modelaron las cargas sísmicas como presiones en el manto en función del ángulo y la altura.

Tabla 7.11: Comparación Planilla - Modelo N°1: Presiones

| Verificación            | Planilla  | F.U. Planilla | Modelo    | F.U. Modelo | Error Relativo |
|-------------------------|-----------|---------------|-----------|-------------|----------------|
| Período Impulsivo       | 0.074 s   | -             | -         | -           | -              |
| Período Convectivo      | 3.44 s    | -             | -         | -           | -              |
| Compresión Longitudinal | 11.13 MPa | 82 %          | 6.99 MPa  | 51 %        | -37 %          |
| Esf. Tangencial Total   | 58.66 MPa | 67 %          | 45.29 MPa | 52 %        | -23 %          |
| Tracción P.A.           | 158 kN    | 40 %          | 36 kN     | 9 %         | -77 %          |
| Corte P.A.              | 132 kN    | 64 %          | 49 kN     | 24 %        | -63 %          |
| Corte Basal             | 1056 kN   | 38 %          | 592 kN    | 21 %        | -44 %          |
| Momento Volcante        | 8493 kN   | 265 %         | 1722 kN   | 54 %        | -80 %          |

Posteriormente, se realiza una comparación entre la planilla y los resultados obtenidos en el modelo N°2, en el cual se modelaron las masas impulsivas y convectivas como masas puntuales, unidas al manto del estanque a través de sistemas de resortes con la herramienta *Link Support*.

Tabla 7.12: Comparación Planilla - Modelo N°2: Link Support

| Verificación            | Planilla  | F.U. Planilla | Modelo    | F.U. Modelo | Error Relativo |
|-------------------------|-----------|---------------|-----------|-------------|----------------|
| Período Impulsivo       | 0.074 s   | -             | 0.860 s   | -           | 1060 %         |
| Período Convectivo      | 3.44 s    | -             | 0.956 s   | -           | -72 %          |
| Compresión Longitudinal | 11.13 MPa | 82 %          | 10.65 MPa | 78 %        | -4 %           |
| Esf. Tangencial Total   | 58.66 MPa | 67 %          | 52.42 MPa | 60 %        | -11 %          |
| Tracción P.A.           | 158 kN    | 40 %          | 65 kN     | 16 %        | -59 %          |
| Corte P.A. Load         | 132 kN    | 64 %          | 108 kN    | 53 %        | -18 %          |
| Corte Basal             | 1056 kN   | 38 %          | 1272 kN   | 46 %        | 20 %           |
| Momento Volcante        | 8493 kN   | 265 %         | 3573 kN   | 112 %       | -58 %          |

Después, se realizó un parangón entre la planilla de cálculo y el Modelo N°3, el cual modeló puntualmente la masa convectiva, unida al mando mediante barras con comandos tipo *Frames*, y la masa impulsiva fue distribuida uniformemente a través del manto.

Tabla 7.13: Comparación Planilla - Modelo N°3

| Verificación            | Planilla  | F.U. Planilla | Modelo    | F.U. Modelo | Error Relativo |
|-------------------------|-----------|---------------|-----------|-------------|----------------|
| Período Impulsivo       | 0.074 s   | -             | -         | -           | -              |
| Período Convectivo      | 3.44 s    | -             | 3.875 s   | -           | 13 %           |
| Compresión Longitudinal | 11.13 MPa | 82 %          | 7.76 MPa  | 57 %        | -30 %          |
| Esf. Tangencial Total   | 58.66 MPa | 67 %          | 44.56 MPa | 51 %        | -24 %          |
| Tracción P.A.           | 158 kN    | 40 %          | 62 kN     | 16 %        | -61 %          |
| Corte P.A.              | 132 kN    | 64 %          | 26 kN     | 13 %        | -80 %          |
| Corte Basal             | 1056 kN   | 38 %          | 226 kN    | 8 %         | -79 %          |
| Momento Volcante        | 8493 kN   | 265 %         | 710 kN    | 22 %        | -92 %          |

Se muestra luego la comparación realizada con el Modelo N°4, el cual modeló las masas convectiva e impulsiva como masas puntuales, que se unieron al manto con barras tipo *Frames*.

Tabla 7.14: Comparación Planilla - Modelo N°4: Barras Impulsivas y Convectivas.

| Verificación            | Planilla  | F.U. Planilla | Modelo    | F.U. Modelo | Error Relativo |
|-------------------------|-----------|---------------|-----------|-------------|----------------|
| Período Impulsivo       | 0.074 s   | -             | 0.210 s   | -           | 183 %          |
| Período Convectivo      | 3.44 s    | -             | 3.875 s   | -           | 13 %           |
| Compresión Longitudinal | 11.13 MPa | 82 %          | 9.91 MPa  | 73 %        | -11 %          |
| Esf. Tangencial Total   | 58.66 MPa | 67 %          | 50.94 MPa | 58 %        | -13 %          |
| Tracción P.A.           | 158 kN    | 40 %          | 44 kN     | 11 %        | -72 %          |
| Corte P.A.              | 132 kN    | 64 %          | 86 kN     | 42 %        | -35 %          |
| Corte Basal             | 1056 kN   | 38 %          | 996 kN    | 36 %        | -6 %           |
| Momento Volcante        | 8493 kN   | 265 %         | 2306 kN   | 72 %        | -73 %          |

Por último, y a modo de resumen, se muestran dos tablas que entregan la información antes mostrada de forma compacta. En la primera, se tienen los períodos, tensiones, y cargas de la planilla y de los modelos con los que se le ha comparado. La segunda, entrega los factores de utilización de dichos elementos, para la planilla y todos los modelos realizados.

Tabla 7.15: Resumen de Comparación Planilla - Modelos

| Verificación            | Planilla  | Modelo N°1 | Modelo N°2 | Modelo N°3 | Modelo N°4 |
|-------------------------|-----------|------------|------------|------------|------------|
| Período Impulsivo       | 0.07 s    | -          | 0.86 s     | -          | 0.21 s     |
| Período Convectivo      | 3.44 s    | -          | 0.96 s     | 3.88 s     | 3.88 s     |
| Compresión Longitudinal | 11.13 MPa | 6.99 MPa   | 10.65 MPa  | 7.76 MPa   | 9.91 MPa   |
| Esf. Tangencial Total   | 58.66 MPa | 45.29 MPa  | 52.42 MPa  | 44.56 MPa  | 50.94 MPa  |
| Tracción P.A.           | 158 kN    | 36 kN      | 65 kN      | 62 kN      | 44 kN      |
| Corte P.A.              | 132 kN    | 49 kN      | 108 kN     | 26 kN      | 86 kN      |
| Corte Basal             | 1056 kN   | 592 kN     | 1272 kN    | 226 kN     | 996 kN     |
| Momento Volcante        | 8493 kN-m | 1722 kN-m  | 3573 kN-m  | 710 kN-m   | 2306 kN-m  |

Tabla 7.16: Resumen de Comparación de Factores de Utilización

| Verificación            | Planilla | Modelo N°1 | Modelo N°2 | Modelo N°3 | Modelo N°4 |
|-------------------------|----------|------------|------------|------------|------------|
| Período Impulsivo       | -        | -          | -          | -          | -          |
| Período Convectivo      | -        | -          | -          | -          | -          |
| Compresión Longitudinal | 82 %     | 51 %       | 78 %       | 57 %       | 73 %       |
| Esf. Tangencial Total   | 67 %     | 52 %       | 60 %       | 51 %       | 58 %       |
| Tracción P.A.           | 40 %     | 9 %        | 16 %       | 16 %       | 11 %       |
| Corte P.A.              | 64 %     | 24 %       | 53 %       | 13 %       | 42 %       |
| Corte Basal             | 38 %     | 21 %       | 46 %       | 8 %        | 36 %       |
| Momento Volcante        | 265 %    | 54 %       | 112 %      | 22 %       | 72 %       |

### 7.3.1. Análisis de los Períodos de Vibrar

Al analizar los períodos de vibrar obtenidos, específicamente el período impulsivo, se nota en primer lugar que hay dos modelos en los que no se logró apreciar dicho modo de vibrar: el Modelo N°1 y el Modelo N°3.

Respecto a los demás modelos, se nota que el Modelo N°2, asociado a los comandos *Link Support*, entregó un período impulsivo tremendamente mayor que tampoco es consistente respecto a lo entregado por la planilla, presentando un error relativo de más del 1000 %.

Por último, el Modelo N°4 es el que entregó el mejor resultado en cuanto a este ítem, con un valor superior al de la planilla, y con un error en torno al 183 %. Todos los períodos impulsivos pueden ser observados de manera gráfica en la Figura 7.8.

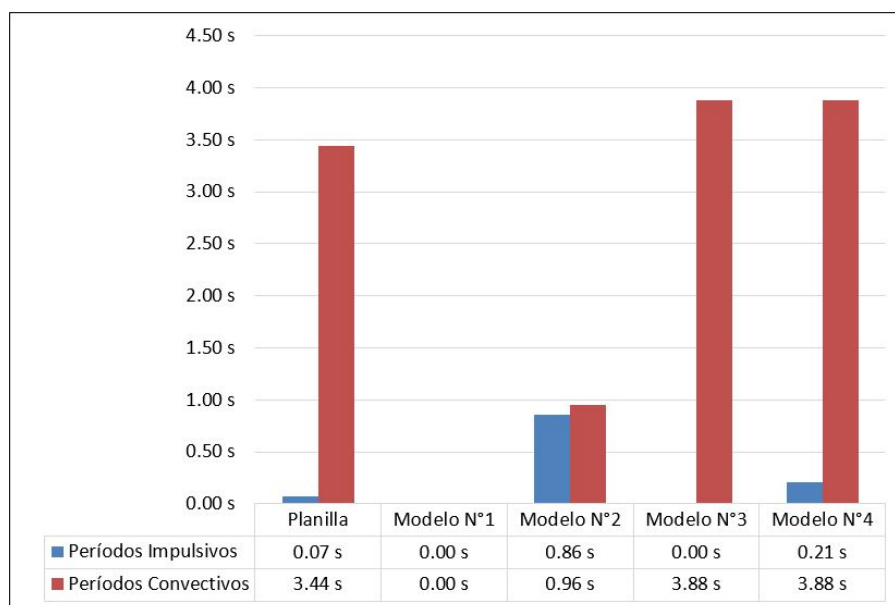


Figura 7.8: Períodos Impulsivos y Convectivos

Al analizar los períodos convectivos logrados, se observa que los que obtuvieron mejor resultado fueron los Modelos N°3 y N°4. Estos modelos entregaron períodos levemente superiores al compararlos con la planilla de cálculo, con un error relativo asociado del 13 %.

Respecto al resto de modelos, se nota que el Modelo N°1 no entrega un período convectivo, mientras que para el caso del Modelo N°2, entrega un período considerablemente menor, que, al igual que en el caso impulsivo, no es representativo respecto a lo entregado por la planilla. Los periodos convectivos también pueden ser observados en la Figura 7.8.

### 7.3.2. Análisis de las Tensiones en el Manto

Al analizar las tensiones longitudinales de compresión en el manto se puede observar, en general, tensiones menores al diseño y un comportamiento bastante coherente. En el Modelo N°2 se observa un error prácticamente nulo, en torno al 4 %. Además, en el Modelo N°4 también se tiene un comportamiento congruente, con un error relativo del 11 %. Los Modelos N°1 y N°3 son los que presentan el error relativo más alto, con un 37 % y 30 %, respectivamente. Los resultados obtenidos se pueden observar en la Figura 7.9.

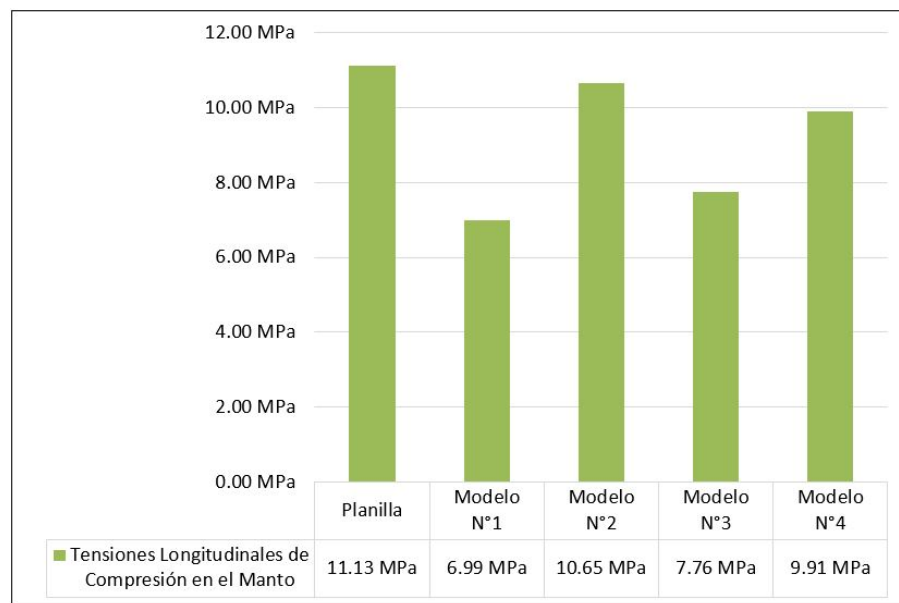


Figura 7.9: Tensiones de Compresión Longitudinal en el Manto.

Por otro lado, las tensiones tangenciales en el manto, producidas por los contenidos del estanque, también presentan tensiones menores a la planilla de cálculo, y tienen comportamientos consistentes en los Modelos N°2 y N°4, con errores relativos del 11 % y 13 % respectivamente, mientras que para los Modelos N°1 Y N°3 se obtuvieron errores del 23 % y 24 %. Los valores obtenidos pueden ser observados gráficamente en la Figura 7.10.

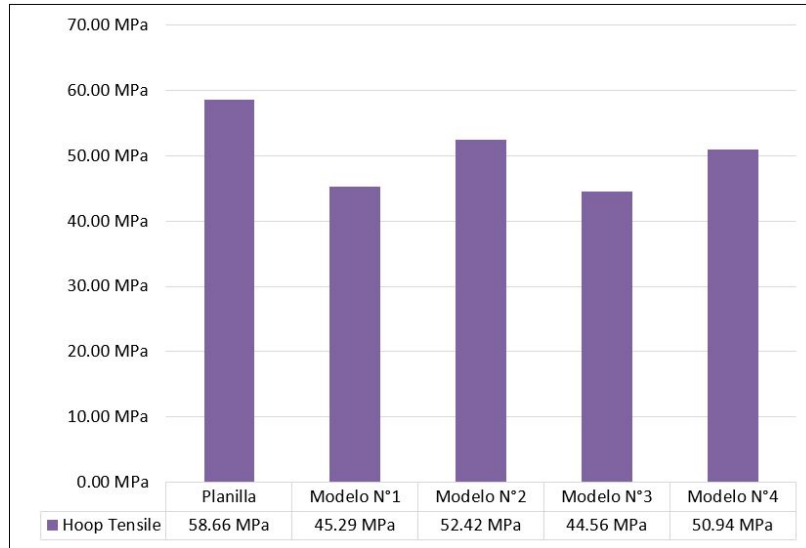


Figura 7.10: Tensiones Hidrodinámicas en el Manto.

### 7.3.3. Análisis de las Cargas en Pernos de Anclaje

Las cargas de levantamiento (tracción) en los pernos de anclajes obtenidas en los modelos presentan comportamientos poco consistentes en cuanto a su error relativo, aunque menor que lo obtenido por la planilla. El Modelo N°2 es el que más se asemeja, con un 59 % de error relativo. El resto de los modelos tiene errores relativos superiores, un 61 % para el Modelo N°3, 72 % para el N°4, y un 77 % para el Modelo N°1. En la Figura 7.11 puede observarse de mejor manera lo descrito anteriormente.

Por otro lado, las cargas de corte en los pernos de anclaje presentan comportamientos similares a las cargas de tracción, ya que en todos los casos también se obtienen valores menores. Se observa un comportamiento variado en sus errores relativos, con un 18 % para el Modelo N°2, al 35 % del Modelo N°4, 63 % del Modelo N°1, y 80 % del Modelo N°3.

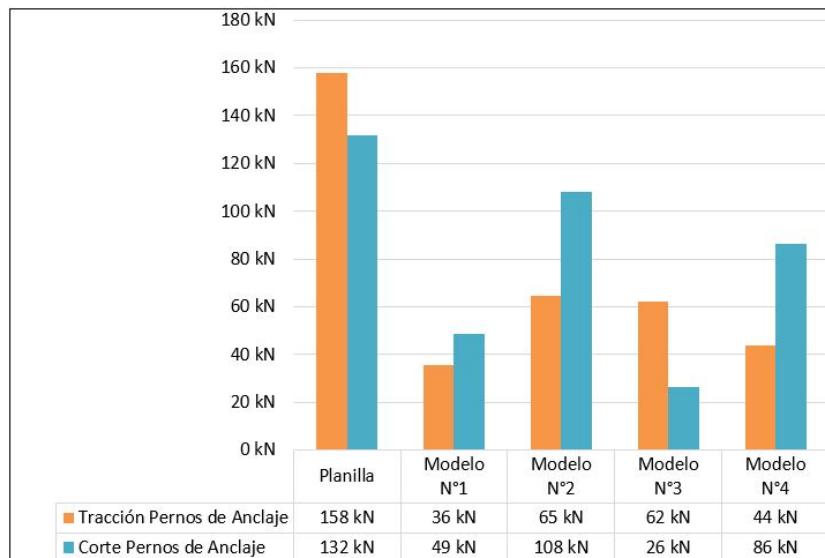


Figura 7.11: Cargas de Tracción y Corte en Pernos de Anclaje.

### 7.3.4. Análisis de los Cortes Basales y Momentos Volcantes

Los cortes basales obtenidos presentan comportamientos variados en cuanto a sus valores y errores absolutos. Los Modelos N°1, N°3 y N°4 presentan valores menores respecto a la planilla, y errores relativos de un 44 %, 79 % y 6 % respectivamente. El Modelo N°2 es el único que entrega un valor mayor respecto a la planilla de cálculo y presenta un error relativo del 20 %. Los valores obtenidos se pueden observar gráficamente en la Figura 7.12

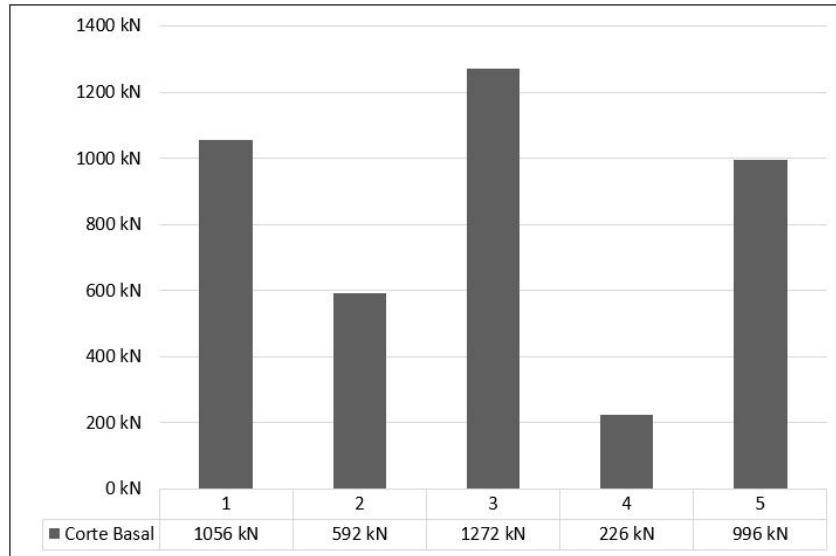


Figura 7.12: Cortes Basales.

Los momentos volcantes obtenidos en los modelos computacionales presentaron valores mucho menores respecto a la planilla, para todos los casos. Los resultados se pueden observar en la Figura 7.13. El Modelo N°2 es el con menor diferencia, con un 58 % de error relativo, le sigue el Modelo N°4 con un 73 %, luego el Modelo N°1 con un 80 %, y por último el modelo N°3 con un error del 92 %.

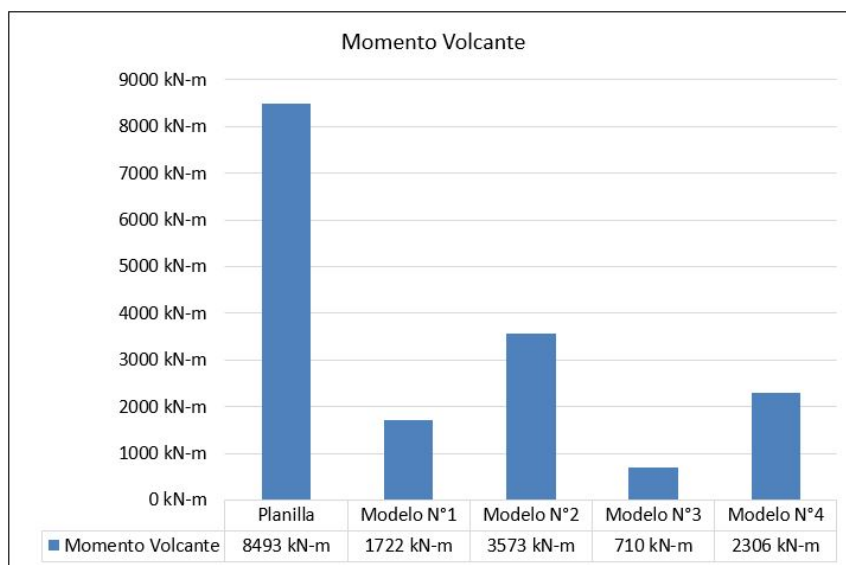


Figura 7.13: Momentos Volcantes.

## 7.4. Análisis de las Metodologías Utilizadas en los Modelos Computacionales

Una vez observado y comparado los resultados obtenidos en las Planillas de cálculo y los modelos desarrollados con SAP2000, se procede a analizar las ventajas, desventajas y dificultades de cada uno de los modelos computacionales realizados.

### 7.4.1. Modelo N°1: Presiones

El primer modelo desarrollado presenta un comportamiento irregular, esto debido a que, en primer lugar, entrega tensiones en el manto y cargas en los pernos de anclaje con diferencias significativas respecto a lo que entrega la planilla de cálculo.

Adicionalmente, el modelo no entrega períodos de vibrar asociados a las masas convectivas e impulsivas, esto se debe a que dichas masas no se modelaron, ya que las solicitaciones estáticas y dinámicas que generan dichas masas en la estructura fueron consideradas a través de presiones alrededor del manto del estanque.

Respecto a este modelo se debe tener en cuenta además que es lento de desarrollar. Lo anterior es consecuencia de que se debe generar una distribución de las solicitaciones que varían tanto en la altura como en el ángulo alrededor del manto, para las componentes convectivas y también para las impulsivas, según lo descrito en las secciones precedentes.

Esto es una clara desventaja para el modelo, puesto que las solicitaciones se ingresaron manualmente en cada uno de los elementos finitos que componen el manto, cada uno con un valor distinto, lo que hace impracticable por ejemplo, al realizar un mallado fino del manto con una gran cantidad de elementos.

### 7.4.2. Modelo N°2: Link Support

La principal ventaja del segundo modelo es que entrega las tensiones y cargas más parecidas respecto a lo entregado por el diseño. Adicionalmente, no presenta grandes dificultades al momento del desarrollo del modelo en SAP2000.

El punto más importante para lograr resultados adecuados en el Modelo N°2 radica en determinar de forma adecuada la rigidez de los resortes modelados con el comando *Link Support*. Este punto es fundamental, ya que, por una parte, se observa una sensibilidad importante en los resultados al variar la rigidez de los resortes, y por otra, determinar la rigidez correctamente asegura transmitir las cargas de las componentes impulsivas y convectivas al manto del estanque.

En cuanto a las desventajas del modelo, se debe mencionar en primer lugar que no logra entregar períodos convectivos e impulsivos que se asemejen a los que se definen en las normas AWWA y API utilizadas para el diseño. Probablemente el error sea causado por la herramienta *Link Support* y por la rigidez impuesta en los resortes. Se aprecia que, si se impone una rigidez en los resortes tal que el modelo entregue correctamente los períodos de diseño,

los resultados que se obtienen carecen de sentido, ya que no tienen punto de comparación alguno con las tensiones dadas por el diseño con la planilla de cálculo.

En segundo lugar, se debe mencionar como desventaja unir las masas al manto en nodos puntuales a través del comando *Link Support*. Esto, debido a que entrega como resultado concentraciones de esfuerzos en la zona de unión del resorte al manto, impidiendo obtener tensiones con una distribución consistente respecto a lo definido en las normas de diseño.

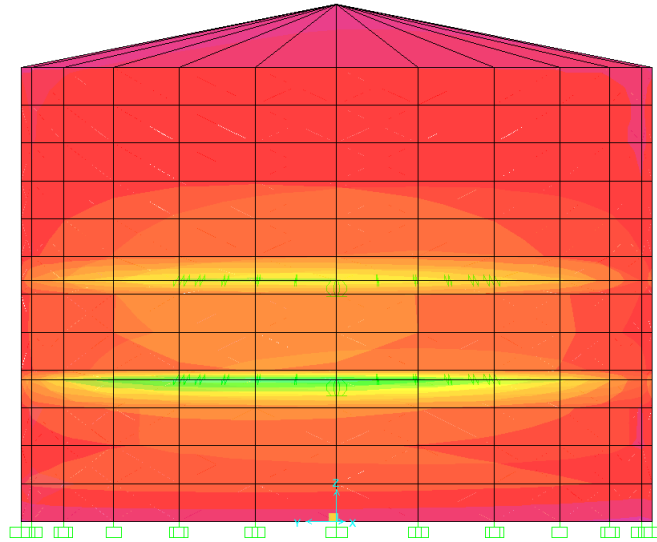


Figura 7.14: Tensiones locales en el manto

Por último, se podría interpretar como una tercera desventaja el resultado obtenido como corte basal en el modelo. Si bien llama la atención que el valor obtenido sea mayor que lo entregado por la planilla de cálculo, no es del todo preocupante para el diseño realizado debido a tres razones: Primero, el error asociado es solamente un 20 %, en segundo lugar, a pesar de entregar una carga mayor, tiene un factor de utilización del 46 % respecto al corte basal permitido, y en tercer lugar, los pernos de anclajes, elementos encargados de tomar el corte basal, cambiarían su factor de utilización del 64 % al 78 % en caso que la carga mostrada por el modelo sea la correcta. De todas maneras, este es un aspecto que se debe tratar con especial cuidado en otros diseños.

### 7.4.3. Modelo N°3: Frames y Masas en el Manto

El tercer modelo tiene como principal ventaja lograr un período convectivo coherente con lo entregado por el diseño, aspecto que no lograron los modelos anteriores. Además, es un modelo sin grandes dificultades al momento de su desarrollo en el software.

Una de las desventajas del modelo es que no fue posible encontrar el período asociado al modo de vibrar impulsivo, a pesar de haber analizado los primeros 90 modos de vibrar entregados por el software SAP2000. Esto se debe a la distribución en el manto de la masa impulsiva, lo que impidió observar limpiamente el modo de vibrar buscado, dado que probablemente se encontraba acoplado con otros modos de vibrar asociados al manto de la estructura.



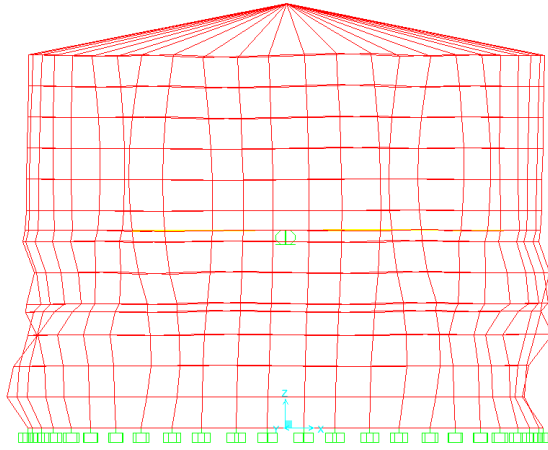


Figura 7.15: Modo de vibrar N°47: Modo impulsivo superpuesto con otros modos de vibrar.

Además, el modelo entrega Cortes Basales, Momentos Volcantes y Cargas de corte en los pernos de anclajes bastante bajos respecto a lo que se espera. También, se tiene la misma desventaja observada en el Modelo N°2, respecto a las tensiones locales por las uniones de la masa convectiva al manto. Esto, ya que se observaron concentraciones de esfuerzos en la zona de unión de los *Frames* con el manto del estanque.

#### 7.4.4. Modelo N°4: Frames

Finalmente, el cuarto modelo presenta como principal virtud lograr los períodos convectivos e impulsivos de mejor manera que el resto de los modelos, de forma rápida y fácil en cuanto a su fundamento teórico, a causa de que, al igual que para el modelo N°3, únicamente se debe encontrar el Módulo de Young de las barras con las que se unen las masas puntuales al manto.

Analizado de forma global, y aceptando cierto porcentaje de error en los datos, el modelo logra cierta consistencia con lo entregado por el Modelo N°2 en la mayoría de los aspectos estudiados. Asimismo, no presenta dificultades excepcionales al momento del desarrollo del modelo en SAP2000.

Como principal desventaja, se tiene que para el diseño realizado, el modelo entrega cargas de tracción en los pernos de anclaje bastante menor que la planilla de cálculo, y menores al resto de los modelos. Esto probablemente se debe a que los comandos *Frames* no logran transmitir con la misma fidelidad las tensiones que ocurren en la dirección vertical, si se compara con lo entregado por los resortes modelados con *Link Support*. Lo anterior se puede apreciar también en un leve descenso de las Tensiones Longitudinales de Compresión en el Manto respecto al Modelo N°3, que tiene como única diferencia la forma de modelar la masa impulsiva, ya que en el Modelo N°3 la masa es distribuida en el manto, mientras que en el Modelo N°4 se modela puntualmente al centro del estanque y unido con *Frames*.

Por último, se tiene como desventaja las concentraciones de esfuerzos que aparecen en las uniones de las masas convectiva e impulsiva al manto del estanque, debido a las conexiones puntuales de las barras al manto, tal y como ocurre en modelos anteriores.

## 7.5. Análisis de las combinaciones de Cargas

A partir de los resultados obtenidos en las secciones precedentes, se puede advertir cuál de las combinaciones de cargas definidas en los modelos es la más crítica, y cuáles son las menos demandantes.

Por una parte se puede apreciar que, para todos los casos y modelos, la combinación de cargas C1, asociada a la norma chilena NCh2369, es la que entrega las mayores solicitaciones. Esto era esperable, ya la combinación toma la totalidad del sismo horizontal y vertical, en conjunto con los efectos del agua en la estructura.

Los resultados obtenidos por la combinación C6, asociada a la norma ASCE, entrega los mismos resultados que la combinación C1. Esto se debe a que la combinación toma en cuenta las solicitaciones asociadas al sismo, y a que el factor 0.7 se desprecia por lo discutido en la Sección 6.2.5.

Por otro lado, en algunas ocasiones la combinación C3S comparte con la combinación C1 las mayores solicitaciones. Además, en todos los casos, y para todos los modelos, la combinación C7S es la que entrega las segundas solicitaciones más altas. Esta combinación de cargas es importante ya que incorpora las cargas vivas de techo, y no se encuentra incorporada dentro de la planilla de cálculo.

Por último, de las combinaciones que incorporan el viento dentro de sus casos de carga, la combinación C2 es la que entrega las mayores solicitaciones. Esto, ya que la combinación C7W toman las cargas de viento reducidas por el factor 0.75.

A pesar de lo anterior, y como se ha mencionado en reiteradas oportunidades, las solicitaciones producidas por el viento no son comparables a las producidas por sismo, pero es un caso de carga que aun así debe ser considerado.

# Capítulo 8

## Comentarios y Conclusiones

Al tomar en cuenta los resultados que fueron desarrollados en los capítulos anteriores, además de las comparaciones y análisis que ya fueron realizados, se muestran en las siguientes secciones las principales conclusiones obtenidas respecto a las normas estudiadas, los diseños, los modelos computacionales y los aspectos constructivos y económicos de los estanques apertados y soldados.

### 8.1. Normas de Diseño

Se concluye en primer lugar que, dado los procedimientos que define, la compatibilidad con las disposiciones chilenas, y los resultados obtenidos en el presente trabajo de título, las normas AWWA son documentos recomendables para ser utilizados en los diseños de estanques para almacenamiento de agua en Chile, ya sean apertados o soldados.

Al realizar diseños con esta norma en Chile, es necesario tener especial cuidado en incorporar los requerimientos de la norma NCh2369, la cual a diferencia de las normas AWWA, no permite reducir el sismo vertical en un 40 %, reducir el sismo por 0.7 en las combinaciones de cargas, utilizar el roce del estanque con el suelo o fundación ni tampoco considerar la mitad de los pernos de anclajes totales como resistentes. Considerar estos criterios induce a solicitudes menores respecto a la norma chilena.

Las diferencias en los aspectos recién mencionados dicen relación con las distintas filosofías con que se desarrollan las normas de diseño chilena y AWWA. Esto ya que, por una parte, la situación sísmica chilena es única, y tanto las normas de diseño como la población general no esperan que haya daño en estructuras por un evento sísmico, por lo que los estanques en Chile no deben fallar ni deformarse en exceso. En contra parte, las normas AWWA están hechas de tal forma que se permite algún nivel de daño en la estructura, siguiendo la filosofía de la mayor parte de las normas de diseño norteamericanas.

Además, la forma de determinar las demandas sísmicas entre ambas normas es distinta. La norma chilena define un sismo con una probabilidad de excedencia del 10 % cada 50 años, mientras que la norma norteamericana define un sismo con mayores aceleraciones, que después disminuyen para realizar los diseños.

Respecto a las demandas sísmicas chilenas, la utilización de  $R_c = 4.0$  definido en el documento nacional como el máximo factor de modificación de respuesta, tiene como consecuencias que las aceleraciones convectivas obtenidas sean menores que las encontradas con las normas AWWA. Definir de esta manera  $R_c$  es poco representativo respecto a lo que ocurre en la realidad, ya que el modo de vibrar convectivo tiene asociada una baja disipación de energía, como es indicado por Pineda [24].

En base a lo anteriormente descrito, se recomienda la utilización de  $R_c = 1.0$ , que conlleva a aceleraciones convectivas mayores respecto a su par norteamericana (Figura 7.3), y a una representación más fiel del comportamiento de los estanques frente a un sismo.

Respecto a las combinaciones de cargas definidas en ambas normas, se concluye que las definidas por el documento chileno son las que entregan los casos más críticos, al menos para el diseño del presente trabajo de titulación. Aún así, incluir las combinaciones de carga de la norma ASCE es recomendable, en particular la combinación C7, ya que permite incluir otros casos de carga que no siempre son considerados por la norma nacional.

Además, se nota que si bien la norma chilena indica que los esfuerzos y deformaciones de los distintos modos deben combinarse mediante superposición cuadrática completa (CQC), las formulaciones obtenidas para los momentos volcantes y cortes basales resultantes fueron iguales para ambas normas, a pensar que las normas AWWA combina los modos convectivo e impulsivo mediante la raíz de la suma de los cuadrados (SRSS).

Lo anterior se debe a que, según los resultados obtenidos en el presente trabajo, los modos de vibrar convectivo e impulsivo del estanque se comportan de forma desacoplada entre sí, lo que es consistente con la teoría de Housner [16] y con las metodologías de modelos computacionales de estanques que ya han sido desarrolladas.

La principal ventaja de utilizar las normas AWWA en el diseño de estanques de acero para almacenamiento de agua, radica en que dichos documentos permiten realizar el diseño de estanques apernados y soldados por separado. Además, los documentos entregan recomendaciones en otros aspectos relacionados con la fabricación, transporte, montaje e inspección en terreno, lo cual hace que sean documentos normativos completos.

Los documentos AWWA presentan como principal desventaja la dificultad de interpretar y entender algunos criterios y conceptos, debido a la falta de figuras, y en algunos casos ecuaciones, que la norma asume como conocidas y que pueden confundir al diseñador. Se recomienda entonces la utilización de las normas AWWA en conjunto con otros documentos normativos internacionales para el diseño de estanques, como las normas API o NZSEE, las cuales presentan procedimientos similares con más y mejores ilustraciones, que pueden facilitar el entendimiento de las disposiciones de las normas AWWA.

## 8.2. Modelos Computacionales

Primeramente, los resultados entregados en los modelos desarrollados permiten concluir positivamente respecto a los diseños realizados con la planilla de cálculo, la cual entrega tensiones más desfavorables en prácticamente todos los aspectos de todos los modelos desarrollados. Además, los resultados de los modelos van en sintonía con lo obtenido anteriormente por otros autores, como Hernández [15] y González [14].

De los modelos desarrollados, el Modelo N°2 es el que obtuvo las tensiones más cercanas a la planilla de cálculo, por lo que la metodología utilizada en el modelo, con la herramienta *Link Support*, es la más recomendable para modelar los contenidos del estanque.

Los períodos de vibrar de las componentes impulsivas y convectivas obtenidos en los modelos fueron bastante variados, y solo los modelos N°3 y N°4 obtuvieron resultados comparables con la planilla de cálculo. Es por esto que, si se considera imprescindible contrastar los períodos de vibrar del estanque diseñado, además las tensiones y cargas, se recomienda desarrollar un modelo computacional con la metodología del Modelo N°4, el cual presenta las tensiones más parecida a la planilla después del Modelo N°2.

Respecto a las metodologías utilizadas para modelar los contenidos del estanque en modelos computacionales, se concluye que desarrollar modelos con masas puntuales, centradas y unidas al manto para las componentes impulsivas y convectivas, es la forma que entrega los resultados más consistentes, como se pudo observar en los Modelos N°2 y N°4.

Se pudo observar en los modelos que se obtuvieron momentos volcantes y cortes basales bastante menores que lo entregado por la planilla. Esto, naturalmente influye en los bajos valores de corte y tracción obtenidos en los apoyos de todos los modelos. Este comportamiento también fue observado en otras investigaciones, como lo desarrollado por Algreane [12]. La excepción a esto es el corte basal del Modelo N°2, el cual si bien es mayor que lo entregado por la planilla, no es un resultado preocupante por lo discutido en la Sección 7.3.4. Aun así, este punto se debe tener en consideración en futuros diseños.

Para los modelos de elementos finitos desarrollados, se debe tener en cuenta que hay ciertos aspectos que no son tomados en cuenta por los software de diseño, como es el caso de las pérdidas de rigidez por inestabilidades estructurales, que pueden controlar el diseño y deben tenerse en cuenta.

Además, se recomienda la utilización del software SAP2000 para desarrollar modelos de elementos finitos, ya que permite desarrollar modelos de baja complejidad, con metodologías modelan de forma básica, pero certera, estanques y su interacción líquido-estructura.

La utilización de otro software, como ANSYS, no es recomendable si únicamente se quiere encontrar las tensiones en el estanque, esto ya que el tiempo invertido en modelos de esa complejidad mejora sustancialmente la exactitud en los resultados obtenidos, tal y como se observa en la Tesis de Magíster de González [14]. Se recomienda el uso de modelos de mayor complejidad si se quiere realizar análisis no lineales detallados, conocer modos de falla o encontrar detalladamente las sollicitaciones en conexiones y/o pernos de anclaje .

### 8.3. Estanques Soldados y Apernados

Respecto a los estanques apernado y soldado, se concluye en primer lugar que, para el diseño realizado, el estanque apernado es levemente más pesado, pero un 2 % más barato al considerar los costos totales del proyecto (Ingeniería, fabricación, transporte y montaje).

De modo general, la norma AWWA D103-09, correspondiente al diseño de estanques apernados, entrega tensiones admisibles más altas, y permite espesores de manto más bajos que el documento para estanques soldados. A pesar de ello, la incorporación de las disposiciones chilenas tiene como consecuencia que los pesos de los estanques apernados en largos tramos sean similares o incluso mayores que los estanques soldados. Sin embargo, se debe tener en cuenta que existen capacidades para las cuales un estanque apernado sería más liviano, como se pudo observar en la Figura 7.4.

Además, el estanque apernado presenta mayores tiempos y costos de fabricación respecto al caso soldado. Esto se debe a que requiere procesos extras para realizar las perforaciones para las conexiones en las placas, además de incurrir en costos adicionales producto de los pernos, *gaskets* y sellantes necesarios en el montaje.

Respecto al punto recién mencionado, se nota que la baja complejidad de conectar las placas de forma apernada, en contraposición de realizar soldaduras C.J.P., provoca que el estanque apernado sea menos costoso de montar, induciendo un ahorro en costos que en muchos casos compensa con creces el costo extra en la fabricación del estanque apernado.

Respecto a las diferencias entre las conexiones soldadas y apernadas, se puede concluir que a menor relación  $H_L/D$  (Figura 7.5), las conexiones del manto gobiernan el diseño, y en particular las conexiones apernadas entregan mayores espesores respecto al estanque soldado, producto del aplastamiento en las perforaciones. Por otro lado, al aumentar la relación  $H_L/D$  (Figura 7.6), las solicitaciones en las conexiones son menos críticas en el diseño, obteniéndose menores diferencias entre los pesos de los estanques.

En base al punto anterior, se concluye que una relación  $H_L/D$  baja es poco útil debido a la baja carga hidráulica que entrega, y a que no significa un ahorro grande en el peso del estanque, como se puede observar en la Figura 7.7. Es por esto que se recomienda utilizar relaciones  $H_L/D$  altas, como las utilizadas en las Figuras 7.4 y 7.6, que permitan una mayor carga hidráulica, con un aumento no tan significativo en el peso total del estanque. No se puede concluir respecto a una única relación  $H_L/D$  para los estanques, ya que cada equipo tiene una relación óptima distinta dependiendo de su capacidad, tipo de unión y estructuración.

Por otro lado, el estanque apernado tiene la ventaja de ser reparable para daños locales durante su operación, esto ya que es posible reemplazar las placas de manto que se encuentren dañadas sin comprometer al equipo completo, desmontando las conexiones apernadas de las placas que sufrieron daños. Por su parte, en caso de daños en el estanque soldado, tiene como consecuencia en muchos casos la inutilización de la estructura completa.

A partir de todos los aspectos mencionados anteriormente, se puede concluir que el estanque apernado es una buena opción para el diseño de estanques de acero en Chile, que se

recomienda diseñar por sobre su par soldado, ya en muchos casos tiene costos totales más bajos, además de que su comportamiento estructural para relaciones  $H_L/D$  altas no difiere en gran medida respecto a su par soldado.

Por último, se concluye que crear un único diseño de estanque, con dimensiones y espesores fijos, es prácticamente imposible de reproducir en muchos proyectos, ya que cada proyecto tiene sus condiciones particulares de espacio, tipo de suelo, zona sísmica, requisito de carga hidráulica y capacidad.

Es por esto que una buena opción a desarrollar es crear un catálogo de estanques, que abarque distintas capacidades y cargas hidráulicas, o bien distintas relaciones  $H_L/D$ , para así tener un abanico más amplio de estanques para distintas situaciones, lo que sería más factible recrear en varios proyectos.

## 8.4. Otras Conclusiones

Finalmente, se concluye positivamente respecto al presente trabajo de titulación, con el cual se pudo encontrar un diseño que cumpla con las normas AWWA en conjunto con las disposiciones de la NCh2369.

Además, se desarrollaron modelos computacionales que lograron corroborar los diseños realizados, en especial para el caso del Modelo N°2, el cual mediante la herramienta *Link Support* presenta una metodología para modelar la interacción líquido-estructura que se asemeja bastante a lo entregado por la planilla de cálculo.

Dentro de los aspectos que se pueden mejorar en la investigación, se encuentra, por ejemplo, la incorporación de otros documentos normativos que permitan diseñar estanques que almacenen otros tipos de líquidos, como gas natural o derivados del petróleo.

Futuras investigaciones en estanques de acero pueden centrarse en las fuerzas resistentes para el corte basal, en temas como determinar la cantidad efectiva de pernos de anclaje que resisten el corte basal, determinar si los estanques con fondo plano efectivamente toman parte del corte basal, y estudiar el comportamiento del corte basal en estanques con fondo cónico. Todo esto permitiría conocer si los criterios de la norma chilena son demasiado conservadores.

Se recomienda por último investigar con mayor profundidad respecto a las diferencias en las disposiciones entre las normas internacionales de diseño de estanques: API, AWWA y NZSEE, que permita determinar si la norma API, documento más utilizado en Chile, es efectivamente más útil que las normas AWWA o que su par neozelandesa en el diseño de estanques para almacenamiento de agua.

# Bibliografía

- [1] American Water Work Association. AWWA D-103: Factory-Coated Bolted Carbon Steel Tanks for Water Storage, 2009.
- [2] Asociación de Ingenieros Civiles Estructurales. Procedimiento de Diseño: Estanques atmosféricos de acero apoyados en el suelo, 2015.
- [3] American Water Work Association. AWWA D-100: Welded Steel Tanks for Water Storage, 2011.
- [4] Astorga Mendoza, F. *MODELAMIENTO DE UN ESTANQUE DE ACERO INOXIDABLE PARA ALMACENAMIENTO DE VINOS MEDIANTE MÉTODOS DE ELEMENTOS FINITOS*. Memoria para optar al título de ingeniero civil, Universidad de Chile, 2012. URL <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/110860>.
- [5] Guzey, S. Azzuni, E. Failure modes of american petroleum institute 12f tanks with a rectangular cleanout and stepped shell design. *Journal of Pressure Vessel Technology*, Vol. 140, December 2018.
- [6] Barrios San Miguel, D. *ESTANQUES DE ACERO INOXIDABLE DE LA INDUSTRIA VITIVINÍCOLA: REVISIÓN DEL DISEÑO*. Memoria para optar al título de ingeniero civil, Universidad de Chile, 2007. URL <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/104484>.
- [7] Instituto Nacional de Normalización. NCh432.Of71: Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones, 1971.
- [8] Instituto Nacional de Normalización. NCh2369.Of2003: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, 2003.
- [9] Instituto Nacional de Normalización. NCh1537.Of2009: Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso, 2009.
- [10] Instituto Nacional de Normalización. NCh427.Of2016: Construcción - Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de aceros para edificios, 2016.
- [11] Garcés Lavado, E. *RECOMENDACIONES DE USO PARA ESTANQUES DE ACERO INOXIDABLE EN LA INDUSTRIA VITIVINÍCOLA Y GENERACIÓN DE MANUAL DE BUENAS PRÁCTICAS*. Memoria para optar al título de ingeniero civil, Universidad de Chile, 2012. URL <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/111318>.
- [12] S.A. Osman Gareane A.I. Algreane, Et. al. Study the fluid structure interaction due to dynamic response of elevated concrete water tank. *Universiti Kebangsaan Malaysia*, 2011.



- [13] Gomez Cáceres, I. *CÁLCULO DE ESTANQUES PARA EL ALMACENAMIENTO DE AGUA, ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS NORMAS API 650 Y AWWA D-100*. Memoria para optar al título de ingeniero de ejecución mecánica, Universidad de Talca, 2007.
- [14] Gonzalez Pisani, E. *ANÁLISIS DEL DAÑO OBSERVADO EN ESTANQUES DE ACERO INOXIDABLE PARA VINO DURANTE EL TERREMOTO DEL MAULE DEL 02/27/2010 Y RECOMENDACIONES PARA MEJORAR EL DISEÑO DE ESTAS ESTRUCTURAS*. Master, Pontificia Universidad Católica de Chile, 2014. URL <https://repositorio.uc.cl/handle/11534/16550>.
- [15] Hernández Castillo, S. *COMPARACIÓN DEL DISEÑO SÍSMICO DE ESTANQUES DE ACERO SEGÚN NORMAS NORTEAMERICANA, NEOZELANDESA Y LAS RECOMENDACIONES CHILENAS*. Informe de proyecto para optar al título de ingeniero civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, 2007.
- [16] Housner, G. The dynamic behavior of water tanks. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 53:Pages 381–387, February 1963.
- [17] American Concrete Institute. Aci 350.3: Seismic design of liquid-containing concrete structures and commentary, 2006.
- [18] American Petroleum Institute. API650 - Welded Steel Tanks for Oil Storage, 11th Edition, 2007.
- [19] Sudhir K. Jain. E-course on seismic design of tanks, 2006. URL <https://slideplayer.com/slide/8019290/>.
- [20] American Society of Civil Engineers. ASCE7-05: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2005.
- [21] American Institute of Steel Construction. Aisc360-10: Specification for structural steel buildings, 2010.
- [22] Medalla Riquelme, M. Peña López, C., Et. al. Disposiciones nch2369 vs asce7 - aplicación a marcos de momento, Marzo 2015.
- [23] Guzmán Gutiérrez, S. Peña Ruiz, D., Et al. Diseño sísmico del tanque de gas natural licuado en mejillones, Chile. *Hormigón y Acero*, 2016.
- [24] Saragoni Huerta, R. Pineda Nalli, P. Diseño sísmico de estanques de acero basado en el método análisis sísmico backward, Abril 2019.
- [25] Ruiz Osorio, S. *ESTUDIO DE LOS MODOS DE FALLA DE ESTANQUES DE ACERO MEDIANTE ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS*. Memoria para optar al título de ingeniero civil, Universidad de Chile, 2016. URL <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/141117>.
- [26] Vidal Parra, G. *DISEÑO SÍSMICO DE UN ESTANQUE DE HORMIGÓN ARMADO. COMPARACIÓN DEL CÓDIGO NORTEAMERICANO Y LAS RECOMENDACIONES NEOZELANDESAS*. Informe de proyecto de título para optar al título de ingeniero civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, 2007.

# Capítulo 9

## Anexos

### 9.1 Cargas

Para definir las cargas a las que está sometida el estanque, se utilizaron las solicitaciones descritas en las normas AWWA D100 y AWWA D103, junto con lo indicado por las normas chilenas. Para los distintos criterios de carga definidos anteriormente, se utilizaron siempre las cargas más altas entre las obtenidas, para estudiar así el caso más desfavorable a la que se somete el equipo.

#### 9.1.1. Cargas Muertas

Se definió en primer lugar los volúmenes de las distintas partes del estanque soldado:

|                         |            |                        |                     |
|-------------------------|------------|------------------------|---------------------|
| Volumen Manto           | $V_s =$    | 55.95 ft <sup>3</sup>  | 1.58 m <sup>3</sup> |
| Volumen Fondo           | $V_b =$    | 19.47 ft <sup>3</sup>  | 0.55 m <sup>3</sup> |
| Hipotenusa Techo        | $L_{rh} =$ | 17.57 ft               | 5.35 m              |
| Volumen Placas de Techo | $V_r =$    | 31.18 ft <sup>3</sup>  | 0.88 m <sup>3</sup> |
| Volumen Estanque        | $V_t =$    | 106.60 ft <sup>3</sup> | 3.02 m <sup>3</sup> |

Luego, los pesos fueron obtenidos utilizando los pesos específicos del material en conjunto con los volúmenes mostrados con anterioridad.

|            |         |          |           |
|------------|---------|----------|-----------|
| Peso Manto | $W_S =$ | 27416 lb | 12437 kgf |
| Peso Fondo | $W_b =$ | 9540 lb  | 4328 kgf  |
| Peso Techo | $W_r =$ | 15280 lb | 6932 kgf  |

Entonces, se obtuvo el peso total del estanque:

|                     |            |          |           |
|---------------------|------------|----------|-----------|
| Peso Total Estanque | $W_{TT} =$ | 52236 lb | 23697 kgf |
|---------------------|------------|----------|-----------|

Al considerar la condición de operación del estanque soldado, es decir, descontando de los espesores originales el espesor de corrosión permitido por diseño, se obtuvieron los pesos en condición corroída.

|  |            |                       |                     |
|--|------------|-----------------------|---------------------|
| Volumen Manto - Condición Corroída           | $V'_s =$   | 47.56 ft <sup>3</sup> | 1.35 m <sup>3</sup> |
| Volumen Fondo - Condición Corroída           | $V'_b =$   | 15.34 ft <sup>3</sup> | 0.43 m <sup>3</sup> |
| Hipotenusa Techo                             | $L_{rh} =$ | 17.57 ft              | 5.35 m              |
| Volumen Placas de Techo - Condición Corroída | $V'_r =$   | 28.07 ft <sup>3</sup> | 0.79 m <sup>3</sup> |
| Volumen Estanque - Condición Corroída        | $V'_t =$   | 90.96 ft <sup>3</sup> | 2.58 m <sup>3</sup> |

Luego, los pesos en condición corroída son:

|                                 |          |          |           |
|---------------------------------|----------|----------|-----------|
| Peso Manto - Condición Corroída | $W'_S =$ | 23302 lb | 10571 kgf |
| Peso Fondo - Condición Corroída | $W'_b =$ | 7515 lb  | 3409 kgf  |
| Peso Techo - Condición Corroída | $W'_r =$ | 13752 lb | 6239 kgf  |

Entonces, el peso total del estanque soldado en condición corroída obtenido es:

|  |             |          |           |
|--|-------------|----------|-----------|
| Peso Total Estanque - Condición Corroída | $W'_{TT} =$ | 44569 lb | 20219 kgf |
|--|-------------|----------|-----------|

Resumiendo, se encontró que las cargas muertas fueron las mostradas a continuación.

|                                     |          |          |           |
|-------------------------------------|----------|----------|-----------|
| Carga Muerta Manto                  | $D_S =$  | 27416 lb | 122.01 kN |
| Carga Muerta Fondo                  | $D_B =$  | 9540 lb  | 42.45 kN  |
| Carga Muerta Techo                  | $D_R =$  | 15280 lb | 68.00 kN  |
| Carga Muerta Manto - Cond. Corroída | $D'_S =$ | 23302 lb | 103.70 kN |
| Carga Muerta Fondo - Cond. Corroída | $D'_B =$ | 7515 lb  | 33.44 kN  |
| Carga Muerta Techo - Cond. Corroída | $D'_R =$ | 13752 lb | 61.20 kN  |
| Carga Muerta Total                  | $D_T =$  | 52236 lb | 232.36 kN |
| Carga Muerta Total - Cond. Corroída | $D'_T =$ | 44569 lb | 198.25 kN |

Se utiliza el mismo procedimiento para el estanque apernado, obteniendo las siguientes cargas muertas:

|                                     |          |          |           |
|-------------------------------------|----------|----------|-----------|
| Carga Muerta Manto                  | $D_S =$  | 28116 lb | 125.37 kN |
| Carga Muerta Fondo                  | $D_B =$  | 9540 lb  | 42.45 kN  |
| Carga Muerta Techo                  | $D_R =$  | 15280 lb | 68.00 kN  |
| Carga Muerta Manto - Cond. Corroída | $D'_S =$ | 23302 lb | 103.70 kN |
| Carga Muerta Fondo - Cond. Corroída | $D'_B =$ | 7515 lb  | 33.44 kN  |
| Carga Muerta Techo - Cond. Corroída | $D'_R =$ | 13752 lb | 61.20 kN  |
| Carga Muerta Total                  | $D_T =$  | 52991 lb | 235.72 kN |
| Carga Muerta Total - Cond. Corroída | $D'_T =$ | 45159 lb | 200.88 kN |

### 9.1.2. Cargas Vivas o Sobrecargas

La tensión viva de techo definida según las normas AWWA se muestra a continuación:

$$\sigma_{L-AWWA} = 73 \frac{kgf}{m^2} = 0.72[kPa] \quad (9.1)$$

Luego, al considerar la pendiente del techo y su área proyectada, en conjunto con las tensiones de techo definida en la NCh1537.Of2009, mostradas en la Tabla 3.1, se obtuvo la tensión de techo según la norma nacional.

$$\sigma_{L-NCh} = 33 \frac{kgf}{m^2} = 0.32[kPa] \quad (9.2)$$

La carga viva de techo se definió a partir de la máxima entre las obtenidas anteriormente. En este caso, la mayor tensión correspondía a la entregada por las normas AWWA:

$$L_r = \sigma_L \cdot A_{r-pro} = \max[\sigma_{L-AWWA}; \sigma_{L-NCh}] \cdot A_{r-pro} = 14016[kgf] = 62.36[kN] \quad (9.3)$$

### 9.1.3. Cargas de Agua

Se calcularon las presiones de agua hidrostáticas y dinámicas para el borde inferior de los anillos del estanque, considerada como su condición más desfavorable. Este criterio fue útil ya que las mismas cargas posteriormente se utilizaron como las solicitaciones de las soldaduras y pernos de manto para el estanque respectivo.

Los parámetros  $N_i$ ,  $N_c$  y  $N_h$  son dependientes de la distancia vertical entre el máximo nivel de operación y el borde inferior de cada anillo (Parámetro  $h_p$ ), por lo que se calculó para cada uno.

Según lo descrito en la Sección 3.1.3., la presión hidrostática y dinámica actúan en conjunto, y por lo tanto, la presión total de agua corresponde a la suma de ambas. A continuación se muestran las cargas encontradas.

Tabla 9.1: Presiones Hidrostáticas

| Anillo | $t_s$   | $h_p$    | $N_h$      | $\sigma_w$ | $\sigma_w$  |
|--------|---------|----------|------------|------------|-------------|
| 1      | 0.28 in | 19.69 ft | 1763 lb/in | 6398 psi   | 44.11 [MPa] |
| 2      | 0.20 in | 11.81 ft | 1058 lb/in | 5374 psi   | 37.05 [MPa] |
| 3      | 0.20 in | 3.94 ft  | 353 lb/in  | 1791 psi   | 12.35 [MPa] |

Tabla 9.2: Presión Hidrodinámica

| Anillo | $t_S$   | $h_p$    | $N_i$     | $N_c$    | $N_h$      | $\sigma_S$ | $\sigma_S$ |
|--------|---------|----------|-----------|----------|------------|------------|------------|
| 1      | 0.28 in | 19.69 ft | 443 lb/in | 21 lb/in | 1763 lb/in | 2111 psi   | 14.55 MPa  |
| 2      | 0.20 in | 11.81 ft | 372 lb/in | 29 lb/in | 1058 lb/in | 2217 psi   | 15.28 MPa  |
| 3      | 0.20 in | 3.94 ft  | 160 lb/in | 59 lb/in | 353 lb/in  | 945 psi    | 6.51 MPa   |

Tabla 9.3: Presión Total de Agua

| Anillo | $\sigma_W$ [Mpa] | $\sigma_S$ [Mpa] | Total Water Tensile |
|--------|------------------|------------------|---------------------|
| 1      | 44.11 MPa        | 14.55 MPa        | 58.66 MPa           |
| 2      | 37.05 MPa        | 15.28 MPa        | 52.34 MPa           |
| 3      | 12.35 MPa        | 6.51 MPa         | 18.86 MPa           |

Luego, las cargas resultantes de agua son:

Tabla 9.4: Cargas de Agua Resultantes por Anillo

| Anillo | $\sigma_W$ | $\sigma_S$ | $A_V$                 | $P_{WW}$ | $P_{WS}$ | $P_W$   |
|--------|------------|------------|-----------------------|----------|----------|---------|
| 1      | 44.11 MPa  | 14.55 MPa  | 19200 mm <sup>2</sup> | 847 kN   | 279 kN   | 1126 kN |
| 2      | 37.05 MPa  | 15.28 MPa  | 14400 mm <sup>2</sup> | 534 kN   | 220 kN   | 754 kN  |
| 3      | 12.35 MPa  | 6.51 MPa   | 14400 mm <sup>2</sup> | 178 kN   | 94 kN    | 272 kN  |

### 9.1.4. Cargas de Viento

Las cargas de viento según la norma chilena se determinaron a partir de la presión básica, según lo descrito en la Sección 3.1.4.

La carga resultante de viento en el manto se aplicó en el centro de este, y se generó a partir de la presión de viento básica resultante, obtenida como la suma ponderada de las presiones de viento ejercidas a lo largo de la altura del manto del estanque, asumiendo presiones constantes en intervalos de 0.1 [m], e interpolando los valores mostrados por la norma en caso de ser necesario, como se puede observar en las Tablas 9.5 y 9.6.

Tabla 9.5: Intervalos de Presión Básica según NCh432.

| Altura | Presión | Intervalo |
|--------|---------|-----------|
| 0      | 70.0    | 0         |
| 4      | 70.0    | 4         |
| 4.1    | 70.8    | 0.1       |
| 4.2    | 71.7    | 0.1       |
| 4.3    | 72.5    | 0.1       |

Tabla 9.6: Intervalos de Presión Básica según NCh432. Continuación.

| Altura | Presión | Intervalo |
|--------|---------|-----------|
| 4.4    | 73.3    | 0.1       |
| 4.5    | 74.2    | 0.1       |
| 4.6    | 75.0    | 0.1       |
| 4.7    | 75.8    | 0.1       |
| 4.8    | 76.7    | 0.1       |
| 4.9    | 77.5    | 0.1       |
| 5      | 78.3    | 0.1       |
| 5.1    | 79.2    | 0.1       |
| 5.2    | 80.0    | 0.1       |
| 5.3    | 80.8    | 0.1       |
| 5.4    | 81.7    | 0.1       |
| 5.5    | 82.5    | 0.1       |
| 5.6    | 83.3    | 0.1       |
| 5.7    | 84.2    | 0.1       |
| 5.8    | 85.0    | 0.1       |
| 5.9    | 85.8    | 0.1       |
| 6      | 86.7    | 0.1       |
| 6.1    | 87.5    | 0.1       |
| 6.2    | 88.3    | 0.1       |
| 6.3    | 89.2    | 0.1       |
| 6.4    | 90.0    | 0.1       |
| 6.5    | 90.8    | 0.1       |
| 6.6    | 91.7    | 0.1       |
| 6.7    | 92.5    | 0.1       |
| 6.8    | 93.3    | 0.1       |
| 6.9    | 94.2    | 0.1       |
| 7      | 95.0    | 0.1       |
| 7.1    | 95.4    | 0.1       |
| 7.2    | 95.7    | 0.1       |

Se realizó la suma ponderada con la que se obtuvo la presión de viento resultante:

$$q_{resultante} = 76.1 \left[ \frac{kgf}{m^2} \right] = 0.75[kPa] \quad (9.4)$$

Además, el coeficiente de forma se asumió como  $C= 1.0$ , ya que se consideró únicamente las cargas en el manto producidas directamente en la dirección del viento, es decir, en  $0^\circ$  según lo mostrado en la Figura 3.1.

Se encontró entonces que la presión de viento en el manto del estanque es:

$$\sigma_{Vm-NCh} = 76.1 \left[ \frac{kgf}{m^2} \right] = 0.75[kPa] \quad (9.5)$$

Después, las presiones de viento entrante y saliente sobre el techo, se calcularon respectivamente según lo mostrado en la Figura 3.2.

$$\sigma_{VrE} = (1.2 \cdot \text{seno}(\alpha) - 0.4) \cdot \sigma_{Vm} = 59 \left[ \frac{kgf}{m^2} \right] = 0.68[kPa] \quad (9.6)$$

$$\sigma_{VrS} = 0.4 \cdot \sigma_{Vm} = 30 \left[ \frac{kgf}{m^2} \right] = 0.29[kPa] \quad (9.7)$$

Entonces, se obtuvieron las presiones de techo resultantes proyectadas horizontal y verticalmente, según las Ecuaciones 3.14 y 3.15. La proyección vertical se consideró despreciable.

$$\sigma_{VrH} = (\sigma_{VrE} + \sigma_{Vrm}) \cdot \text{cos}(\alpha) = 88 \left[ \frac{kgf}{m^2} \right] = 0.87[kPa] \quad (9.8)$$

$$\sigma_{VrV} = (\sigma_{VrE} - \sigma_{Vrm}) \cdot \text{seno}(\alpha) = 6 \left[ \frac{kgf}{m^2} \right] = 0.06[kPa] \quad (9.9)$$

Se obtuvo después la carga de viento resultante según la norma chilena:

$$V_{NCh} = \sigma_{Vm-NCh} \cdot A_{P-MANTO} + \sigma_{VrH-NCh} \cdot A_{r-pro} = 65.30[kN] \quad (9.10)$$

Por otro lado, para encontrar la presión de viento descritas por las normas norteamericanas, se definió en primer lugar el parámetro  $C_{fS}$ , el cual, para el manto se consideró  $C_{fS}= 0.6$ .

Por otro lado, para obtener la presión de viento definida en la norma, se requirió primeramente encontrar los parámetros  $K_z$ , I y V. El primer parámetro fue obtenido a partir de las Ecuaciones 3.19 y 3.20.

$$K_z = 0.85 \quad (9.11)$$

El factor de importancia el viento se definió como  $I= 1.15$ . Por último, la velocidad básica del viento (V) fue definida en la norma para el territorio norteamericano, por lo que para obtener este parámetro se utilizó la presión básica de viento resultante,  $\sigma_{V-NCh}$ . Entonces:

$$v = 4 \cdot \sqrt{\sigma_{Vm-NCh}} = 126[km/hr] = 35[m/s] \quad (9.12)$$

Luego, la presión básica de viento obtenida según las normas AWWA es:

$$q_z = 0.613 \cdot K_z \cdot I_V \cdot v^2 = 74 \left[ \frac{kgf}{m^2} \right] = 0.73[kPa] \quad (9.13)$$

La presión de viento de diseño en el manto calculada es:

$$\sigma_{V_m-AWWA} = MAX(q_z \cdot C_f; 1.436 \cdot C_f) = 88 \left[ \frac{kgf}{m^2} \right] = 0.86[kPa] \quad (9.14)$$

Respecto a las presiones de techo, a partir de la inclinación se encontró que el ángulo de revolución del cono que forma el techo es  $\phi = 78.7^\circ$ , por lo que se tiene que  $C_{fr}=0.6$ .

Luego, debido a que las normas AWWA no presentan una distribución de las presiones de viento sobre el techo del estanque, se asumió una distribución igual a la de la norma chilena, con una presión entrante y otra saliente. En base a ello, se tiene que:

$$\sigma_{V_{rE-AWWA}} = MAX(q_z \cdot C_{fr}; 1.436 \cdot C_{fr}) = 88 \left[ \frac{kgf}{m^2} \right] = 0.86[kPa] \quad (9.15)$$

$$\sigma_{V_{rS-AWWA}} = MAX(q_z \cdot C_{fr}; 1.436 \cdot C_{fr}) = 88 \left[ \frac{kgf}{m^2} \right] = 0.86[kPa] \quad (9.16)$$

Por lo tanto, al considerar la proyección horizontal según la Ecuación 3.14, se obtuvo la carga de viento resultante según las normas AWWA:

$$V_{AWWA} = \sigma_{V_m-AWWA} \cdot A_{P-MANTO} + \sigma_{V_{rH-AWWA}} \cdot A_{r-pro} = 79.24[kN] \quad (9.17)$$

Finalmente, tanto las presiones de viento como la carga resultante de viento utilizadas, corresponden a la mayor entre lo obtenido por las normas chilenas y AWWA. Entonces:

$$\sigma_{V_m} = MAX(\sigma_{V_m-NCh}; \sigma_{V_m-AWWA}) = 88 \left[ \frac{kgf}{m^2} \right] = 0.86[kPa] \quad (9.18)$$

$$\sigma_{V_{rH}} = MAX(\sigma_{V_{rH-NCh}}; \sigma_{V_{rH-AWWA}}) = 172 \left[ \frac{kgf}{m^2} \right] = 1.69[kPa] \quad (9.19)$$

$$V = max(V_{NCh}; V_{AWWA}) = 79.24[kN] \quad (9.20)$$

### 9.1.5. Cargas Sísmicas

Se definieron en primer lugar las cargas sísmicas según las normas norteamericanas. Inicialmente, se encontraron las aceleraciones sísmicas para sitios específicos, con el procedimiento basado en la norma ASCE7-05 descrito en la Sección 3.1.5.1.

Se obtuvieron los períodos impulsivos y convectivos de vibrar del estanque, utilizando las Fórmulas 3.31 y 3.34 respectivamente, teniendo en cuenta de la Figura 3.4 que  $C_i = 6.19$ , y que de la geometría planteada anteriormente,  $H_L/D=0.57$ .



$$T_i = \left( \frac{1}{\sqrt{2000}} \right) \cdot \left( \frac{C_i H_L}{\sqrt{\frac{t_u}{D}}} \right) \cdot \left( \sqrt{\frac{\rho}{E}} \right) = 0.074[s] \quad (9.21)$$

$$T_c = 2\pi \sqrt{\frac{D}{3.68g \cdot \tanh\left(\frac{3.68H_L}{D}\right)}} = 3.44[s] \quad (9.22)$$

Después, utilizando la Figura 3.3 y los períodos del estanque mostrados anteriormente, se obtuvieron los valores de  $S_{am}$  para cada modo de vibrar.

$$S_{am}(T_i) = 1.50[g] \quad (9.23)$$

$$S_{am}(T_c) = 0.23[g] \quad (9.24)$$

Entonces, se definieron las aceleraciones espectrales según lo mostrado en las Ecuaciones 3.22 y 3.23.

$$S_{a_{i-1}} = U \cdot S_{aM}(T_i) = 2/3 \cdot 1.50[g] = 1.00[g] \quad (9.25)$$

$$S_{a_{c-1}} = U \cdot K \cdot S_{aM}(T_c) = 2/3 \cdot 1.5 \cdot 0.23[g] = 0.23[g] \quad (9.26)$$

Ahora, se calcularon las aceleraciones espectrales según el método general descrito por las normas AWWA, para así compararlas con las obtenidas por el método específico de la norma ASCE.

Utilizando los parámetros  $S_S$  y  $S_1$  definidos por la norma ASCE7-05, y considerando que el estanque se encuentra ubicado en un suelo Tipo C, se definió que:

$$F_{aS}(S_S = 1.5g) = 1.00 \quad (9.27)$$

$$F_v(S_1 = 0.6g) = 1.30 \quad (9.28)$$

Después:

$$S_{MS} = S_S \cdot F_{aS} = 1.50[g] \quad (9.29)$$

$$S_{M1} = S_1 \cdot F_v = 0.80[g] \quad (9.30)$$

A partir de lo anterior se dedujeron  $S_{DS}$  y  $S_{D1}$ .

$$S_{DS} = U \cdot S_{MS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS} = 1.00[g] \quad (9.31)$$

$$S_{D1} = U \cdot S_{M1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1} = 0.50[g] \quad (9.32)$$

Luego, se definió el parámetro  $T_L$  conservadoramente como el mayor valor de los mostrados en la norma. Entonces:

$$T_L = 16[s] \quad (9.33)$$

Teniendo en cuenta que  $T_S = S_{D1}/S_{DS} = 0.5$ , y utilizando  $T_i$  y  $T_c$ , se obtuvieron las aceleraciones espectrales  $Sa_{i-2}$  y  $Sa_{c-2}$  del método general.

$$Sa_{i-2} = S_{DS} = 1.00[g] \quad (9.34)$$

$$Sa_{c-2} = \frac{K \cdot S_{D1}}{T_c} \leq S_{DS} = 0.23[g] \quad (9.35)$$

Luego, la aceleración espectral final se calculó como el máximo entre la aceleración según el método para sitios específicos, y el 80 % de las aceleraciones obtenidas por el procedimiento general.

$$Sa_i = \max(Sa_{i-1}; 0.8 \cdot Sa_{i-2}) = 1.00[g] \quad (9.36)$$

$$Sa_c = \max(Sa_{c-1}; 0.8 \cdot Sa_{c-2}) = 0.23[g] \quad (9.37)$$

Ahora, se determinaron los factores de reducción teniendo en cuenta que el estanque en estudio posee un sistema de anclaje.

$$R_i = 3.0 \quad (9.38)$$

$$R_c = 1.5 \quad (9.39)$$

Además, debido a que el estanque se consideró perteneciente al grupo de uso sísmico I, se tiene que el factor de importancia es  $I_E = 1.00$ .

Entonces, la aceleración horizontal de diseño impulsivas obtenida es:

$$A_{i-AWWA} = 0.7 \cdot \left( \frac{Sa_i \cdot I_E}{1.4 \cdot R_i} \geq \frac{0.36 \cdot S_1 \cdot I_E}{R_i} \right) = 0.17[g] \quad (9.40)$$

Mientras que la aceleración convectiva es:

$$A_{c-AWWA} = 0.7 \cdot \frac{Sa_c \cdot I_E}{1.4 \cdot R_c} = 0.08[g] \quad (9.41)$$

Por su parte, la aceleración vertical de diseño quedó definida según la Ecuación 3.39.

$$A_{v-AWWA} = 0.14 \cdot S_{DS} = 0.14[g] \quad (9.42)$$

Por otro lado, para encontrar las aceleraciones impulsivas y convectivas según la normativa chilena, se definieron inicialmente los parámetros sísmicos teniendo en cuenta que el estanque en estudio se clasificó como una estructura C2, y que se ubicó en zona sísmica 3 y suelo tipo II.

$$A_0 = 0.40[g] \quad (9.43)$$

$$T' = 0.35[s] \quad (9.44)$$

$$n = 1.33 \quad (9.45)$$

$$I = 1.00 \quad (9.46)$$

Además, se debe tener en cuenta que la norma chilena define un factor de reducción  $R=4$ , y que, para aceleraciones convectivas, define un amortiguamiento de  $\xi_c = 0.50\%$ , mientras que para las aceleraciones impulsivas  $\xi_i = 2.00\%$ . Adicionalmente, debido a que la norma nacional no detalla procedimientos para determinar los períodos impulsivos y convectivos del estanque, se utilizaron los obtenidos según los criterios AWWA.

Con todo lo anterior, se obtuvieron las aceleraciones convectivas según la Ecuación 3.40.

$$A_{c-NCh} = I_S \cdot C_C = I_S \cdot \max \left( \frac{2.75 \cdot A_0}{g \cdot R} \cdot \left( \frac{T'}{T_c} \right)^n \cdot \left( \frac{0.05}{\xi_c} \right)^{0.4} ; 0.1 \cdot A_0 \right) = 0.04[g] \quad (9.47)$$

Por otra parte, utilizando la Ecuación 3.41 y la Tabla 3.8, se determinaron la aceleración impulsiva.

$$A_{i-NCh} = I_S \cdot C_i = I_S \cdot C_{max}(R = 4 ; \xi = 2\%) = 1.00 \cdot 0.32 = 0.32[g] \quad (9.48)$$

La aceleración vertical de diseño fue definida a partir de la Ecuación 3.42:

$$A_{v-NCh} = \frac{2}{3} \cdot A_{i-NCh} = 0.21[g] \quad (9.49)$$

### 9.1.6. Momentos Volcantes

Para obtener el momento volcante por sismo, se determinó en primer lugar el peso total del agua contenida,  $W_{TC}$ , según la Ecuación 3.47:

$$W_{TC} = 519719[kgf] = 5097[kN] \quad (9.50)$$

Luego, utilizando el peso total, en conjunto con la altura de líquido y el diámetro del estanque, se definieron los pesos impulsivos y convectivos según las Ecuaciones 3.44 a 3.46:

$$W_i = 311249[kgf] = 3052[kN] \quad (9.51)$$

$$W_c = 202902[kgf] = 1990[kN] \quad (9.52)$$

Además, a partir de las Ecuaciones 3.48, 3.49 y 3.50 se establecieron las alturas a la cual se aplican las fuerzas sísmicas convectivas e impulsivas:

$$X_i = 2.25[m] \quad (9.53)$$

$$X_c = 3.76[m] \quad (9.54)$$

Luego, utilizando la Ecuación 3.43, se determinaron los momentos volcantes con las aceleraciones encontradas con las normas AWWA y NCh:

$$M_{v-SH-AWWA} = 1418[kN - m] \quad (9.55)$$

$$M_{v-SH-NCh} = 2514[kN - m] \quad (9.56)$$

Además, se encontró el momento volcante por sismo vertical, utilizando la Fórmula 3.51 y las aceleraciones verticales:

$$M_{v-SV-AWWA} = 3917[kN - m] \quad (9.57)$$

$$M_{v-SV-NCh} = 5969[kN - m] \quad (9.58)$$

El momento volcante por sismo asociado a las normas AWWA y NCh se obtuvo a partir de las Ecuaciones 3.52 y 3.61 respectivamente.

$$M_{v-S-AWWA} = 2985[kN - m] \quad (9.59)$$

$$M_{v-S-NCh} = 8482[kN - m] \quad (9.60)$$

Entonces, el momento volcante por sismo resultante se definió como el mayor de lo obtenido a partir de las aceleraciones de ambas normas, con lo que se tiene que:

$$M_{v-S} = \max(M_{vS-AWWA}; M_{vS-NCh}) = 8482[kN - m] \quad (9.61)$$

Para el caso del estanque en condición vacía, los pesos asociados al agua se anulan, y por lo tanto el momento volcante por sismo horizontal se definió como:

$$M_{vSHE-AWWA} = 155[kN - m] \quad (9.62)$$

$$M_{vSHE-NCh} = 297[kN - m] \quad (9.63)$$

Mientras que el momento volcante por sismo vertical obtenido es:

$$M_{vSHE-AWWA} = 171[kN - m] \quad (9.64)$$

$$M_{vSHE-NCh} = 260[kN - m] \quad (9.65)$$

Con lo que se obtiene que:

$$M_{vSE-AWWA} = 223[kN \cdot m] \quad (9.66)$$

$$M_{vSE-NCh} = 558[kN \cdot m] \quad (9.67)$$

Entonces:

$$M_{v-SE} = 558[kN \cdot m] \quad (9.68)$$

Por su parte, el momento volcante por viento se calculó a través de la Ecuación 3.62

$$M_{v-V} = [\sigma_{VS} \cdot A_{P-Manto} \cdot X_S + \sigma_{VrH} \cdot A_{P-Techo} \cdot X_r] = 322[kN \cdot m] \quad (9.69)$$

### 9.1.7. Cargas de Compresión por Sismo

Para encontrar las cargas de compresión en el manto del estanque producidas por el sismo, se definieron primeramente las variables  $w_t$  y  $w_L$ , este último mostrado en la Ecuación 3.70.

$$w_t = \frac{W_S + W_r}{2 \cdot \pi R} = 5760[N/m] \quad (9.70)$$

$$w_L = 99t_b \cdot \sqrt{F_y \cdot H_L \cdot G} \leq 201.1 \cdot H_L DG = 12669[N/m] \quad (9.71)$$

Posteriormente, se determinó el parámetro de relación del volcamiento ( $J_S$ ), según la Ecuación 3.69.

$$J_S = \frac{M_{v-SH}}{D^2 \cdot (w_t \cdot (1 - 0.4A_v) + w_L)} = 1.26 \quad (9.72)$$

Entonces, utilizando los parámetros encontrados anteriormente, junto con los espesores de cada anillo del manto, se obtuvieron las tensiones de compresión en la parte inferior de cada uno de los anillos.

Tabla 9.7: Esfuerzos de compresión en el manto por sismo.

| Anillo | $t_s$ [in] | $\sigma_{c-S}$ [psi] | $\sigma_{c-S}$ [MPa] |
|--------|------------|----------------------|----------------------|
| 1      | 0,28 in    | 1087 psi             | 7.50 MPa             |
| 2      | 0,20 in    | 1522 psi             | 10.50 MPa            |
| 3      | 0,20 in    | 1522 psi             | 10.50 MPa            |

Por otra parte, para la condición del estanque vacío, se apreció que:

$$w_t = 5760[N/m] \quad (9.73)$$

$$w_L = 0[N/m] \quad (9.74)$$

En base a lo anterior, se encontraron las siguientes tensiones para la condición del estanque vacío:

Tabla 9.8: Esfuerzos de compresión en el manto por sismo, condición vacía.

| Anillo | $t_s$   | $\sigma_{c-SE}$ [psi] | $\sigma_{c-SE}$ [MPa] |
|--------|---------|-----------------------|-----------------------|
| 1      | 0.28 in | 446 psi               | 3.07 MPa              |
| 2      | 0.20 in | 624 psi               | 4.30 MPa              |
| 3      | 0.20 in | 624 psi               | 4.30 MPa              |

### 9.1.8. Cargas de Compresión por Viento

Para encontrar las cargas de compresión en el manto del estanque producidas por viento, se utilizó la misma metodología que la propuesta por las normas AWWA para el caso del sismo, pero considerando  $J_V$ ,  $M_{v-V}$ , mientras que  $A_v = 0$ , según lo explicado en la Sección 3.1.10.

Se definió el parámetro de relación del volcamiento por sismo ( $J_V$ ), según la Ecuación 3.69, considerando los parámetros antes mencionados.

$$J_V = \frac{M_{v-V}}{D^2 \cdot (w_t \cdot (1 - 0.4 \cdot 0) + w_L)} = 0.16[-] \quad (9.75)$$

Entonces, se obtuvieron las tensiones de compresión por viento en la parte inferior de cada uno de los anillos.

Tabla 9.9: Tensiones de compresión en el manto producidas por Viento.

| Anillo | $t_s$ [in] | $\sigma_{c-V}$ [psi] | $\sigma_{c-V}$ [MPa] |
|--------|------------|----------------------|----------------------|
| 1      | 0,28 in    | 77 psi               | 0.53 MPa             |
| 2      | 0,20 in    | 108 psi              | 0.74 MPa             |
| 3      | 0,20 in    | 108 psi              | 0.74 MPa             |

### 9.1.9. Cortes Basales

Para determinar el corte basal según lo descrito por las normas AWWA, se utilizó la Ecuación 3.63, los pesos de los distintos componentes definidos en las cargas muertas, y las aceleraciones convectivas e impulsivas.

$$V_{fs-AWWA} = 9.81 \cdot \sqrt{(A_i \cdot (W_S + W_r + W_f + W_i))^2 + (A_c W_c)^2} = 568[kN] \quad (9.76)$$

El corte basal calculado según las norma chilena, se obtuvo según la Ecuación 3.65.

$$V_{fs-NCh} = 9.81(A_{i-NCh} \cdot (W_i + W_T) + A_{c-NCh} \cdot W_c) = 1054[kN] \quad (9.77)$$

Entonces, el corte basal de diseño es:

$$V_{fs} = \max(V_{fs-NCh}; V_{fs-AWWA}) = 1054[kN] \quad (9.78)$$

El corte basal para el estanque en condición vacía se determinó de la misma forma. Entonces:

$$V_{fsE-AWWA} = \sqrt{(A_i \cdot (W_S + W_r + W_f + 0))^2 + (A_c \cdot 0)^2} = 38.74[kN] \quad (9.79)$$

$$V_{fsE-NCh} = C_I \cdot I \cdot (0 + W_T) + C_C \cdot I \cdot 0 = 74.39[kN] \quad (9.80)$$

$$V_{fsE} = \max(V_{fsE-NCh}; V_{fsE-AWWA}) = 74.39[kN] \quad (9.81)$$

Por último, los cortes basales por viento obtenidos son:

$$V_{fv} = \max(V_{NCh}; V_{AWWA}) = 79[kN] \quad (9.82)$$

### 9.1.10. Cargas de Levantamiento en Anclajes

A partir de las ecuaciones definidas en la Sección 3.1.11.1, se determinó primeramente la carga de tracción en un perno de anclaje por sismo, según lo definido por las normas AWWA.

$$P_{SH-AWWA} = 0.59[kN] \quad (9.83)$$

$$P_{SV-AWWA} = 61.39[kN] \quad (9.84)$$

Con lo que se tiene que:

$$P_{S-AWWA} = P_{SH-AWWA} + 0.4 \cdot P_{SV-AWWA} = 25.14[kN] \quad (9.85)$$

Por otro lado, para la norma NCh2369 se tiene que:

$$P_{SH-NCh} = 17.49[kN] \quad (9.86)$$

$$P_{SV-NCh} = 140.31[kN] \quad (9.87)$$

Entonces:

$$P_{S-NCh} = P_{SH-NCh} + P_{SV-NCh} = 157.80[kN] \quad (9.88)$$

A partir de lo anterior, se encontró la carga de tracción en un perno de anclaje como el mayor de los valores obtenidos anteriormente.

$$P_S = \max(P_{S-AWWA}; P_{S-NCh}) = 157.80[kN] \quad (9.89)$$

Se repitió el procedimiento anterior para las cargas de viento:

$$P_{V-AWWA} = -10.49[kN] = 0.00[kN] \quad (9.90)$$

$$P_{V-NCh} = -16.77[kN] = 0.00[kN] \quad (9.91)$$

Por lo que se dedujo que:

$$P_V = 0.00[kN] \quad (9.92)$$

Por último, para el caso del estanque en condición vacía, las cargas de tracción sobre un perno de anclaje se determinaron utilizando  $M_{v-SHE}$ , asociado a las aceleraciones de la norma chilena.

$$P_{SHE} = -2092.75[kN] = 0.00[kN] \quad (9.93)$$

$$P_{SVE} = 4.13[kN] \quad (9.94)$$

Con lo que se obtuvo que:

$$P_{SE} = P_{SHE} + P_{SVE} = 4.13[kN] \quad (9.95)$$

### 9.1.11. Cargas Cortantes en Anclajes (AWWA)

Las fuerzas de corte que resiste el estanque por roce se definieron como:

$$V_{ALLOW} = \tan(30^\circ) \cdot [W_S + W_r + W_i + W_c] \cdot (1 - 0.4A_v) = 2764[kN] \quad (9.96)$$

Luego, teniendo en cuenta los cortes basales calculados anteriormente, la fuerza a resistir por los pernos se calculó según la Ecuación 3.79.

$$V_{NET} = \max(V_{fv}; V_{fs}) - V_{ALLOW} = -2196[kN] = 0[kN] \quad (9.97)$$

### 9.1.12. Cargas Cortantes en Anclajes (NCh2369)

Las cargas cortantes indicadas en la NCh2369 se definieron como:

$$V_{NCh} = Q_B = \max(V_{fv}; V_{fs}) = V_{fs} = 1054[kN] \quad (9.98)$$



### 9.1.13. Cargas Silla de Anclaje

Se determinó en primer lugar la carga de diseño del perno de anclaje para la silla:

$$P_A = \max(\sigma_{ADM-AB} \cdot A_{BA}; 1.5 \cdot \frac{\max(P_V; P_S)}{A_{BA}}) = 210[kN] \quad (9.99)$$

Luego, la tensión que recibe la placa superior de la silla de anclaje de espesor  $t_{TP}$  se determinó como:

$$\sigma_{TP} = \frac{P_A}{f t_{TP}^2} (0.375 S_g - 0.22 d_{PA}) = 16.5[ksi] = 114[MPa] \quad (9.100)$$

Por otro lado, la tensión local que la silla de anclaje le traspasa al anillo inferior del manto del estanque se definió como:

$$\sigma_{SAC} = \frac{P_A e}{t_1} \left( \frac{1.32 Z}{\frac{1.43 a h_c^2}{R t_1} + (4 a h_c^2)^{0.333}} \right) = 10.1[ksi] = 70[MPa] \quad (9.101)$$

Por último, se obtuvieron las cargas sobre las soldaduras que unen el anclaje al manto:

$$W_V = 0.23[kN/mm] \quad (9.102)$$

$$W_H = 0.56[kN/mm] \quad (9.103)$$

### 9.1.14. Cargas en pernos de manto

La carga que pasa a través de los pernos del manto se determinó a partir de lo indicado en la Sección 3.1.12, y se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 9.10: Cargas en pernos del manto

| Anillo | $A_T$               | $N_{Pv}$ | $N_{PH}$ | $P_{BV}$ | $P_{BH}$ | $p_{BV}$ | $p_{BH}$ |
|--------|---------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| 1      | 0.26 m <sup>2</sup> | 64       | 172      | 2259 kN  | 2328 kN  | 13.1 kN  | 36.38 kN |
| 2      | 0.20 m <sup>2</sup> | 64       | 233      | 2267 kN  | 1956 kN  | 9.7 kN   | 30.56 kN |
| 3      | 0.20 m <sup>2</sup> | 64       | 233      | 2230 kN  | 1474 kN  | 9.6 kN   | 23.02 kN |

## 9.2. Verificaciones de Diseño. Ambos Estanques.

Una vez que se definió el diseño, geometría, y las cargas a las que están sometidos los diseños realizados, se muestra en la presente sección las verificaciones realizadas para los estanques apernado y soldado.

En primer lugar, se presentan las verificaciones que son comunes a ambos estanques, relacionadas con la geometría, pandeos, espesores, anclajes, entre otros.

Posteriormente, se muestran las verificaciones particulares de cada tipo de estanque. Para el estanque con conexiones soldadas, verificaciones relacionadas con las resistencias del manto soldado y de las soldaduras, mientras que para el estanque apernado las verificaciones relacionadas con el diámetro de pernos, número de pernos y el desgarramiento de las planchas conectadas.

### 9.2.1. Geometría del Estanque: Dimensiones máximas de las placas de manto

Por razones de disponibilidad de materiales y de transporte, las placas del manto (y por lo tanto los anillos que componen el manto) no pueden tener dimensiones aleatorias.

Actualmente las placas de acero se fabrican en anchos típicos de 2.5 [m], las cuales son destajadas en los bordes por daños o imperfecciones que normalmente se presentan. Esto conlleva a que las placas (y los anillos) del manto del estanque tengan un ancho máximo de 2.44 [m]. Adicionalmente, los camiones de transporte típicos tienen un ancho y una altura de transporte de, como máximo, 2.5 [m], y un largo estándar de 12 [m].

La curvatura en las placas de manto provoca que, para que puedan ser transportadas con facilidad, no pueden ser de dimensiones arbitrarias, sino que deben ser de una dimensión tal que sea transportable, y que idealmente puedan transportarse varias placas a la vez. En base a estos criterios, se definió que la altura máxima de la placa acostada debe ser  $h_{placa} = 1.5$  [m].

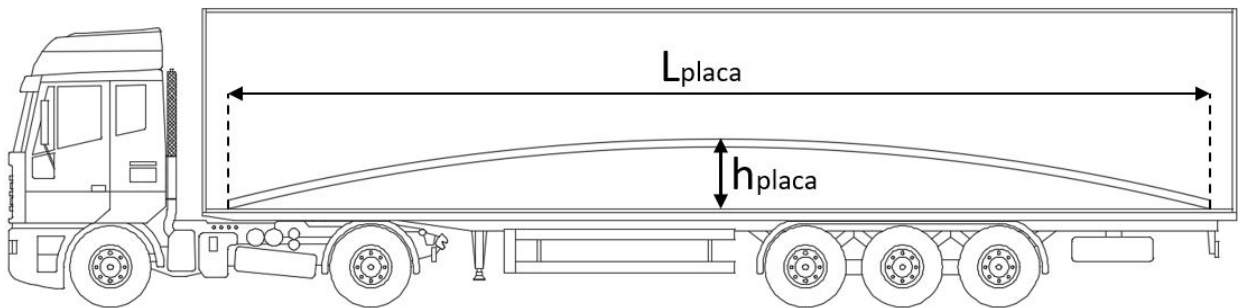


Figura 9.1: Dimensiones en camión de placas de manto

Entonces, se verificaron las dimensiones de diseño de las placas  $L_S = 6.0$  [m] y  $b_S = 2.4$  [m] que se escogieron para las placas del manto del estanque.

Se definió como criterio que, al colocar la placa acostada sobre el camión, como se puede observar en la Figura 9.1, la altura máxima entre la base del camión y el punto más alto de la placa,  $h_{placa}$ , no sea mayor a 1.5 [m]. Por otro lado, la proyección horizontal del largo de la placa,  $L_{placa}$ , debe ser menor al largo estándar del camión.

En base a esto, se tiene que:

| <b>Dimensiones Max. Placas de Manto</b> |                   | <b>OK</b>        |
|---|-------------------|------------------|
| Max. Altura de Arco de Placa            | $h_{placa-MAX} =$ | 4.92 ft 1.50 m   |
| Max. Largo Placa de Manto               | $L_{placa-MAX} =$ | 36.09 ft 11.00 m |
| Max. Ancho Placa de Manto               | $b_{s-MAX} =$     | 7.87 ft 2.40 m   |
| Altura Arco Placa de Manto              | $h_{placa} =$     | 2.74 ft 0.83 m   |
| Largo Placa de Manto                    | $L_{placa} =$     | 18.63 ft 5.68 m  |
| Ancho Placa de Manto                    | $b_S =$           | 7.87 ft 2.40 m   |

### 9.2.2. Geometría del Estanque: Espesor mínimo de las placas del techo

Las normas AWWA establecen espesores mínimos de placa para ser utilizada en las distintas partes del estanque. En particular, para los espesores mínimos de techo, la norma sugiere de forma adicional seguir los procedimientos particulares del documento normativo API 650-07, el cual en la sección 5.10.5 entrega espesores mínimos de placa de techos autoportantes.

- $t_{min} = 4.55$  [mm]. (AWWA D100-11 Sec. 3.10.2)
- $t_{min} = 4.76$  [mm]. (API650-07 Sec. 5.10.5)
- $t_{min} = \frac{D}{400 \cdot \text{seno}(\alpha)} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{Dr} + \sigma_L}{45}} + CA_R$ . (API650-07 Sec. 5.10.5)

En donde D, en [ft], es el diámetro del estanque,  $\alpha$ , en grados, es el ángulo de inclinación del techo respecto al plano horizontal,  $\sigma_{Dr}$  y  $\sigma_L$ , en [lb/ft<sup>2</sup>], representan los esfuerzos de la carga muerta del techo y la sobrecarga respectivamente, y  $CA_R$ , en pulgadas, representa el espesor de corrosión permitida para el techo. Entonces, se verificó que:

| <b>Espesor Mínimo Placas de Techo</b> |                | <b>OK</b>        |
|---------------------------------------|----------------|------------------|
| Espesor de Diseño                     | $t_R =$        | 0.39 in 10.00 mm |
| Espesor mínimo AWWA                   | $t_{R-AWWA} =$ | 0.18 in 4.55 mm  |
| Espesor mínimo API                    | $t_{R-API1} =$ | 0.19 in 4.76 mm  |
| Espesor mínimo calculado API          | $t_{R-API2} =$ | 0.40 in 9.99 mm  |
| Espesor mínimo de Diseño              | $t_{Rmin} =$   | 0.40 in 9.99 mm  |

### 9.2.3. Geometría del Estanque: Revancha del manto

La revancha de manto corresponde a la parte superior del manto que no se encuentra en contacto con líquido en condición estática, y se mide desde el nivel máximo de operación del estanque hasta final del manto. Según las normas AWWA, el borde libre es requerido para estructuras pertenecientes al grupo sísmico III, y para las estructuras del grupo II, que cumplan  $S_{DS} \geq 0.33g$ .

Luego, a pesar de no ser requerido, se consideró en el diseño una revancha de manto igual a  $h_f = 1.2$  [m]. Para determinar el borde libre de manto requerido, se definió la altura de ola producida por sismo según la ecuación definida por las normas AWWA:

$$h_{sloshing} = 0.5 \cdot D \cdot A_f \quad (9.104)$$

En donde  $A_f$ , en función de [g], corresponde a la aceleración convectiva de diseño para borde libre, y se define para los grupos sísmicos I y II según las siguientes ecuaciones:

$$\text{Para } T_c \leq 4 : A_f = \frac{K \cdot S_{D1} \cdot I_E}{T_c} \quad (9.105)$$

$$\text{Para } T_c > 4 : A_f = \frac{4 \cdot K \cdot S_{D1} \cdot I_E}{T_c^2} \quad (9.106)$$

Por otra parte, para el grupo sísmico III se definen las fórmulas siguientes:

$$\text{Para } T_c \leq T_L : A_f = \frac{K \cdot S_{D1}}{T_c} \quad (9.107)$$

$$\text{Para } T_c > T_L : A_f = \frac{K \cdot S_{D1} \cdot T_L}{T_c^2} \quad (9.108)$$

Entonces, para el estanque en estudio se realizó la siguiente verificación:

|  |                  |          |             |
|--|------------------|----------|-------------|
| <b>Revancha de Manto</b>                       |                  |          | <b>99 %</b> |
| Altura Revancha                                | $h_f =$          | 3.94 ft  | 1.20 m      |
| Aceleración Espectral de Respuesta (T=0.2 [s]) | $S_{DS} =$       | 1.00 g   |             |
| Grupo Sísmico AWWA                             |                  | <b>I</b> |             |
| Primer Modo de Vibrar                          | $T_c =$          | 3.44 s   |             |
| Factor de Modificación de Amortiguamiento      | $K =$            | 1.50     |             |
| Período Largo de Terremoto                     | $T_L =$          | 16.00 s  |             |
| Aceleración Espectral de Respuesta (T=1.0 [s]) | $S_{D1} =$       | 0.52 g   |             |
| Aceleración convectiva para Oleaje             | $A_f =$          | 0.23 g   |             |
| Altura de ola                                  | $h_{sloshing} =$ | 3.91 ft  | 1.19 m      |
| Revancha de Manto Requerida                    | $h_{f-req} =$    | 0 ft     | 0 m         |

### 9.2.4. Estabilidad del Estanque: Resistencia al Volcamiento

Los momentos volcantes a los que se somete el estanque dicen relación principalmente con el sismo y con el viento, que tienen asociados los momentos  $M_{v-S}$ ,  $M_{v-SE}$  y  $M_{v-V}$  respectivamente.

En base a lo anterior, y teniendo en cuenta las tres combinaciones de cargas utilizadas en la planilla de cálculo, además del momento resistente para estanques sin anclar definido en la Sección 3.3.1, se realizaron las siguientes verificaciones:

|   |              |               |           |
|---|--------------|---------------|-----------|
| <b>Verificación de Volcamiento (Caso 1)</b> |              | <b>266 %</b>  |           |
| Momento Volcante por Sismo                  | $M_{v-S} =$  | 6254522 lb-ft | 8482 kN-m |
| Momento Volcante - Sismo Cond. Vacía        | $M_{v-SE} =$ | 0 lb-ft       | 0 kN-m    |
| Momento Volcante por Viento                 | $M_{v-V} =$  | 0 lb-ft       | 0 kN-m    |
| Mom. Volc. Resistente (s/anclaje)           | $M_R =$      | 2353470 lb-ft | 3192 kN-m |
| <b>Verificación de Volcamiento (Caso 2)</b> |              | <b>10 %</b>   |           |
| Momento Volcante por Sismo                  | $M_{v-S} =$  | 0 lb-ft       | 0 kN-m    |
| Momento Volcante - Sismo Cond. Vacía        | $M_{v-SE} =$ | 0 lb-ft       | 0 kN-m    |
| Momento Volcante por Viento                 | $M_{v-V} =$  | 237501 lb-ft  | 322 kN-m  |
| Mom. Volc. Resistente (s/anclaje)           | $M_R =$      | 2353470 lb-ft | 3192 kN-m |
| <b>Verificación de Volcamiento (Caso 3)</b> |              | <b>56 %</b>   |           |
| Momento Volcante por Sismo                  | $M_{v-SE} =$ | 0 lb-ft       | 0 kN-m    |
| Momento Volcante - Sismo Cond. Vacía        | $M_{v-SE} =$ | 411160 lb-ft  | 558 kN-m  |
| Momento Volcante por Viento                 | $M_{v-V} =$  | 0 lb-ft       | 0 kN-m    |
| Mom. Volc. Resistente (s/anclaje)           | $M_R =$      | 735431 lb-ft  | 394 kN-m  |

En donde se observó que el Caso 1 representa un problema de volcamiento en el estanque, solo en el caso que este no se ancle, lo que no es válido para el diseño en estudio.

## 9.2.5. Estabilidad del Estanque: Resistencia al deslizamiento

La resistencia al deslizamiento de un estanque sin anclar se determina a partir de los cortes basales admisibles, según lo descrito por la Sección 3.3.2. Las cargas asociadas al deslizamiento se definió en la Sección 3.1.8, y se determinó en la Sección 5.1.8.

En base a lo anterior, y teniendo en cuenta las combinaciones de cargas utilizadas, se llevaron a cabo las siguientes verificaciones:

|                                 |               |           |             |
|---------------------------------|---------------|-----------|-------------|
| <b>Deslizamiento (Caso 1)</b>   |               |           | <b>38 %</b> |
| Aceleración Vertical            | $A_v =$       | 0.21 g    |             |
| Corte Basal por Sismo           | $V_{fs} =$    | 237055 lb | 1054 kN     |
| Corte Basal - Sismo Cond. Vacía | $V_{fsE} =$   | 0.00 lb   | 0.00 kN     |
| Corte Basal por Viento          | $V_{fv} =$    | 0.00 lb   | 0.00 kN     |
| Corte Basal Admisible           | $V_{ALLOW} =$ | 620756 lb | 2764 kN     |
| <b>Deslizamiento (Caso 2)</b>   |               |           | <b>3 %</b>  |
| Aceleración Vertical            | $A_v =$       | 0.21 g    |             |
| Corte Basal por Sismo           | $V_{fs} =$    | 0.00 lb   | 0.00 kN     |
| Corte Basal - Sismo Cond. Vacía | $V_{fsE} =$   | 0.00 lb   | 0.00 kN     |
| Corte Basal por Viento          | $V_{fv} =$    | 17810 lb  | 79.24 kN    |
| Corte Basal Admisible           | $V_{ALLOW} =$ | 620756 lb | 2764 kN     |
| <b>Deslizamiento (Caso 1)</b>   |               |           | <b>74 %</b> |
| Aceleración Vertical            | $A_v =$       | 0.21 g    |             |
| Corte Basal por Sismo           | $V_{fs} =$    | 0.00 lb   | 0.00 kN     |
| Corte Basal - Sismo Cond. Vacía | $V_{fsE} =$   | 16715 lb  | 74.39 kN    |
| Corte Basal por Viento          | $V_{fv} =$    | 0.00 lb   | 0.00 kN     |
| Corte Basal Admisible           | $V_{ALLOW} =$ | 22547 lb  | 100.34 kN   |

En base a las verificaciones mostradas, se apreció que el estanque en caso de no tener anclajes no presentaría problemas de deslizamiento, ya que entregó un porcentaje de utilización máxima de un 74%, correspondiente al caso 3, asociado a las cargas sísmicas en condición vacía.

## 9.2.6. Verificación del Manto: Pandeo Local debido a cargas de compresión (AWWA)

La verificación del pandeo local se realizó en el borde inferior de los anillos del manto del estanque, en donde se encuentran las mayores solicitaciones.

Las tensiones a las cuales se somete el manto del estanque dicen relación con las tensiones de compresión por sismo y viento ( $\sigma_{c-S}$ ,  $\sigma_{c-SE}$  y  $\sigma_{c-V}$ ), definidas en las Secciones 3.1.9 y 3.1.10, y determinadas en las Secciones 5.1.7. La tensión admisible se definió en la Sección 3.3.3.1. A partir de esto, se realizaron las siguientes verificaciones:

Tabla 9.11: Verificación de pandeo del manto según normas AWWA (Caso 1)

| Anillo | t/r    | $F_L$     | $\sigma_{c-S}$ | Carga Muerta | Esfuerzo de Comp. Total | F.U.        |
|--------|--------|-----------|----------------|--------------|-------------------------|-------------|
| 1      | 0.0013 | 17.52 MPa | 7.50 MPa       | 0.72 MPa     | 8.22 MPa                | <b>47 %</b> |
| 2      | 0.0010 | 12.01 MPa | 10.50 MPa      | 0.71 MPa     | 11.21 MPa               | <b>93 %</b> |
| 3      | 0.0010 | 12.01 MPa | 10.50 MPa      | 0.53 MPa     | 11.02 MPa               | <b>92 %</b> |

Tabla 9.12: Verificación de pandeo del manto según normas AWWA (Caso 2)

| Anillo | t/r    | $F_L$     | $\sigma_{c-S}$ | Carga Muerta | Esfuerzo de Comp. Total | F.U.        |
|--------|--------|-----------|----------------|--------------|-------------------------|-------------|
| 1      | 0.0013 | 17.52 MPa | 0.53 MPa       | 0.72 MPa     | 1.25 MPa                | <b>7 %</b>  |
| 2      | 0.0010 | 12.01 MPa | 0.74 MPa       | 0.71 MPa     | 1.46 MPa                | <b>12 %</b> |
| 3      | 0.0010 | 12.01 MPa | 0.74 MPa       | 0.53 MPa     | 1.27 MPa                | <b>11 %</b> |

Tabla 9.13: Verificación de pandeo del manto según normas AWWA (Caso 3)

| Anillo | t/r    | $F_L$     | $\sigma_{c-S}$ | Carga Muerta | Esfuerzo de Comp. Total | F.U.        |
|--------|--------|-----------|----------------|--------------|-------------------------|-------------|
| 1      | 0.0013 | 17.52 MPa | 3.07 MPa       | 0.72 MPa     | 3.79 MPa                | <b>22 %</b> |
| 2      | 0.0010 | 12.01 MPa | 4.30 MPa       | 0.71 MPa     | 5.02 MPa                | <b>42 %</b> |
| 3      | 0.0010 | 12.01 MPa | 4.30 MPa       | 0.53 MPa     | 4.83 MPa                | <b>40 %</b> |

Se observó que el diseño cumple con la verificación en todos los casos, presentando un porcentaje de utilización máxima de 93 %.

### 9.2.7. Verificación del Manto: Pandeo Local debido a cargas de compresión (NCh2369)

Teniendo en cuenta las cargas utilizadas para las verificaciones de pandeo según las normas AWWA, y las tensiones admisibles definidas en la Sección 3.3.3.2, se verificaron los siguientes casos:

Tabla 9.14: Verificación de pandeo del manto según NCh (Caso 1)

| Anillo | t/D    | $F_a$     | $\sigma_{c-S}$ | Carga Muerta | Compresión Total | F.U.        |
|--------|--------|-----------|----------------|--------------|------------------|-------------|
| 1      | 0.0007 | 22.34 MPa | 7.50 MPa       | 0.72 MPa     | 8.22 MPa         | <b>37 %</b> |
| 2      | 0.0005 | 15.96 MPa | 10.50 MPa      | 0.71 MPa     | 11.21 MPa        | <b>70 %</b> |
| 3      | 0.0005 | 15.96 MPa | 10.50 MPa      | 0.53 MPa     | 11.02 MPa        | <b>69 %</b> |

Tabla 9.15: Verificación de pandeo del manto según NCh (Caso 2)

| Anillo | t/D    | $F_a$     | $\sigma_{c-V}$ | Carga Muerta | Compresión Total | F.U.       |
|--------|--------|-----------|----------------|--------------|------------------|------------|
| 1      | 0.0007 | 22.34 MPa | 0.53 MPa       | 0.72 MPa     | 1.25 MPa         | <b>6 %</b> |
| 2      | 0.0005 | 15.96 MPa | 0.74 MPa       | 0.71 MPa     | 1.46 MPa         | <b>9 %</b> |
| 3      | 0.0005 | 15.96 MPa | 0.74 MPa       | 0.53 MPa     | 1.27 MPa         | <b>8 %</b> |

Tabla 9.16: Verificación de pandeo del manto según NCh (Caso 3)

| Anillo | t/D    | $F_a$     | $\sigma_{c-SE}$ | Carga Muerta | Compresión Total | F.U.        |
|--------|--------|-----------|-----------------|--------------|------------------|-------------|
| 1      | 0.0007 | 22.34 MPa | 3.07 MPa        | 0.72 MPa     | 3.79 MPa         | <b>17 %</b> |
| 2      | 0.0005 | 15.96 MPa | 4.30 MPa        | 0.71 MPa     | 5.02 MPa         | <b>31 %</b> |
| 3      | 0.0005 | 15.96 MPa | 4.30 MPa        | 0.53 MPa     | 4.83 MPa         | <b>30 %</b> |

Se notó que el diseño cumple en todos los casos, presentando un porcentaje de utilización máxima de 70 %.



### 9.2.8. Verificación del Manto: Atiesadores de Manto

El requerimiento de uso de atiesadores de manto es definido por las normas AWWA a partir de la máxima altura permitida sin atiesar, que se calcula en base a la siguiente ecuación:

$$h_{at} = \frac{8.025 \cdot t_{min}}{P_{aw} \cdot \left(\frac{D}{t_{min}}\right)^{1.5}} \quad (9.109)$$

En donde  $t_{min}$  corresponde al menor espesor de los anillos del manto, y  $P_{aw}$  representa la presión de viento ponderada en la altura, la cual en este caso es igual a  $\sigma_{VS}$ . Entonces, se encontró que:

$$h_{at} = 24.13[m] > H_t = 7.2[m] \quad (9.110)$$

Entonces, debido a que la altura permitida sin atiesar es mayor que la altura total del manto, un atiesador intermedio no fue requerido.

### 9.2.9. Verificación del Manto: Tensiones locales en el manto producidas por Silla de Anclaje

La norma AISI T-192 establece la tensión máxima que la silla de anclaje traspasa localmente al manto del estanque como  $\sigma_{SAC-adm} = 25$  [ksi], mientras que las normas AWWA lo definen como  $\sigma_{SAC-adm} = 20$  [ksi], el cual puede aumentar en un 33 % (26,66 [ksi]) si se considera sismo o viento de forma simultánea.

La tensión admisible utilizada corresponde a la menor entre lo definido por la AISI y lo definido por el AWWA. La tensión transmitida al manto se encontró según lo descrito en la Ecuación 9.101 de la Sección 3.1.11.4. En base a esto, se realizó la siguiente verificación:

| <b>Tensión Local por Silla de Anclaje</b> | <b>51 %</b>          |           |            |
|---|----------------------|-----------|------------|
| Carga de Diseño en Anclaje                | $P_A =$              | 47.00 kip | 210.00 kN  |
| Excentricidad Perno de Anclaje            | $e =$                | 1.38 in   | 35.00 mm   |
| Ancho Silla Anclaje                       | $a =$                | 4.33 in   | 110.00 mm  |
| Espesor Anillo Inferior                   | $t_1 =$              | 0.55 in   | 14.00 mm   |
| Espesor Placa de Fondo                    | $t_b =$              | 0.26 in   | 6.00 mm    |
| Altura Silla de Anclaje                   | $h_c =$              | 15.75 in  | 400.00 mm  |
| Factor de Reducción                       | $Z =$                | 1.00      |            |
| Tensión producto de la Silla              | $\sigma_{SAC} =$     | 10.12 ksi | 69.81 MPa  |
| Esfuerzo Admisible                        | $\sigma_{SAC-adm} =$ | 20.00 ksi | 137.90 MPa |

### 9.2.10. Verificación del Anillo Basal (*Bottom Annulus*)

El anillo ubicado entre la base del estanque y el manto, en caso de ser utilizado, debe tener un ancho interior mínimo que se define según lo indicado por las normas AWWA en base a la siguiente ecuación:

$$L_{BA} = 0.0172 \cdot t_{BA} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{H_L G}} \leq 0.035D \quad (9.111)$$

En donde  $t_{BA}$  corresponde al espesor de diseño del anillo y  $H_L$  la altura del líquido en la operación máxima del estanque. Para el caso del estanque en estudio, se decidió no utilizar el anillo basal.

El ancho mínimo se calculó a pesar de que el anillo basal no es utilizado, ya que dicho parámetro es requerido para verificar la necesidad de sistemas de anclajes en el estanque. Se consideró como  $t_{BA}$  el espesor de las placas del fondo del estanque ( $t_b$ ), entonces:

| Verificación Anillo Basal    |  |         |        |
|------------------------------|--|---------|--------|
| Ancho Interior Anillo Basal  | $L_{BA} =$                                 | 1.21 ft | 0.37 m |
|                              | $0.0172 \cdot t_b \cdot \sqrt{(F_y/HG)} =$ | 2.18 ft | 0.66 m |
|                              | $0.035 \cdot D =$                          | 1.21 ft | 0.37 m |
| Ancho Anillo Basal Requerido | $L_{BA-req} =$                             | 1.21 ft | 0.37 m |

### 9.2.11. Verificación Anclajes: Requisitos

Respecto al sistema de anclajes, tanto la norma AWWA como la NCh2369 definen ciertos criterios que establecen cuando es necesario utilizar anclaje, y cuando no. Las condiciones frente a las cuales se requiere un sistema de anclaje se muestran a continuación:

- Si el ancho requerido del *bottom annulus* ( $L_{BA-req}$ ) es mayor que  $0.035D$ . (AWWA D100 Sec 13.5.4.1.1)
- Si el Factor de proporción de volcamiento ( $J_S$ ) es mayor que 1.54. (AWWA D100 Sec 13.5.4.1)
- Si el Factor de proporción de volcamiento ( $J_S$ ) se encuentra entre 0.785 y 1.54, y las cargas de compresión por sismo en el manto no son soportadas. (AWWA D100 Sec 13.5.4.1)
- Si la relación entre la altura del estanque y su diámetro,  $H/D$ , es mayor a 1.00. (NCh2369.Of2003 Sec 8.6.3c)

Entonces, se verificaron las condiciones antes descritas:

|  |                       |      |                  |
|--|-----------------------|------|------------------|
| $L_{BA-req}$ excede 0,035D                                     | $L_{BA-req}/0,035D =$ | 1.81 | <b>NO CUMPLE</b> |
| $J_S > 1,54$   | $J_S =$               | 1.26 | <b>OK</b>        |
| $J_S$ entre 0.785 y 1.54; Se cumple AWWA D100-11 Sec. 13.5.4.2 | $J_S =$               | 1.26 | <b>OK</b>        |
| Relación H/D es mayor que 1.00.                                | $H_L/D =$             | 0.57 | <b>OK</b>        |

Luego, se observó que se requieren anclajes por el no cumplimiento del primer requisito.

## 9.2.12. Verificación Anclajes: Dimensiones Silla de Anclaje

La norma AISI T-192 entrega una serie de recomendaciones que establecen dimensiones mínimas y máximas de los distintos componentes de la silla de anclaje. Los principales requisitos son descritos a continuación:

- La altura mínima de la silla de anclaje ( $h_c$ ) para casos de sismo y/o viento con velocidades mayores a 100 mph (161 km/hr), es de 12 pulgadas (305 mm), para estanques con fondos de espesores menores a 3/8 pulgadas (9.53 mm), considerando en este espesor las placas que lo forman y el anillo basal, en caso de existir.
- Para estanque que no presenten las condiciones anteriores, la altura mínima es de 6 pulgadas (152,4 mm).
- La altura máxima de la silla de anclaje es  $h_{c-max} = 3a$ .
- Los espesores mínimos de las placas verticales son el mayor de los siguientes valores:

$$t_{VP-min} = 1/2[in] = 12.7[mm] \quad (9.112)$$

$$t_{VP-min} = 0.04(h - t_{TP}) \quad (9.113)$$

- El espaciamiento horizontal entre los bordes de las placas verticales de es  $g=d+1$  [in].
- Se debe cumplir además que:  $t_{VP} \cdot K \geq P_A/25$

Las condiciones antes descritas establecen implícitamente otros requisitos geométricos en, por ejemplo, las dimensiones de la placa superior de la silla de anclaje, los que fueron considerados, y se verificaron según lo mostrado a continuación:

| <b>Dimensiones Silla de Anclaje</b> |                                  |
|-------------------------------------|----------------------------------|
| Espesor Placas de Fondo             | $t_b =$ 0.24 in      6.00 mm     |
| Largo Silla Anclaje (Radial)        | $b =$ 4.92 in      125.00 mm     |
| Ancho Silla Anclaje (Tangencial)    | $a =$ 4.33 in      110.00 mm     |
| Excentricidad                       | $e =$ 1.38 in      35.00 mm      |
| Distancia Perno - Borde Manto       | $f =$ 1.79 in      45.60 mm      |
| Altura Silla de Anclaje             | $h_c =$ 15.75 in      400.00 mm  |
| Espesor Placas Vert. Silla          | $t_{VP} =$ 0.63 in      16.00 mm |

|                                       |                              |          |           |
|---------------------------------------|------------------------------|----------|-----------|
| Largo Req. Silla Anclaje (Radial)     | $b_{min} =$                  | 3.38 in  | 86.00 mm  |
| Ancho Req. Silla Anclaje (Tangencial) | $a_{min} =$                  | 4.26 in  | 108.00 mm |
| Excentricidad Mínima                  | $e_{min} =$                  | 1.00 in  | 25.00 mm  |
| Distancia Mínima Perno - Borde        | $f_{min} =$                  | 1.63 in  | 41.00 mm  |
| Altura Min. Silla de Anclaje          | $h_{cmin} =$                 | 12.00 in | 305.00 mm |
| Altura Max. Silla de Anclaje          | $h_{cmax} =$                 | 25.98 in | 660.00 mm |
| Espesor Mínimo Placas Vert. Silla     | $t_{VPmin} =$                | 0.59 in  | 15.00 mm  |
| $t_{VP} \cdot k \geq P/25$            | $\frac{(t_{VP}k)}{(P/25)} =$ | 2.08     |           |

### 9.2.13. Verificación Anclajes: Espesor Placa Superior de Silla de Anclaje

Las normas AISI y AWWA establecen como tensión permitida para la placa superior de la silla de anclaje como 25 [ksi] en el caso de la primera, y 20 [ksi] para la segunda, con opción de aumentar un 33% en caso de considerar sismo y/o viento, lo cual aplica en este caso debido a que las cargas de los pernos de anclaje utilizadas consideran estas condiciones.

Se tomó como tensión admisible la menor entre ambas, al igual que en la verificación de tensiones locales en el manto producidas por la silla de anclaje. Las cargas se determinaron a partir de lo mostrado en la Sección 3.1.11.4. Entonces, se tiene que:

| <b>Espesor Placa Sup. Silla de Anclaje</b> | <b>83 %</b>         |                         |
|--|---------------------|-------------------------|
| Carga de Diseño en Anclaje                 | $P_A =$             | 47.00 kip    210.00 kN  |
| Distancia Perno - Borde Manto              | $f =$               | 1.79 in    45.60 mm     |
| Espesor Placa Superior                     | $t_{TP} =$          | 0.98 in    25.00 mm     |
| Espaciamiento Placas Verticales Silla      | $S_g =$             | 2,50 in    63.5 mm      |
| Diámetro Perno de Anclaje                  | $d_{PA} =$          | 1.50 in    38.10 mm     |
| Esfuerzo Crítico en Placa Superior         | $\sigma_{TP} =$     | 16.53 ksi    113.97 MPa |
| Esfuerzo Admisible                         | $\sigma_{TP-adm} =$ | 20.00 ksi    137.90 MPa |

Lo cual cumple con los límites permitidos, con un porcentaje de utilización del 83%.

### 9.2.14. Estabilidad del Estanque: Resistencia al Levantamiento (Uplift)

Al estudiar un estanque con sistema de anclaje, la norma AWWA establece que la resistencia al volcamiento está dada por la resistencia a la tracción de los pernos, dada las cargas de levantamiento sobre ellos.

A partir de las Secciones 3.1.11.1 y 5.1.9.1 se definieron y obtuvieron respectivamente las cargas de levantamiento de los pernos de anclaje, mientras que la tracción admisible se

obtuvo en base a lo descrito en la Sección 3.3.7. A partir de esto, se verificó el levantamiento de los pernos de anclaje.

Resistencia Axial Perno de Anclaje

$$T_{ADM} = 64111 \text{ lb} \quad 285 \text{ kN}$$

Las cargas que debe resistir cada perno está asociado a la combinaciones de cargas descritas en la sección 3.2. Se muestran las verificaciones realizadas para los distintos casos de carga:

|  |             |                          |
|--|-------------|--------------------------|
| <b>Tracción Pernos de Anclaje (Caso 1)</b> |             | <b>40 %</b>              |
| Tracción Perno de Anclaje por Sismo        | $P_S =$     | 16531.00 lb    158.00 kN |
| Tracción P. A. por Sismo Cond. Vacía       | $P_{SE} =$  | 0.00 lb    0.00 kN       |
| Tracción Perno de Anclaje por Viento       | $P_W =$     | 0.00 lb    0.00 kN       |
| Resistencia Axial Perno de Anclaje         | $T_{ADM} =$ | 88529.23 lb    393.81 kN |
| <b>Tracción Pernos de Anclaje (Caso 2)</b> |             | <b>0 %</b>               |
| Tracción Perno de Anclaje por Sismo        | $P_S =$     | 0.00 lb    0.00 kN       |
| Tracción P. A. por Sismo Cond. Vacía       | $P_{SE} =$  | 0.00 lb    0.00 kN       |
| Tracción Perno de Anclaje por Viento       | $P_W =$     | 0.00 lb    0.00 kN       |
| Resistencia Axial Perno de Anclaje         | $T_{ADM} =$ | 88529.23 lb    393.81 kN |
| <b>Tracción Pernos de Anclaje (Caso 3)</b> |             | <b>1 %</b>               |
| Tracción Perno de Anclaje por Sismo        | $P_S =$     | 0 lb    0 kN             |
| Tracción P. A. por Sismo Cond. Vacía       | $P_{SE} =$  | 928.64 lb    4.13 kN     |
| Tracción Perno de Anclaje por Viento       | $P_W =$     | 0 lb    0 kN             |
| Resistencia Axial Perno de Anclaje         | $T_{ADM} =$ | 88529.23 lb    393.81 kN |

Se notó que todos los casos cumplen con la resistencia requerida, en donde el mayor porcentaje de utilización es de un 40 %.

### 9.2.15. Verificación Anclajes: Resistencia de los pernos de anclaje al Corte (AWWA)

Las cargas de corte para un perno de anclaje se obtuvieron en base a lo mostrado en la Sección 3.1.11.2, y obtenidas en la Sección 5.1.9.2. La tensión admisible se encontró según la Sección 3.3.8. Se verificó el corte de los pernos de anclajes a continuación.

| Corte en Pernos de Anclaje         |                 |           | 0 %        |
|------------------------------------|-----------------|-----------|------------|
| Corte Basal AWWA                   | $V_{fs-AWWA} =$ | 127555 lb | 567.92 kN  |
| Corte Admisible                    | $V_{ALLOW} =$   | 620756 lb | 2764.00 kN |
| Corte Basal resistido por Anclajes | $V_{NET} =$     | 0.00 lb   | 0.00 kN    |
| N° de P.A. Resistentes - AWWA      | $N_{AB-AWWA} =$ | 12.00     |            |
| Corte sobre 1 Perno de Anclaje     | $Q_{AB-AWWA} =$ | 0.00 lb   | 0.00 kN    |
| Resistencia Nominal P.A.           | $Q_{AB-adm} =$  | 46079 lb  | 205.00 kN  |

En donde se observó que los pernos no reciben carga cortante debido a la resistencia del estanque al corte por roce.

### 9.2.16. Verificación Anclajes: Resistencia de los pernos de anclaje al Corte (NCh)

La verificación del corte de los pernos de anclaje según la norma chilena se llevó a cabo según lo descrito en las Secciones 3.1.11.3 y 5.1.9.2 para las cargas, y la Sección 3.3.8. para la tensión admisible.

| Corte en Pernos de Anclaje         |                |           | 64 %      |
|------------------------------------|----------------|-----------|-----------|
| Corte Basal - NCh                  | $V_{fs-NCh} =$ | 237055 lb | 1054 kN   |
| Corte Admisible                    | $V_{ALLOW} =$  | 0.00 lb   | 0.00 kN   |
| Corte Basal resistido por Anclajes | $V_{NET} =$    | 237055 lb | 1054 kN   |
| N° de P.A. Resistentes - NCh       | $N_{AB-NCh} =$ | 8.00      |           |
| Corte sobre 1 Perno de Anclaje     | $Q_{AB-NCh} =$ | 29632 lb  | 131.81 kN |
| Resistencia Nominal P.A.           | $Q_{AB-adm} =$ | 46079 lb  | 205.00 kN |

En base a lo cual se pudo observar que los pernos de anclajes resisten las cargas cortantes, con un porcentaje de utilización del 64 %.

### 9.2.17. Verificación de Soldadura: Unión Silla de Anclaje - Manto

Las cargas para la verificación de las soldaduras horizontales y verticales se obtuvieron en la Sección 5.1.10, según lo definido en la Sección 3.1.11.4. La carga resultante ( $R_a$ ) sobre una soldadura sometida a distintas cargas, se obtuvo realizando la suma de los cuadrados de cada una de las cargas involucrada. La tensión admisible en las soldaduras se determinó según lo mostrado en la Sección 3.3.9.

| <b>Sold. Vertical en Silla de Anclaje</b>                 |                  | <b>49 %</b>          |                         |
|---|------------------|----------------------|-------------------------|
| Carga en Soldadura  | $R_a =$          | 19479.07 lb          | 226.39 kN               |
| Tipo de Soldadura   |                  | Doble Filete         |                         |
| N° de Filetes   | $N_W =$          | 2.00                 |                         |
| Largo Soldadura   | $L_W =$          | 14.76 in             | 375.00 mm               |
| Garganta  | Throat =         | 0.33                 | 8.00 mm                 |
| Ángulo de carga   | $\theta =$       | 0.00 rad             | 0.00°                   |
| $F_{nw} = 0,60F_{exx}(1,0 + 0,50 \cdot \sin\theta^{1.5})$ | $F_{NW} =$       | 42.00 ksi            | 290.00 MPa              |
| Área Efectiva Soldadura                                   | $A_{WE} =$       | 4.93 in <sup>2</sup> | 3181.58 mm <sup>2</sup> |
| Resistencia Soldadura                                     | $R_n =$          | 207147.35 lb         | 921.44 kN               |
|   | $1/\Omega R_n =$ | 103573.67 lb         | 460.72 kN               |

| <b>Sold. Hor. en Silla de Anclaje</b>                     |                  | <b>49 %</b>          |                         |
|---|------------------|----------------------|-------------------------|
| Carga en Soldadura  | $R_a =$          | 6493.02 lb           | 75.46 kN                |
| Tipo de Soldadura   |                  | Doble Filete         |                         |
| N° de Filetes   | $N_W =$          | 2.00                 |                         |
| Largo Soldadura   | $L_W =$          | 4.92 in              | 125.00 mm               |
| Garganta  | Throat =         | 0.33                 | 8.00 mm                 |
| Ángulo de carga   | $\theta =$       | 0.00 rad             | 0.00°                   |
| $F_{nw} = 0,60F_{exx}(1,0 + 0,50 \cdot \sin\theta^{1.5})$ | $F_{NW} =$       | 42.00 ksi            | 290.00 MPa              |
| Área Efectiva Soldadura                                   | $A_{WE} =$       | 1.64 in <sup>2</sup> | 1060.66 mm <sup>2</sup> |
| Resistencia Soldadura                                     | $R_n =$          | 69049.12 lb          | 307.15 kN               |
|   | $\Omega =$       | 2.00                 |                         |
|   | $1/\Omega R_n =$ | 34525.56 lb          | 153.57 kN               |

## 9.3. Verificaciones de Diseño. Estanque Soldado.

### 9.3.1. Geometría del Estanque: Espesor mínimo de las Placas de Manto

Los criterios definidos por la norma AWWA D100-11 para los espesores de placa mínimos en el manto se detallan a continuación:

- $t_{min1} = \frac{4.9 \cdot h_p \cdot D \cdot G}{\sigma_{adm} - T}$
- $t_{min2} = 4.76$  [mm], para todas las placas que no se encuentran en contacto con agua, o para cualquier placa de manto en estanques de diámetro menor o igual a 50 [ft] (15.24 [m]), y altura menor que 48 [ft] (14.6 [m]).

En donde  $h_p$ , en [m], es la altura de presión desde el nivel máximo de operación a la parte inferior del anillo en estudio, D es el diámetro del estanque, en [m],  $G=1.0$  es la gravedad específica del agua, y  $\sigma_{adm-T}$  es el esfuerzo admisible de tracción de las placas de manto del estanque, en [MPa].

El factor  $E_{JE}$  se definió como 0.85, debido al tipo de soldadura utilizada, y se asumió que durante la operación las soldaduras se van a someter tanto a esfuerzos de tensión como de compresión.

Adicionalmente, al mínimo espesor requerido se le sumó el espesor de corrosión permitido. Para el manto se definió un espesor de corrosión 1 [mm]. Entonces:

Tabla 9.17: Espesores de placas de manto requeridos. Manto Soldado.

| Anillo | $t_s$ | $h_p$  | $S_{da}$   | $t_{min1}$ | $t_{min2}$ | $t_{req}$ |
|--------|-------|--------|------------|------------|------------|-----------|
| 1      | 8 mm  | 6.00 m | 103.42 MPa | 3.51 mm    | 4.76 mm    | 5,76 mm   |
| 2      | 6 mm  | 3.60 m | 103.42 MPa | 2.11 mm    | 4.76 mm    | 5,76 mm   |
| 3      | 6 mm  | 1.20 m | 103.42 MPa | 0.70 mm    | 4.76 mm    | 5,76 mm   |

Se puso observar entonces que todos los anillos cumplen con el espesor mínimo de placa.



### 9.3.2. Verificación del Manto: Compresiones Longitudinales en el Manto

Teniendo en cuenta las cargas definidas en las Secciones 3.1.9 y 3.1.10, obtenidas en las Secciones 5.1.7, además de las tensiones admisibles definidas en la Sección 3.3.4.1., se realizaron las siguientes verificaciones para los esfuerzos de compresión en el manto soldado.

Tabla 9.18: Verificación Manto Soldado: Esfuerzos de Compresión (Caso 1)

| Anillo | $\sigma_{cS}$ | Carga Muerta | Esfuerzo Total | $\sigma_e$ | <b>F.U.</b> |
|--------|---------------|--------------|----------------|------------|-------------|
| 1      | 7.50 MPa      | 0.82 MPa     | 8.32 MPa       | 19.85 MPa  | <b>42 %</b> |
| 2      | 10.50 MPa     | 0.64 MPa     | 11.13 MPa      | 13.61 MPa  | <b>82 %</b> |
| 3      | 10.50 MPa     | 0.45 MPa     | 10.95 MPa      | 13.61 MPa  | <b>80 %</b> |

Tabla 9.19: Verificación Manto Soldado: Esfuerzos de Compresión (Caso 2)

| Anillo | $\sigma_{cV}$ | Carga Muerta | Carga Total | $\sigma_e$ | <b>F.U.</b> |
|--------|---------------|--------------|-------------|------------|-------------|
| 1      | 0.53 MPa      | 0.82 MPa     | 1.35 MPa    | 19.85 MPa  | <b>7 %</b>  |
| 2      | 0.74 MPa      | 0.64 MPa     | 1.38 MPa    | 13.61 MPa  | <b>10 %</b> |
| 3      | 0.74 MPa      | 0.45 MPa     | 1.20 MPa    | 13.61 MPa  | <b>9 %</b>  |

Tabla 9.20: Verificación Manto Soldado: Esfuerzos de Compresión (Caso 3)

| Anillo | $\sigma_{cSE}$ | Carga Muerta | Carga Total | $\sigma_e$ | <b>F.U.</b> |
|--------|----------------|--------------|-------------|------------|-------------|
| 1      | 3.07 MPa       | 0.82 MPa     | 3.90 MPa    | 19.85 MPa  | <b>20 %</b> |
| 2      | 4.30 MPa       | 0.64 MPa     | 4.94 MPa    | 13.61 MPa  | <b>36 %</b> |
| 3      | 4.30 MPa       | 0.45 MPa     | 4.76 MPa    | 13.61 MPa  | <b>35 %</b> |

Se pudo apreciar que las placas de manto cumplen con la verificación, con un porcentaje de utilización máxima del 82 %, asociado al primer caso en estudio.

### 9.3.3. Verificación del Manto: Tensión en las placas de manto

Teniendo en cuenta las tensiones admisibles definidas en 3.3.5.1, además de las sollicitaciones ejercida por la tensión total de agua definida en la Sección 3.1.3. y encontrada en la Sección 5.1.3., se presenta la verificación obtenida de las tensiones en las placas de manto soldado, la cual se realizó en torno al anillo inferior, que es el que presenta las mayores sollicitaciones.

| <b>Tensión en Placas de Manto Soldado</b> |                    | <b>67 %</b> |            |
|---|--------------------|-------------|------------|
| Tensión Hidrodinámica en Anillo Inferior  | $\sigma_S =$       | 2112 psi    | 14,56 MPa  |
| Tensión Hidrostática en Anillo Inferior   | $\sigma_W =$       | 6398 psi    | 44,11 MPa  |
| Coefficiente de Tipo de Unión             | $E_{JE} =$         | 0,85        |            |
| Tensión Max. Admisible                    | $\sigma_{max-T} =$ | 15000 psi   | 103,40 MPa |
| Tensión Admisible                         | $\sigma_{adm-T} =$ | 12750 psi   | 87,89 MPa  |

Se notó que las placas de manto están sometidas a tensiones por debajo de su tensión admisible, con un porcentaje de utilización del 67 %.

### 9.3.4. Verificación del espaciamiento de las vigas de techo

La norma AWWWA D100-11 define en la Sección 3.6.1.7 el espaciamiento máximo entre las vigas de techo, medido como el arco de circunferencia del mayor radio del estanque. Para ello, define la siguiente fórmula:

$$S_{RR} = \frac{17.8 \cdot t_R}{\sqrt{\sigma_{DR} + \sigma_L}} \leq 2.13[m] \quad (9.114)$$

En donde  $t_R$ , en milímetros, representa el espesor de las planchas de techo, mientras que  $\sigma_{DR}$  y  $\sigma_L$  representan las tensiones asociadas a la carga muerta y viva del techo, respectivamente. En base a ello, se observó que:

$$S_{RR} = \min \left( \frac{17.8 \cdot t_R}{\sqrt{\sigma_{DR} + \sigma_L}}; 2.13[m] \right) = \min(4.59[m]; 2.13[m]) = 2.13[m] \quad (9.115)$$

Luego, se verificó el diseño realizado:

| <b>Espaciamiento Vigas de Techo</b> |                 | <b>OK</b>                |                         |
|-------------------------------------|-----------------|--------------------------|-------------------------|
| Espaciamiento Vigas                 | $S_{RR} =$      | 59,06 in                 | 1,50 m                  |
| Espesor Placas de Techo             | $t_R =$         | 0,39 in                  | 10,00 mm                |
| Tensión de Fluencia                 | $F_y =$         | 36,00 ksi                | 248.00 MPa              |
| Carga Viva                          | $\sigma_L =$    | 15.04 lb/ft <sup>2</sup> | 720.04 N/m <sup>2</sup> |
| Carga Muerta                        | $\sigma_{DR} =$ | 16.39 lb/ft <sup>2</sup> | 785.97 N/m <sup>2</sup> |
| Espaciamiento Máximo                | $S_{RR-max} =$  | 84,00 in                 | 2,13 m                  |

### 9.3.5. Verificación de Soldadura: Unión anillo-anillo

Las cargas que fueron utilizadas para verificar las soldaduras corresponden a la *hoop tensile* y a las cargas asociadas al sismo horizontal y vertical, que se traducen en cargas de corte y tracción en las soldaduras. Además, en caso que la soldadura se someta a más de una carga, el ángulo  $\theta$  se asumió de la manera más desfavorable posible, es decir, el valor más cercano a cero.

La carga resultante ( $R_a$ ) sobre una soldadura sometida a distintas cargas, se obtuvo con la suma de los cuadrados de cada una de las cargas involucradas. La tensión admisible en las soldaduras se determinó según lo mostrado en la Sección 3.3.9. En todas las verificaciones de soldaduras, se buscó la conexión más solicitada y en base a ella se realizó la verificación.

Para la soldadura entre anillos, la soldadura más solicitada es la correspondiente a la unión entre los anillos 1 y 2. Se asumió que la soldadura se somete a carga axial producto del sismo vertical ( $S_V$ ), y a esfuerzos de corte por las tensiones tangenciales al manto producidas por el agua ( $P_W$ ). La longitud de soldadura se asumió como el largo de una placa de manto, y al tratarse de una soldadura tipo C.J.P., la garganta de la soldadura corresponde al menor espesor de las placas a unir. Se obtuvo entonces que:

| <b>Soldadura Anillo - Anillo</b>                          | <b>38 %</b>      |  |
|---|------------------|--|
| Carga Axial   | P =              | 14140 lb      63.00 kN                         |
| Corte   | V =              | 270199 lb      1955.55 kN                      |
| Momento   | M =              | 0.00 lb-ft      0.00 kN-m                      |
| Carga en Soldadura  | $R_a$ =          | 270569 lb      1956.57 kN                      |
| N° Soldaduras   | $N_W$ =          | 1.00   |
| Largo Soldadura   | $L_W$ =          | 236.00 in      6000.00 mm                      |
| Garganta  | Throat =         | 0.24 in      6.00 mm                           |
| Ángulo de Carga   | $\theta$ =       | 0.00 rad      0.00°                            |
| $F_{nw} = 0,60F_{exx}(1,0 + 0,50 \cdot \sin\theta^{1.5})$ | $F_{NW}$ =       | 42.00 ksi      290.00 MPa                      |
| Área Efectiva Soldadura                                   | $A_{WE}$ =       | 55.80 in <sup>2</sup> 36000.00 mm <sup>2</sup> |
| Resistencia Soldadura                                     | $R_n$ =          | 2343605 lb      10425 kN                       |
|   | $\Omega$ =       | 2.00   |
|   | $1/\Omega R_n$ = | 1171802 lb      5212.00 kN                     |

Se pudo notar que la soldadura cumple con las cargas aplicadas, con un porcentaje de utilización del 38 %.

### 9.3.6. Verificación de Soldadura: Unión vertical placas de manto

Para la verificación de la soldadura, se asumió que la tensión tangencial al manto por agua ( $P_W$ ), en conjunto con la máxima entre la acción sísmica horizontal ( $S_H$ ), generan cargas axiales sobre esta soldadura. Además, tanto el peso propio (D), como la sobrecarga ( $L_r$ ) y las tensiones de compresión por sismo ( $\sigma_{c-s}$ ) generan esfuerzos de corte en ella.

La soldadura estudiada fue la correspondiente al anillo inferior del manto. Se asumió que las soldaduras verticales se interrumpen por las soldaduras entre anillos, y por lo tanto, la longitud de soldadura es únicamente el alto del anillo. Además, al tratarse de una soldadura C.J.P., la garganta es el espesor de las placas del anillo inferior.

| <b>Sold. Vert. Entre Placas de Manto</b>                  |                  | <b>87 %</b>           |                          |
|---|------------------|-----------------------|--------------------------|
| Carga Axial   | P =              | 523414 lb             | 2328.25 kN               |
| Corte   | V =              | 151925 lb             | 675.92 kN                |
| Momento   | M =              | 0.00 lb-ft            | 0.00 kN-m                |
| Carga en Soldadura  | $R_a$ =          | 545017 lb             | 2424.38 kN               |
| N° Soldaduras   | $N_W$ =          | 1.00                  |                          |
| Largo Soldadura   | $L_W$ =          | 94.50 in              | 2400.00 mm               |
| Garganta  | Throat =         | 0.31 in               | 8.00 mm                  |
| Ángulo de Carga   | $\theta$ =       | 0.00 rad              | 0.00°                    |
| $F_{nw} = 0,60F_{exx}(1,0 + 0,50 \cdot \sin\theta^{1.5})$ | $F_{NW}$ =       | 42.00 ksi             | 290.00 MPa               |
| Área Efectiva Soldadura                                   | $A_{WE}$ =       | 29.76 in <sup>2</sup> | 19200.00 mm <sup>2</sup> |
| Resistencia Soldadura                                     | $R_n$ =          | 1249923 lb            | 5560.00 kN               |
|   | $\Omega$ =       | 2.00                  |                          |
|   | $1/\Omega R_n$ = | 624961 lb             | 2780.00 kN               |

Se observó nuevamente que la soldadura resiste las cargas a las que está sometida, con un porcentaje de utilización de un 87 %.

### 9.3.7. Verificación de Soldadura: Unión manto-base

Para este caso se asumieron las tensiones asociadas al sismo horizontal, vertical, y las tensiones en la parte inferior del manto asociadas al agua. El largo de soldadura asumido es el largo de una placa de manto, entonces:

| <b>Soldadura Manto - Fondo</b>                            |                  | <b>34 %</b>           |                          |
|---|------------------|-----------------------|--------------------------|
| Carga Axial   | $P =$            | 14140 lb              | 62.90 kN                 |
| Corte   | $V =$            | 523414 lb             | 2328.00 kN               |
| Momento   | $M =$            | 0.00 lb-ft            | 0.00 kN-m                |
| Carga en Soldadura  | $R_a =$          | 523605 lb             | 2329.00 kN               |
| N° Soldaduras   | $N_W =$          | 1.00                  |                          |
| Largo Soldadura   | $L_W =$          | 236.22 in             | 6000.00 mm               |
| Garganta  | Throat =         | 0.31 in               | 8 mm                     |
| Ángulo de Carga   | $\theta =$       | 0.0 rad               | 0.0°                     |
| $F_{nw} = 0,60F_{exx}(1,0 + 0,50 \cdot \sin\theta^{1.5})$ | $F_{NW} =$       | 42.00 ksi             | 290.00 MPa               |
| Área Efectiva Soldadura                                   | $A_{WE} =$       | 54.40 in <sup>2</sup> | 48000.00 mm <sup>2</sup> |
| Resistencia de Soldadura                                  | $R_n =$          | 3124806 lb            | 13900.00 kN              |
|   | $\Omega =$       | 2.00                  |                          |
|   | $1/\Omega R_n =$ | 1562403 lb            | 6950.00 kN               |

A partir de lo anterior, se notó que la verificación de la soldadura que une el manto con el fondo del estanque cumple con lo solicitado, con un porcentaje de utilización del 34 %.

### 9.3.8. Verificación de Soldadura: Unión Techo - Manto

Para el caso particular de la unión techo-manto, la soldadura se somete a cargas cortantes por sismo horizontal, y cargas axiales producto del sismo vertical. El largo de la soldadura es el perímetro del estanque, con lo desarrolló la siguiente verificación:

| <b>Soldadura Manto - Techo</b>                            | <b>23 %</b>      |  |
|---|------------------|--|
| Carga Axial   | P =              | 523 lb      62.90 kN                           |
| Corte   | V =              | 270199 lb      1201.90 kN                      |
| Momento   | M =              | 0.00 lb-ft      0.00 kN-m                      |
| Carga en Soldadura  | $R_a =$          | 270569 lb      1203.55 kN                      |
| N° Soldaduras   | $N_W =$          | 1.00   |
| Largo Soldadura   | $L_W =$          | 236.22 in      6000.00 mm                      |
| Garganta  | Throat =         | 0.24 in      6.00 mm                           |
| Ángulo de Carga   | $\theta =$       | 0.00 rad      0.00°                            |
| $F_{nw} = 0,60F_{exx}(1,0 + 0,50 \cdot \sin\theta^{1.5})$ | $F_{NW} =$       | 42.00 ksi      290.00 MPa                      |
| Área Efectiva Soldadura                                   | $A_{WE} =$       | 55.80 in <sup>2</sup> 36000.00 mm <sup>2</sup> |
| Resistencia de Soldadura                                  | $R_n =$          | 2343605 lb      10424.88 kN                    |
|   | $\Omega =$       | 2.00   |
|   | $1/\Omega R_n =$ | 1171802 lb      5212.44 kN                     |

A partir de lo anterior, se observó que la verificación de la soldadura que une el manto con el techo del estanque cumple con lo solicitado, con un porcentaje de utilización del 23 %.

## 9.4. Verificaciones de Diseño. Estanque Apernado.

### 9.4.1. Geometría del Estanque: Espesor mín. de placas de manto

Los criterios para determinar los espesores mínimos de las placas que componen el manto se detallan a continuación.

- Debido a la *hoop tensile*:  $t_{min1} = \frac{4.9h_p D S_V G}{f_t (S_V - d_h)}$
- $t_{min2} = 2.4$  [mm] (AWWA D103-09 Sec.5.8)

En donde  $h_p$ , en [m], es la altura de presión desde el nivel máximo de agua a la parte inferior del anillo en estudio, D es el diámetro del estanque, en [m],  $S_V$  es el espaciamiento vertical entre pernos en [mm],  $G=1.0$  es la gravedad específica del agua,  $d_h$ , en [mm], es el diámetro de la perforación para los pernos y  $f_t$  es el esfuerzo de tensión permitido en [MPa].

A partir de lo anterior,  $r=0.5$  debido a que hay dos columnas de pernos, y toda la tensión transmitida en el manto es transmitida completamente por la línea pernos. Entonces, considerando la configuración del manto del estanque y los materiales, se realizó la siguiente verificación:

Tabla 9.21: Espesor de placas de manto requerido. Manto apernado.

| Anillo | $t_s$  | Diámetro Perforación | $S_v$ | r   | $\sigma_{ADM-TB}$ | $t_{reqV}$ | $t_{min}$ |
|--------|--------|----------------------|-------|-----|-------------------|------------|-----------|
| 1      | 8.0 mm | 27 [mm]              | 70 mm | 0.5 | 148.93 MPa        | 3.37 mm    | 4.4 mm    |
| 2      | 6.0 mm | 27 [mm]              | 70 mm | 0.5 | 148.93 MPa        | 3.37 mm    | 4.4 mm    |
| 3      | 6.0 mm | 27 [mm]              | 70 mm | 0.5 | 148.93 MPa        | 3.37 mm    | 4.4 mm    |

### 9.4.2. Geometría del Estanque: Espaciamiento mínimo de los pernos del manto

El espaciamiento vertical u horizontal entre pernos para un anillo, o la distancia del centro del perno a un extremo de una placa, en metros, no puede ser menor que lo definido por la norma AWWA D103-09 en su sección 5.5.1, la cual establece la siguiente expresión:

$$S_{V,H} = \frac{p_{V,H}}{0.6F_y t_s} \quad (9.116)$$

En donde  $p_{V,H}$  corresponde a la carga vertical u horizontal que debe soportar el los pernos del anillo en estudio en, [kN].  $F_y$  es la tensión de Fluencia del material del anillo en [MPa], y  $t_s$  es el menor espesor de los elementos a unir, en [mm].

Adicionalmente, en dicha sección se establece que la distancia entre pernos no debiese ser menor que  $2d$ , es decir, dos veces el diámetro del perno, mientras que la distancia al borde no debiese ser menor que  $1.5d$ . También, se tienen los requisitos definidos por la norma NCh427, la cual establece que la distancia entre pernos no debe ser menor que 2.67 veces el diámetro del perno, y la distancia al borde no debe ser menor que  $1.25d$ . En base a los criterios anteriores, al diseño realizado, y a las cargas encontradas en 3.1.12, se desarrolló la verificación del espaciamiento entre pernos:

Tabla 9.22: Espaciamiento mínimo entre pernos

| Anillo | $t_s$   | Diámetro Perno | $p_V$    | $p_H$    | $S_{Vmin}$ | $S_{Hmin}$ |
|--------|---------|----------------|----------|----------|------------|------------|
| 1      | 0.28 in | 25.4 mm        | 13.13 kN | 34.18 kN | 67.7 mm    | 67.7 mm    |
| 2      | 0.20 in | 25.4 mm        | 9.72 kN  | 28.86 kN | 67.7 mm    | 67.7 mm    |
| 3      | 0.20 in | 25.4 mm        | 9.56 kN  | 22.04 kN | 67.7 mm    | 67.7 mm    |

Tabla 9.23: Verificación Espaciamiento entre pernos del manto

| $S_V$ | $S_{Vmin}$ | $S_H$  | $S_{Hmin}$ |
|-------|------------|--------|------------|
| 70 mm | 67.7 mm    | 190 mm | 67.7 mm    |
| 70 mm | 67.7 mm    | 140 mm | 67.7 mm    |
| 70 mm | 67.7 mm    | 140 mm | 67.7 mm    |

La verificación realizada de la distancia mínima entre el perno y el borde se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 9.24: Verificación Distancia al borde

| Anillo | $t_s$ | Diámetro Perno | $L_{emin}$ | $L_{ev}$ | $L_{eh}$ |
|--------|-------|----------------|------------|----------|----------|
| 1      | 8 mm  | 25.4 mm        | 38.1 mm    | 40 mm    | 40 mm    |
| 2      | 6 mm  | 25.4 mm        | 38.1 mm    | 40 mm    | 40 mm    |
| 3      | 6 mm  | 25.4 mm        | 38.1 mm    | 40 mm    | 40 mm    |



### 9.4.3. Verificación del Manto: Compresiones Longitudinales en el Manto

Teniendo en cuenta las cargas definidas en la Secciones 3.1.9 y 3.1.10 y determinadas en la Sección 5.1.7., además de las tensiones admisibles definidas en la Sección 3.3.4.2, se realizaron las siguientes verificaciones:

Tabla 9.25: Verificación Manto Apernado: Esfuerzos de Compresión (Caso 1)

| Anillo | $\sigma_{cS}$ | Carga Muerta | Carga Total | $\sigma_e$ | F.U.        |
|--------|---------------|--------------|-------------|------------|-------------|
| 1      | 7.50 MPa      | 0.82 MPa     | 8.32 MPa    | 23.43 MPa  | <b>36 %</b> |
| 2      | 10.50 MPa     | 0.64 MPa     | 11.13 MPa   | 16.95 MPa  | <b>66 %</b> |
| 3      | 10.50 MPa     | 0.45 MPa     | 10.95 MPa   | 16.95 MPa  | <b>65 %</b> |

Tabla 9.26: Verificación Manto Apernado: Esfuerzos de Compresión (Caso 2)

| Anillo | $\sigma_{cV}$ | Carga Muerta | Carga Total | $\sigma_e$ | F.U.       |
|--------|---------------|--------------|-------------|------------|------------|
| 1      | 0.53 MPa      | 0.82 MPa     | 1.35 MPa    | 23.43 MPa  | <b>6 %</b> |
| 2      | 0.74 MPa      | 0.64 MPa     | 1.38 MPa    | 16.95 MPa  | <b>8 %</b> |
| 3      | 0.74 MPa      | 0.45 MPa     | 1.20 MPa    | 16.95 MPa  | <b>7 %</b> |

Tabla 9.27: Verificación Manto Apernado: Esfuerzos de Compresión (Caso 3)

| Anillo | $\sigma_{cSE}$ | Carga Muerta | Carga Total | $\sigma_e$ | F.U.        |
|--------|----------------|--------------|-------------|------------|-------------|
| 1      | 3.07 MPa       | 0.82 MPa     | 3.90 MPa    | 23.43 MPa  | <b>17 %</b> |
| 2      | 4.30 MPa       | 0.64 MPa     | 4.94 MPa    | 16.95 MPa  | <b>29 %</b> |
| 3      | 4.30 MPa       | 0.45 MPa     | 4.76 MPa    | 16.95 MPa  | <b>28 %</b> |

Se observó entonces que las placas de manto apernadas cumplen con la verificación, con un porcentaje de utilización máxima del 66 %.

### 9.4.4. Verificación del Manto: Tensión en las placas de manto

Teniendo en cuenta las tensiones admisibles definidas en 3.3.5.2, además de la tensión total asociada a los contenidos del estanque, definida en la Sección 3.1.3. y encontrada en 5.1.3., se presenta la verificación que se llevó a cabo para las tensiones en las placas de manto apernado. Al igual que para el caso soldado, se realizó en torno al anillo inferior.

| <b>Tensión en Placas de Manto Apernado</b>            | <b>39 %</b>         |           |            |
|---|---------------------|-----------|------------|
| Tensión Hidrodinámica en Anillo Inferior              | $\sigma_S =$        | 2112 psi  | 14.56 MPa  |
| Tensión Hidrostática en Anillo Inferior 1             | $\sigma_W =$        | 6398 psi  | 44.11 MPa  |
| Tensión Máxima Admisible                              |                     |           |            |
| $f_t = 0,6F_y \cdot (1,0 - 0,9r + 3rd/s) \leq 0,6F_y$ | $f_{t-1} =$         | 21600 psi | 148.93 MPa |
| $f_t = 0,4 \cdot F_u$                                 | $f_{t-2} =$         | 23200 psi | 159.96 MPa |
| Tensión Admisible                                     | $\sigma_{adm-TB} =$ | 21600 psi | 148,93 MPa |

Se notó que las placas del manto apernado cumplen con las solicitaciones impuestas, y la verificación presenta un porcentaje de utilización máximo de un 39 %.

### 9.4.5. Verificación del espaciamiento de las vigas de techo

La norma AWWWA D103-09 define en la Sección 5.7 el espaciamiento máximo entre las vigas de techo para estanques apernados en base a la siguiente fórmula:

$$S_{RR} = \sqrt{\frac{2000 \cdot F_y \cdot t_R^2}{\sigma_{DR} + \sigma_L}} \leq 1.52[m] \quad (9.117)$$

En donde  $t_R$ , en [mm], representa el espesor de las planchas de techo,  $F_y$  es la tensión de fluencia de las planchas de techo, en [MPa], mientras que  $\sigma_{DR}$  y  $\sigma_L$ , ambas en [MPa], representan las tensiones asociadas a la carga muerta y viva del techo, respectivamente. En base a ello, se obtuvo que:

$$S_{RR} = \min \left( \sqrt{\frac{2000 \cdot F_y \cdot t_R^2}{\sigma_{DR} + \sigma_L}}; 1.52[m] \right) = \min(5.86[m]; 1.52[m]) = 1.52[m] \quad (9.118)$$

Se verificó entonces el diseño de las vigas de techo realizado:

| <b>Espaciamiento Vigas de Techo</b> | <b>OK</b>       |                          |                         |
|-------------------------------------|-----------------|--------------------------|-------------------------|
| Espaciamiento Vigas                 | $S_{RR} =$      | 59.06 in                 | 1.50 m                  |
| Espesor Placas de Techo             | $t_R =$         | 0.39 in                  | 10.00 mm                |
| Tensión de Fluencia                 | $F_y =$         | 36.00 ksi                | 248 MPa                 |
| Carga Viva                          | $\sigma_L =$    | 15.04 lb/ft <sup>2</sup> | 720.04 N/m <sup>2</sup> |
| Carga Muerta                        | $\sigma_{DR} =$ | 16.39 lb/ft <sup>2</sup> | 784.94 N/m <sup>2</sup> |
| Espaciamiento Máximo                | $S_{RR-max} =$  | 60.00 in                 | 1.52 m                  |

### 9.4.6. Verificaciones de Pernos: Aplastamiento de la perforación

La norma define en su sección 5.5.4, que la tensión máxima permitida para el aplastamiento de la sección  $d \times t_s$  es de  $1.35F_y$ , en donde  $F_y$  corresponde a la tensión de fluencia del material. Las cargas se definieron en la Sección 3.1.12 y se obtuvieron de la Sección 5.1.11. Entonces, considerando el perno más cargado para cada anillo del manto, se tiene que:

| Anillo | $t_s$   | d       | $d \times t_s$         | $P_{APLAST}$ | $P_{B-adm}$ | Relation    |
|--------|---------|---------|------------------------|--------------|-------------|-------------|
| 1      | 8.00 mm | 25.4 mm | 177.80 mm <sup>2</sup> | 36.38 kN     | 44.13 kN    | <b>82 %</b> |
| 2      | 6.00 mm | 25.4 mm | 127.00 mm <sup>2</sup> | 30.56 kN     | 31.52 kN    | <b>97 %</b> |
| 3      | 6.00 mm | 25.4 mm | 127.00 mm <sup>2</sup> | 23.0 kN      | 31.52 kN    | <b>73 %</b> |

Lo que cumplió con las tensiones admisibles, con un porcentaje de utilización máximo de 97% en el segundo anillo del manto del estanque.

### 9.4.7. Verificaciones de Pernos de Manto

A partir de las tensiones de corte admisibles para los pernos mostradas en la Sección 3.3.10, se obtuvo la resistencia del perno:

$$\sigma_{nV} = \min(F_u(0.6)(0.9)/2.2; 0.25F_u; 54[ksi]) = 0.25F_u = 0.25 \cdot 120[ksi] = 29[ksi] \quad (9.119)$$

Luego, teniendo en cuenta las máximas cargas que pasan por los pernos en cada uno de los anillos del manto del estanque, definidas en la Sección 3.1.12 y obtenida de la Sección 5.1.11, se verificó su resistencia al corte en dirección de las cargas verticales:

Tabla 9.28: Verificación al corte vertical de los pernos de manto.

| Anillo | $A_T$                  | Área Perno             | N° Pernos | $p_{BV}$ | $R_{BV}$  | F.U.        |
|--------|------------------------|------------------------|-----------|----------|-----------|-------------|
| 1      | 264088 mm <sup>3</sup> | 506.71 mm <sup>3</sup> | 172       | 13.13 kN | 102.90 kN | <b>13 %</b> |
| 2      | 198029 mm <sup>3</sup> | 506.71 mm <sup>3</sup> | 233       | 9.72 kN  | 102.90 kN | <b>9 %</b>  |
| 3      | 198029 mm <sup>3</sup> | 506.71 mm <sup>3</sup> | 233       | 9.56 kN  | 102.90 kN | <b>9 %</b>  |

Se verificó también la resistencia al corte con las cargas horizontales:

Tabla 9.29: Verificación al corte horizontal de los pernos de manto.

| Anillo | $A_V$                 | Área Perno             | N° Pernos | $p_{BH}$ | $R_{BH}$  | F.U.        |
|--------|-----------------------|------------------------|-----------|----------|-----------|-------------|
| 1      | 19200 mm <sup>3</sup> | 506.71 mm <sup>3</sup> | 65        | 36.38 kN | 102.90 kN | <b>35 %</b> |
| 2      | 14400 mm <sup>3</sup> | 506.71 mm <sup>3</sup> | 64        | 30.56 kN | 102.90 kN | <b>30 %</b> |
| 3      | 14400 mm <sup>3</sup> | 506.71 mm <sup>3</sup> | 64        | 23.00 kN | 102.90 kN | <b>22 %</b> |

Se observó que en ambos casos los pernos resisten las cargas a las que se encuentran sometidos, ya que para las cargas verticales se obtuvo un porcentaje de utilización máximo de un 13%, mientras que para las cargas horizontales un 35%.