



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DEL TERREMOTO DEL 27 DE FEBRERO DE 2010 EN ESTANQUES DE ACERO INOXIDABLE DE PARED DELGADA (EAIPD) CON PATAS Y DESARROLLO DE UN SISTEMA DE PROTECCIÓN SÍSMICA PARA ESTAS ESTRUCTURAS

VÍCTOR MANUEL SANDOVAL SANZANA

Tesis para optar al grado de
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:
JOSÉ LUIS ALMAZÁN C.

Santiago de Chile, Marzo, 2011

© 2011, Victor Manuel Sandoval Sanzana



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DEL TERREMOTO DEL 27 DE FEBRERO DE 2010 EN ESTANQUES DE ACERO INOXIDABLE DE PARED DELGADA (EAIPD) CON PATAS Y DESARROLLO DE UN SISTEMA DE PROTECCIÓN SÍSMICA PARA ESTAS ESTRUCTURAS

VÍCTOR MANUEL SANDOVAL SANZANA

Tesis presentada a la Comisión integrada por los profesores:

JOSÉ LUIS ALMAZÁN C.

HERNÁN SANTA MARÍA O.

JUAN FELIPE BELTRÁN M.

FRANCO PEDRESCHI P.

Para completar las exigencias del grado de
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, Marzo, 2011

*A mis amados padres, Lorena y
Agustín.*

AGRADECIMIENTOS

A través de estas líneas quisiera agradecer el apoyo recibido por todas las personas que han estado junto conmigo en esta ardua etapa.

De forma especial agradezco el apoyo prestado por mi profesor guía José Luis Almazan quien con mucha paciencia y dedicación logró guiar el desarrollo de este trabajo como un gran maestro y amigo.

También agradezco a las instituciones que hicieron posible el desarrollo de esta investigación, entre ellas la Asociación de Vinos de Chile, la empresa TPI y sobre todo a mi actual empresa ESSS.

Por último, dedico este trabajo a mi gran familia, mis padres, hermanos, a Lorena y mi hijo Agustín. Sólo con su apoyo fue posible cumplir con esta difícil tarea.

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTOS	iv
ÍNDICE DE TABLAS	viii
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
RESUMEN	xvi
ABSTRACT	xvii
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Antecedentes Generales	2
1.2. Aislación y disipación en estanques	4
1.3. Industria Vitivinícola	7
1.4. Objetivos del Estudio	10
2. EL SISMO DEL MAULE 2010 Y SUS IMPLICANCIAS EN LA INDUSTRIA VITIVINICOLA	11
2.1. Antecedentes generales	11
2.2. Análisis de daños por zonas geográficas	13
2.3. Daños observados en estanques apoyados en el suelo	23
2.4. Análisis de daños en estanques de acero inoxidable de pared delgada con patas.	46

3.	SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO DE ESTANQUES.....	79
3.1.	Estudios previos e implementaciones anteriores de aislamiento en estanques..	79
3.2.	Descripción del Sistema de Aislamiento Rotacional Vertical	84
3.3.	Modelo de Elementos Finitos	97
3.4.	Análisis Experimental.....	108
3.5.	Comparación de Resultados	115
4.	ANÁLISIS DE PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO CONSIDERANDO MODELOS NUMÉRICOS	122
4.1.	Modelación de elementos finitos mediante software ANSYS	122
4.2.	Análisis Modal	140
4.3.	Análisis de Superposición Modal Espectral	149
5.	CONCLUSIONES	166
5.1.	Conclusiones Generales	166
5.2.	Comportamiento estructural de sistemas de almacenamiento en el Sismo del 27 de Febrero de 2010	167
5.3.	Sistema de Aislamiento Vertical Rotacional	169
5.4.	Análisis con simulación numérica	170
5.5.	Comentarios para futuros trabajos	172

BIBLIOGRAFÍA.....	173
ANEXOS.....	175

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 2-1: Resumen del estado de bodegas visitadas.....	17
Tabla 2-2: Valores Máximos de Aceleración (RENADIC).....	20
Tabla 4-1: Propiedades de modelo de verificación.....	124
Tabla 4-2: Resultados obtenidos de verificación estática.....	131
Tabla 4-3: Resultados del Análisis Modal.....	131
Tabla 4-4: Descripción de modelos para análisis modal.....	140
Tabla 4-5: Propiedades Dinámicas de Modelos FEM.....	144
Tabla 4-6: Parámetros de diseño para Norma Chilena 2369.....	150

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág
Figura 1-1: Estanques típicos de acero. a) Estanques elevados con apoyos, b) Estanques apoyados directamente al suelo.....	3
Figura 1-2: Esquema de analogía masas-resortes propuestas por Housner.....	5
Figura 1-3: Dispositivos de aislación y disipación sísmica (Malhotra, 1997 y 1998).....	6
Figura 1-4: Esquema de aislación mediante péndulos friccionales (Shrimali, 2001).....	7
Figura 1-5: Valles vitivinícolas de Chile.....	9
Figura 2-1: Daños en estanques para el terremoto de Pisco (2007).....	13
Figura 2-2: Mapa de valles vitivinícolas y zonas afectadas por el sismo.....	14
Figura 2-3: Mapa de Bodegas visitadas y evaluación de su estado general.....	18
Figura 2-4: Mapa de la Red nacional de acelerógrafos.....	21
Figura 2-5: Estanques apoyados en el suelo. a) Estanque anclado al suelo, b) Estanque montado sobre bancada.....	24
Figura 2-6: Daños en estructuras de techo. a) Daño incipiente por succión, b) Daño grave por succión y punzonamiento.....	26
Figura 2-7: Daños en Manto. a) Daño en manto por falla del sistema de anclaje, b) Pandeo pata de elefante, c) Detalle de pata de elefante, d) Daño en virolas intermedias producto de impacto.....	28
Figura 2-8: Curvatura de Rebordeo.....	30

Figura 2-9: Daños en el Fondo. a) Falla del fondo por desplazamiento del manto, b) Desprendimiento del fondo por falla de soldadura y corrosión.....	31
Figura 2-10: Sistema de Tope.....	33
Figura 2-11: Fallas en Sistema de Tope. a) Perdida de contenido por falla en la soldadura, b) Pandeo del manto, c) Pliegues en el manto, d) Falla del tope.....	34
Figura 2-12: Silla de Anclaje.....	35
Figura 2-13: Fallas en Sillas de Anclaje. a) Longitud de anclaje deficiente, b) Falla en punta de diamante, c) Desprendimiento del hormigón, d) Falla del hormigón por cercanía al borde.....	37
Figura 2-14: Sistemas de sujeción a través de ganchos. a) Gancho tipo “L” invertido, b) Gancho tipo “U”	39
Figura 2-15: Fallas en sistemas de sujeción a través de ganchos. a) Perdidas de contenido por fractura de soldadura del anclaje, b) Pata de elefante y deformación del gancho, c) Grandes deformaciones del fondo, d) Desprendimiento de pernos en losa de hormigón, e) Falla del gancho sin daño en el manto, f) Deformación del anclaje sin daño en el manto.....	42
Figura 2-16: Estanques montados sobre bancadas.....	44
Figura 2-17: Fallas en bancadas de apoyo continuo. a) Deformaciones en el fondo en estanque apoyado en la bancada, b) Levantamiento de estanque por traslape insuficiente, c) Falla en punta de diamante.....	45
Figura 2-18: Sistema Estructural de Estanques con Apoyo.....	47
Figura 2-19: Daño en techo por impacto.....	49

Figura 2-20: Daños en techo por presiones de vacío. a) Deformación en techo por succión, b) Fractura de cordón de soldadura.	50
Figura 2-21: Virolas de manto con chaquetas de enfriamiento (Valle de Curicó).....	52
Figura 2-22: Daños en el Manto. a) Conexión pata fuerte manto débil, b) Colapso estructural por vaciado rápido, c) Daño por impacto.....	54
Figura 2-23: Daños en el Fondo. a) Deformación en el fondo por unión pata fuerte fondo débil, b) Punzonamiento del sistema de soporte.....	56
Figura 2-24: Apoyos Cilíndricos. a) Patas cilíndricas unidas directamente al manto, b) Patas cilíndricas con estructura de soporte.....	58
Figura 2-25: Falla en sistema de apoyos cilíndrico.....	59
Figura 2-26: Patas Cónicas.....	60
Figura 2-27: Fallas en apoyos de sección constante, a) Falla por sistema de regulación, b) Colapso por falla en unión manto pata.	62
Figura 2-28: Sistema de pata en sección variable.....	64
Figura 2-29: Daño en zona inferior del apoyo.....	65
Figura 2-30: Colapso lateral. a) Colapso lateral de sistema anclado, b) Colapso lateral de sistema con regulación de altura.....	66
Figura 2-31: Sistema de apoyo de buen comportamiento.....	68
Figura 2-32: Falla en pata central.....	69
Figura 2-33: Falla en epóxico de anclaje.....	72
Figura 2-34: Fallas en sistema de anclaje fijo. a) Arrancamiento de perno de anclaje, b) Anclajes en buenas condiciones.....	74

Figura 2-35: Fallas en sistema de apoyo regulable. a) Deformación del sistema de regulación y la pata. b) Colapso producto de la falla del sistema de regulación.....	76
Figura 2-36: Desplazamiento de estanques sobrepuestos. a) Desplazamiento de sistema sobrepuesto, b) Caídas de estanques en canaleta.....	78
Figura 3-1: Vista General del aislador (González, 2009)	80
Figura 3-2: Dispositivo de aislamiento vertical rotacional (Fotografía: Andrés González)	81
Figura 3-3: Esquema de las constitutivas Teóricas del Dispositivo; a) Resorte principal; b) Disipador por Roce; c) Constitutiva Dispositivo Aislador Vertical (González, 2009).....	82
Figura 3-4: Constitutiva Experimental Dispositivo (González, 2009)	83
Figura 3-5: Esquema General Aislador.....	85
Figura 3-6: Conexión Estanque Aislador. a) Vista Frontal, b) Vista Isométrica.....	87
Figura 3-7: Esquema de funcionamiento del sistema estructural.....	88
Figura 3-8 Sistema de disipación por roce. a) Vista Frontal, b) Vista Isométrica.....	92
Figura 3-9: Esquema nuevo aislador. a) Vista Frontal, b) Vista Isométrica.....	93
Figura 3-10: Esquema de constitutivas teóricas del nuevo dispositivo. a) Resorte Principal, b) Disipador por roce, c) Resorte horizontal, d) Constitutiva General del sistema VRI.....	96
Figura 3-11: Modelo Workbench.....	97
Figura 3-11: Modelo del sistema Flexible Vertical.....	100
Figura 3-12: Modelo del sistema de disipación friccional.....	101

Figura 3-13: Constitutiva numérica sistema de disipación friccional.....	102
Figura 3-14: Modelo de sistema flexible horizontal.....	103
Figura 3-15: Constitutiva numérica sistema flexible horizontal.....	103
Figura 3-16: Modelo de sistema Mixto 1.....	104
Figura 3-17: Constitutiva numérica sistema Mixto 1.....	105
Figura 3-18: Modelo de sistema Mixto 2.....	106
Figura 3-19: Constitutiva numérica sistema Mixto 2.....	107
Figura 3-20: Montaje experimental.....	109
Figura 3-21: Constitutiva Experimental Sistema Flexible Vertical.....	110
Figura 3-22: Constitutiva Experimental Sistema Mixto 1.....	112
Figura 3-23: Constitutiva Experimental Sistema Mixto 2.....	114
Figura 3-24: Comparación del sistema flexible vertical.....	117
Figura 3-25: Comparación del sistema flexible horizontal.....	118
Figura 3-26: Comparación del sistema Mixto 1.....	119
Figura 3-27: Comparación del sistema Mixto 2.....	121
Figura 4-1: Superficies de interacción FSI (Fluido Estructura)	126
Figura 4-2: Malla de elementos finitos de modelo. a) Vista general, b) Detalle de mallado interno.....	127
Figura 4-3: Modelo equivalente hidrostático. a) Tensiones Von Mises. b) Deformaciones.....	129
Figura 4-4: Modelo FSI. a) Tensiones Von Mises. b) Deformaciones.....	130
Figura 4-5: Esquema de funcionamiento de elemento contacto.	132

Figura 4-6: Comparación de formas modales.....	133
Figura 4-7: Estado post sismo de estanques.....	135
Figura 4-8: Modelo CAD 3D de estanque.....	136
Figura 4-9: Modelo de estanque simplificado.....	138
Figura 4-10: Malla de elementos finitos. a) Malla Externa. b) Corte Transversal.....	139
Figura 4-11: Comparación de masa modal acumulada en porcentaje (Cummulative Modal Mass Ratio). a) Dirección X. b) Dirección Y. c) Dirección Z.....	143
Figura 4-12: Formas modales Modelo 1 (Modelo Vacío). a) Modo 1. b) Modo 2. c) Modo 33.	147
Figura 4-13: Formas modales Modelo 2 (Modelo lleno con 5 patas fijas). a) Modo 2. b) Modo 3. c) Modo 5.....	148
Figura 4-14: Formas modales Modelo 4 (Modelo lleno con 3 patas fijas). a) Modo 2. b) Modo 3. c) Modo 5.....	148
Figura 4-15: Formas modales Modelo 6 (Modelo lleno Aislado). a) Modo 2. b) Modo 3. c) Modo 4.....	149
Figura 4-16: Espectros de Aceleraciones de Diseño y Respuesta.	151
Figura 4-17: Tensiones Von Misses (Mpa). Espectro de respuesta de Curicó. Modelo vacío. a) Modelo completo. b) Manto.	155
Figura 4-18: Tensiones Von Misses (Mpa). Espectro de diseño con R=1. Modelo lleno 5 patas fijas. a) Modelo completo. b) Manto. c) Patas.	157
Figura 4-21: Tensiones Von Misses (Mpa). Espectro de respuesta de Curicó. Modelo lleno 5 patas fijas. a) Modelo completo. b) Manto. c) Patas.....	159

Figura 4-20: Pandeo en el manto en estanque de 20.000 lt.	160
Figura 4-21: Fallas en Patas. Comparación con tensiones obtenidas en modelo FEM. a) Tensiones ANSYS. b) Falla en encuentro pata manto. c) Falla por pandeo en la base.....	161
Figura 4-22: Tensiones Von Misses (Mpa). Espectro de respuesta de Curicó. Modelo lleno 3 patas fijas. a) Manto. b) Patas.	163
Figura 4-23: Tensiones Von Misses (Mpa). Espectro de respuesta de Curicó. Modelo lleno aislado. a) Modelo completo. b) Manto.	165

RESUMEN

El sismo del Maule (Febrero 27, 2010, Chile) afectó gran parte del territorio nacional provocando daños de consideración en viviendas e industrias. La influencia de este sismo afectó directamente a gran parte de la industria vitivinícola nacional y los efectos fueron especialmente severos en sus estructuras de almacenamiento, en particular en los estanques de acero inoxidable de pared delgada utilizados en los procesos de fermentación y guarda. La utilización de sistemas de aislamiento sísmico en edificios demostró su gran eficiencia, sin embargo la utilización de este tipo de soluciones no es general en todo tipo de estructuras. Por esta razón, en este estudio se busca desarrollar soluciones que permitan mitigar los efectos sísmicos en este tipo de estructuras a través de la implementación de un sistema de aislamiento sísmico basado en investigaciones desarrolladas desde el año 2003 (Almazan et al.). Con la ayuda de la industria y el gobierno se desarrolla un plan de reconocimiento de daños en la industria. El resultado de esta inspección muestra numerosas fallencias en el diseño, fabricación y montaje de las estructuras lo que provocó una gran cantidad de pérdidas de contenido. Se desarrolla un modelo de elementos finitos en el software ANSYS que permite predecir zonas de concentración de tensiones que provocan la falla de las estructuras estudiadas. Este modelo permite también desarrollar guías de análisis y diseño para disminuir la vulnerabilidad de estas estructuras frente a sismos futuros.

Palabras Clave: Aislación Sísmica, Terremoto del Maule (Chile, 2010), Daño estructural en estanques de vino, ANSYS.

ABSTRACT

The earthquake in Maule (February 27, 2010, Chile) affected a large area of the national territory with important damages in housings and industries. The influence of this earthquake included almost all the wine industry and the effects were especially severe in storage structures and specifically the thin wall of the stainless steel tanks used in the process of fermentation and storage. The seismic isolation system in the buildings demonstrated efficiency; however the utilization of this type of solution is not common in all kinds of structures. For this reason, this study's purpose is to develop solutions that allow to mitigate the seismic effects in these type of structures across the implementation of a seismic isolation system based on investigations from the year 2003 (Almazan et al.). With the support of the wine industry and the government, a plan is being developed to address the damages to the industry. The result of this investigation shows numerous failures in design, manufacturing and assembly of the structures that resulted in large losses. Therefore, there is a model of a finite number of elements in the software ANSYS that predicts the stress zone concentrations that lead to the failure of the studied structures. This model develops analysis and design guidelines that will lower the vulnerability of these structures in future earthquakes.

Keywords: Seismic Isolation, Maule Earthquake (Chile, 2010), Chilean Wine Industry, Wine Tanks Structural Damage, FEA, ANSYS.

1. INTRODUCCION.

La búsqueda de alternativas que mejoren el desempeño sísmico de estructuras y su contenido, ha llevado en las últimas décadas al uso del concepto de aislación sísmica como técnica para el diseño sismorresistente de estructuras. El excelente comportamiento de sistemas aislados en los terremotos de Northridge (1994), Kobe (1995) y nuestro caso más cercano, Maule (2010), avalan casi 40 años de investigación teórica y experimental. La probada eficiencia de esta tecnología ha logrado que la utilización de dispositivos de aislación esté en constante crecimiento en el mundo.

En nuestra condición de país altamente sísmico, es recomendable la utilización de sistemas que permitan perfeccionar el comportamiento de las estructuras frente a sollicitaciones sísmicas. Sin embargo la incorporación de esta tecnología ha sido lenta. A partir de la década de los 90 comienzan a desarrollarse los primeros proyectos con sistemas de aislación, lo que ha llevado a que en la actualidad existan una veintena de proyectos de edificios con este tipo de dispositivos. Edificaciones que por lo demás, presentaron un inmejorable comportamiento frente al sismo de Maule (2010).

El desarrollo y utilización de aislación sísmica para estructuras industriales, no ha tenido el mismo auge que en edificios. Es por esta razón que a partir del año 2004 y considerando la importancia de la industria vitivinícola nacional, se da inicio a un proyecto de investigación que busca el desarrollo de sistemas de protección sísmica para estanques de acero inoxidable de pared delgada (EAIPD) utilizados principalmente para fermentación y guarda de vino.

1.1. Antecedentes Generales

La utilización de estanques para el almacenamiento de gran variedad de líquidos como agua, vino, petróleo, agentes químicos y gas natural, entre otros, exige la necesidad de un comportamiento satisfactorio de este tipo de estructuras frente a solicitaciones sísmicas. Esto se debe a la importancia estratégica, económica o por la peligrosidad de los contenidos almacenados.

En general, es posible encontrar dos tipos de estanques para el contenido de líquidos: los estanques apoyados directamente al suelo y los estanques elevados con apoyos (Figura 1-1). Los primeros son ampliamente utilizados para contener grandes volúmenes, que pueden llegar a varios millones de litros, en cambio los segundos son utilizados para contener volúmenes menores, típicamente de 5.000 a 50.000 litros, y deben tener la capacidad de entregar ventajas en la operación del sistema, de acuerdo con la necesidad específica de cada industria.

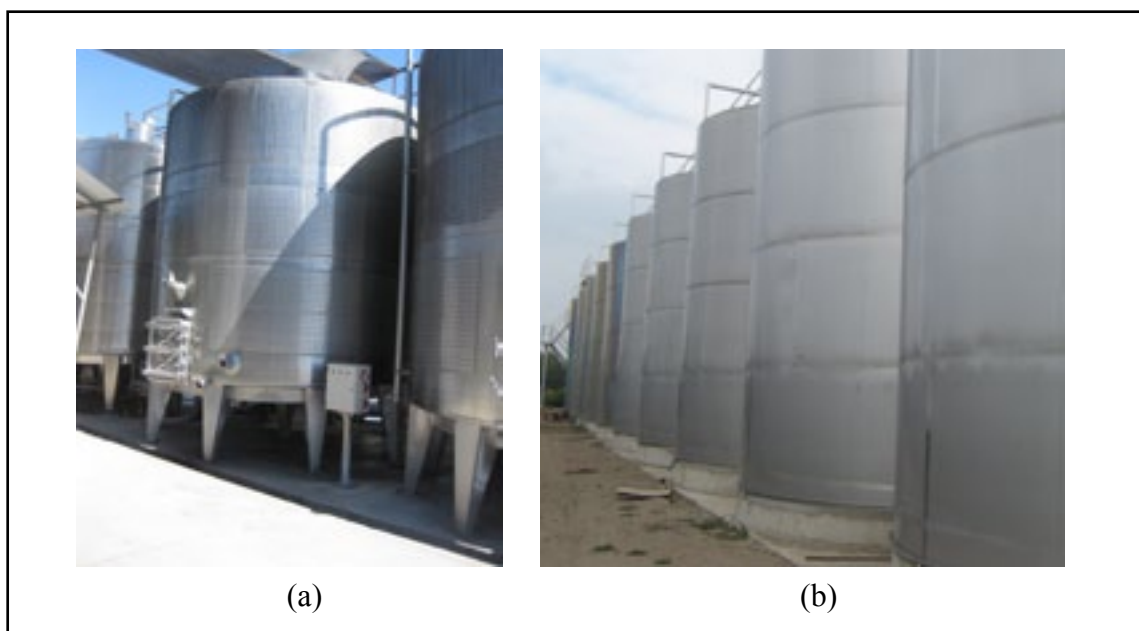


Figura 1-1: Estanques típicos de acero. a) Estanques elevados con apoyos, b) Estanques apoyados directamente al suelo

A partir del terremoto de Valdivia en 1960 (Chile, $M9.5$) se iniciaron amplias investigaciones con el fin de estudiar el desempeño de estanques frente a solicitaciones sísmicas. El comportamiento de este tipo de estructuras en los sucesivos terremotos de Alaska en 1964, San Juan en 1977 (Argentina, $M7.7$), Greenville en 1980 (USA, $M5.8$), Morgan Hill en 1984 (USA, $M6.2$), Loma Prieta en 1989 (USA, $M7.1$), San Simeon en 2003 (USA, $Mw6.5$), Ica en 2007 (Perú, $Mw7.9$) y últimamente Maule en 2010 (Chile, $Mw8.8$), han entregado valiosa información para identificar deficiencias en su diseño e implementación. Es importante mencionar que el desempeño de estas estructuras no ha sido del todo satisfactorio ante dichos eventos.

Las fallas de los estanques expuestos a sismos pueden presentar diversas formas dependiendo de su estructuración, nivel de llenado y sistemas de anclaje o soporte. Los problemas se presentan principalmente en las zonas bajas de los estanques como los

anclajes, patas o virolas que están en contacto con el fondo. Estas fallas son provocadas por pandeo local del manto, fallas en los apoyos debido al exceso de deformación o problemas en el dimensionamiento de los anclajes, entre otros.

1.2. Aislación y disipación en estanques.

El desarrollo de sistemas de aislamiento para estanques aún es limitado. Existen pocos antecedentes en la literatura y sólo es posible encontrar dispositivos pensados en proteger grandes estructuras, como por ejemplo, estanques para el almacenamiento de combustibles. En general, las ideas desarrolladas se basan en los dispositivos clásicos utilizados en edificios, dentro de los cuales, se destacan los aisladores elastoméricos y los péndulos friccionales que aíslan las estructuras lateralmente.

A su vez, el comportamiento de estanques difiere de las estructuras tradicionales principalmente en que la excitación sísmica induce grandes presiones hidrodinámicas en el líquido aumentando las solicitaciones en el manto y en la base. La forma común que se usa para analizar estos estanques es a través de la analogía masa-resorte propuesta por Housner en 1963 y complementada por Veletos en 1977. Este modelo considera una componente impulsiva, unida rígidamente a la estructura, y una componente convectiva, que representa el movimiento de la superficie libre (sloshing) y cuya masa asociada tiene una unión flexible a la estructura (Figura 1.2).

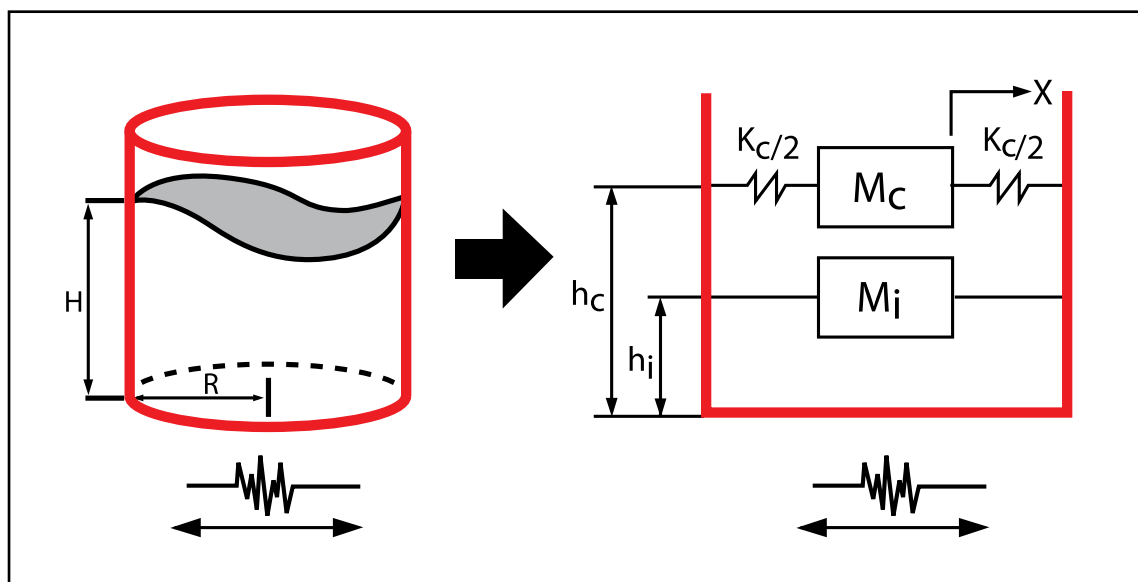


Figura 1-2: Esquema de analogía masas-resortes propuestas por Housner.

En cuanto a la protección sísmica de estanques hay dos conceptos de aislación basal aplicables. El primero corresponde a la aislación lateral (LAI), que consiste en entregar flexibilidad lateral al sistema y dejar verticalmente rígida la interfaz estructura fundación. Este concepto es el generalmente usado en edificios, puentes y grandes estanques. El segundo concepto corresponde a la aislación vertical rotacional (VRI), que consiste en un sistema vertical y rotacional flexible pero lateralmente rígido. Este tipo de concepto es muy utilizado en control de vibraciones de maquinarias.

Los sistemas de aislamiento principales para estanques disponibles hoy en día, han sido desarrollados bajo el concepto de aislación lateral (LAI) a través de aisladores convencionales de elastómeros o de péndulos friccionales.

En el desarrollo de éstos, destaca la contribución de Malhotra. Una de sus propuestas consiste en la utilización de aisladores elastoméricos (Malhotra, 1997) unidos a las paredes

del estanque que permiten el movimiento relativo entre el manto y el fondo (Figura 1-3a). Este sistema permite la instalación del estanque directamente sobre el suelo, lo que genera grandes ahorros en las fundaciones. Otra propuesta interesante consiste en un sistema de anclaje (Malhotra, 1998) que trabaja disipando energía a través de la fluencia en torsión (Figura 1-3b). Esto, permite aumentar el amortiguamiento del sistema reduciendo el movimiento del líquido.

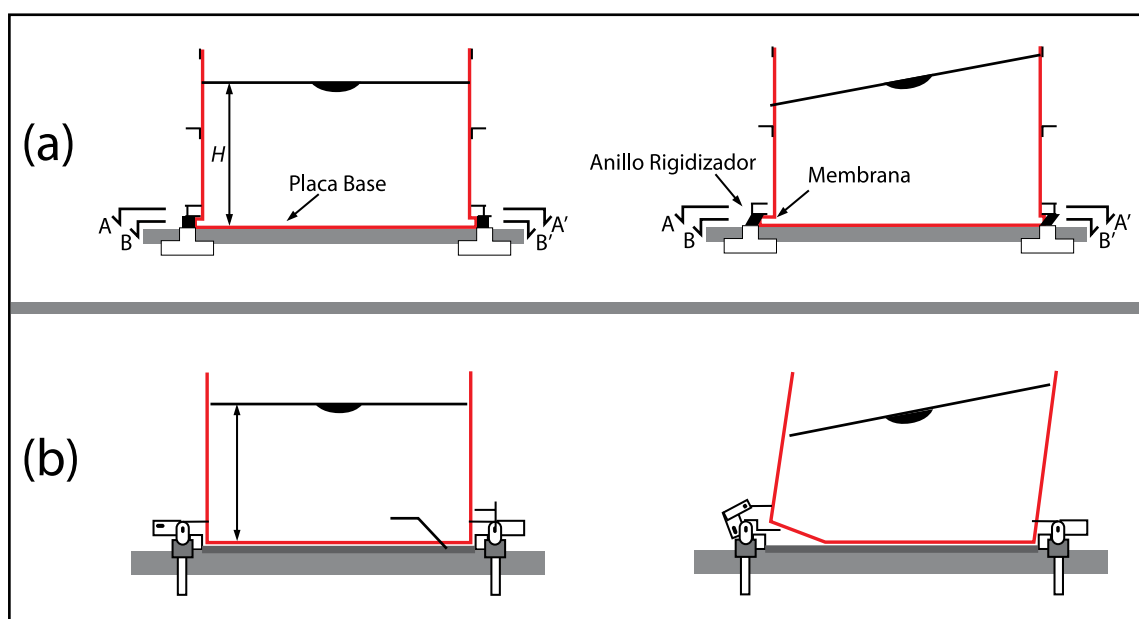


Figura 1-3: Dispositivos de aislación y disipación sísmica (Malhotra, 1997 y 1998).

Por otra parte, otros dispositivos simples y efectivos de aislamiento sísmico son los apoyos deslizantes (Shrimali, 2001). En la Figura 1-4 se muestra un esquema del funcionamiento de este sistema, que está controlado por fricción.

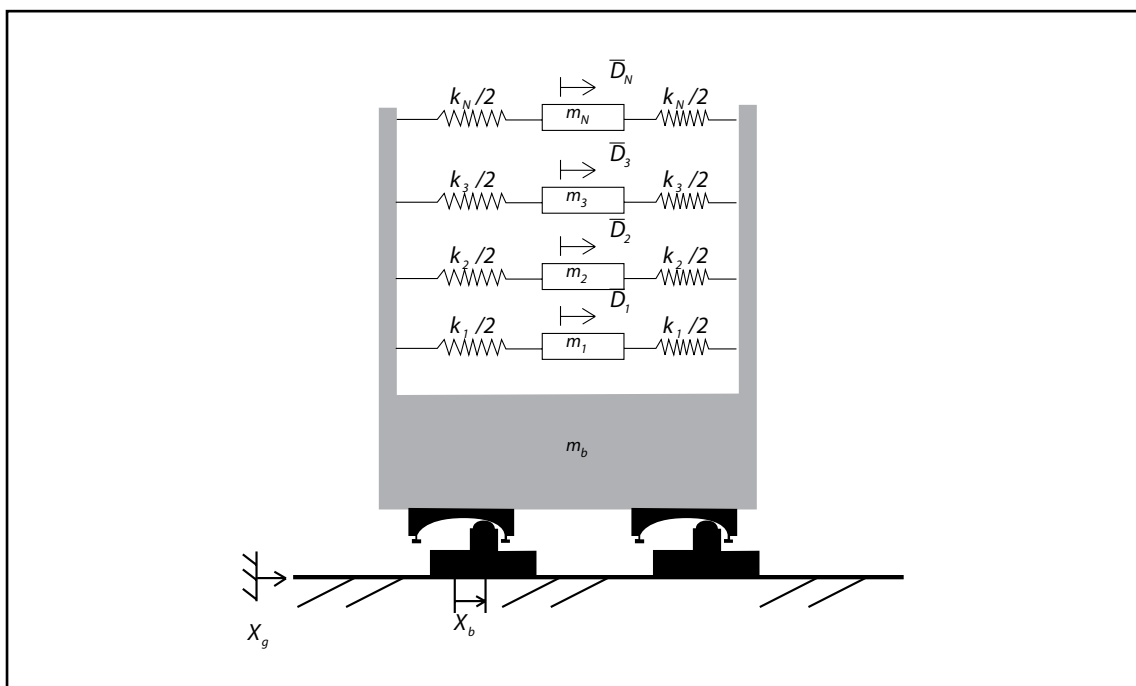


Figura 1-4: Esquema de aislamiento mediante péndulos friccionales (Shrimali, 2001).

1.3. Industria Vitivinícola.

La industria vitivinícola nacional ha tenido un importante crecimiento en las últimas décadas. La alta producción y buena calidad de los productos ha posicionado al vino Chileno como una marca apreciada en el mundo. Hoy es la décima de mayor producción a nivel mundial con un crecimiento sostenido a través del tiempo.

La situación geográfica del país determina un clima privilegiado para la agricultura y en especial para el cultivo de la vid. Entre las latitudes 30 y 36 es posible encontrar climas con una radiación solar elevada, una buena amplitud térmica y un verano seco. Lo cual sumado a la barrera natural de plagas y enfermedades, hacen que esta zona sea muy adecuada para la plantación de vides viníferas.

Geográficamente esta industria se ha instalado en toda la región central del país desde Coquimbo, en el norte, hasta Malleco en la zona sur. Las zonas productoras se establecen en valles ubicados al alero de cursos fluviales. Los principales valles productores son el del Elqui, Limarí, Choapa, Aconcagua, Casablanca, San Antonio, Maipo, Cachapoal, Colchagua, Curicó, Maule, Itata, Bio Bio y el valle del Malleco. En la Figura 1-5 se muestra la ubicación de estos valles y su extensión territorial.

Hoy existen en el país más de cien bodegas repartidas en este territorio siendo la zona central la que posee una industria más desarrollada. El proceso de fermentación y guarda es esencial en el resultado final, es por esto que los sistemas de almacenamiento son relevantes. Dentro de ellos, el acero inoxidable (47%) es la forma más utilizada, seguido por el cemento epoxicado (41%), la maduración en madera (7%), y barricas (3%) (Müller, 2005).

A partir de la década de los noventa comienza un aumento considerable de la demanda de exportaciones, lo cual trajo consigo el crecimiento de la cantidad de viñas y bodegas. También hubo un gran impulso en la inversión de la industria en nuevas y mejores tecnologías, donde la modernización de los sistemas de almacenamiento fue uno de los focos principales. Un ejemplo de esto es el cambio de los sistemas tradicionales de hormigón armado por estanques de acero inoxidable, los cuales poseen características sanitarias, de manipulación y estéticas muy ventajosas para el proceso de vinificación.

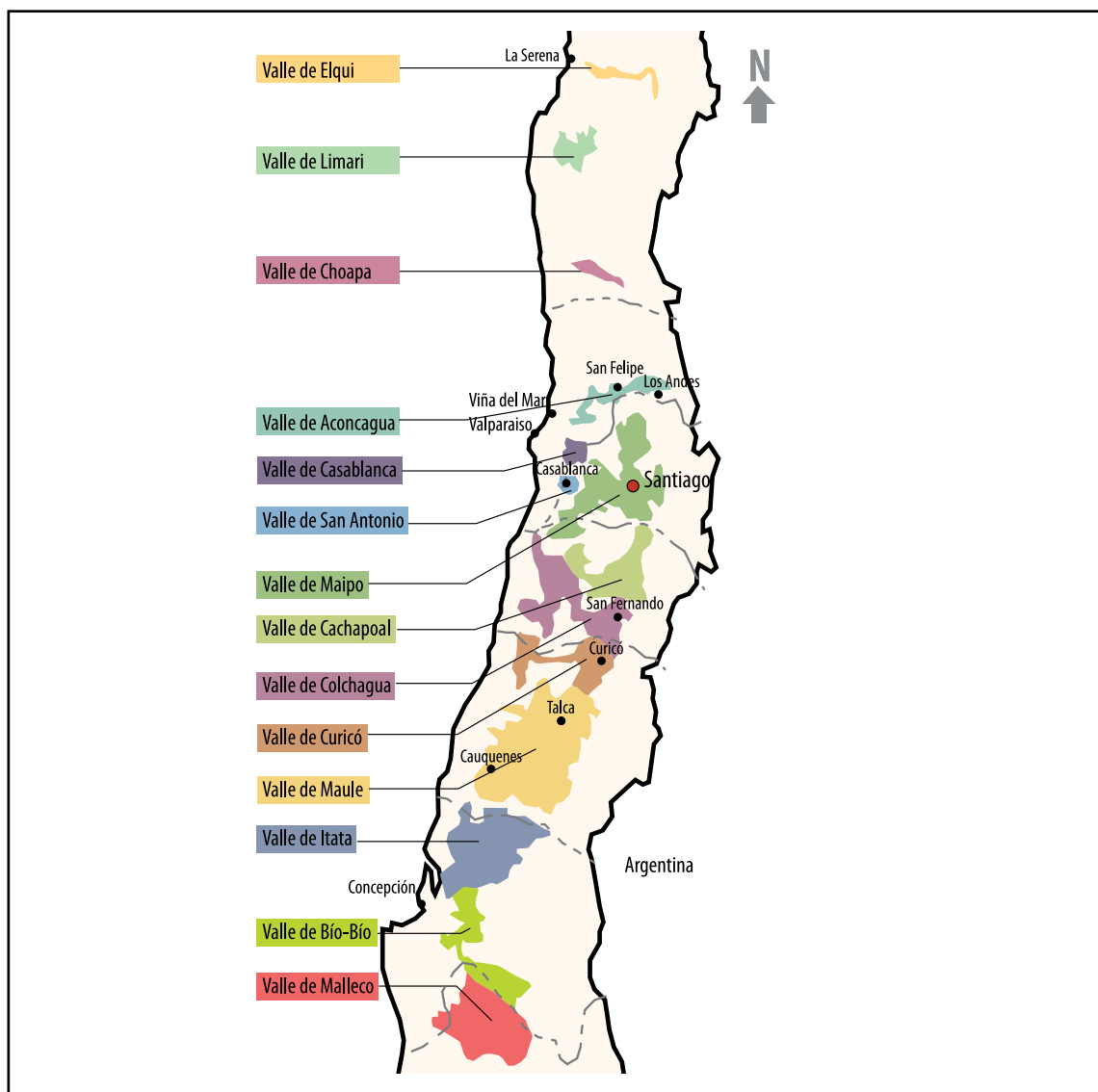


Figura 1-5: Valles vitivinícolas de Chile.

1.4. Objetivos del Estudio.

La hipótesis principal es que los sistemas de almacenamiento de vino de acero inoxidable presentan deficiencias en su diseño que las hace sumamente vulnerables a sismos severos. Este estudio es la culminación de las etapas de desarrollo, análisis y experimentación de un sistema de aislamiento sísmico para estanques. Considera todos los estudios elaborados desde el 2004 por este grupo de investigación y principalmente aplica los conceptos de aislación vertical rotacional (VRI) como la alternativa más eficiente para la atenuación de los efectos sísmicos sobre este tipo de estructuras. El objetivo final es definir un dispositivo comercial que permita entregar mayor seguridad a los estanques EAIPD, de fácil construcción y bajo costo.

Adicionalmente, y considerando el alto impacto provocado por el sismo del Maule (2010) sobre estas estructuras, se desarrolla un capítulo especial que muestra los efectos de este terremoto en sistemas de almacenamiento de vino. Para la obtención de esta información se visitaron las viñas afectadas y se realizó un levantamiento completo de daños en sus instalaciones. El objetivo fue verificar en terreno las consecuencias del sismo sobre las viñas y a partir de esta información desarrollar recomendaciones técnicas para mejorar el diseño de este tipo de instalaciones y estructuras.

Por último, se analiza a través de modelos matemáticos el efecto del sismo del 27 de febrero en estanques con patas. Para esto se modela un estanque real y se simula el comportamiento estructural con la finalidad de reproducir algunos de los problemas observados.

2. EL SISMO DEL MAULE 2010 Y SUS IMPLICANCIAS EN LA INDUSTRIA VITIVINICOLA

2.1. Antecedentes generales

En la madrugada del 27 de febrero de 2010, a las 3:34 hora local se produjo un terremoto $M_w=8,8$ en la zona central de Chile. La zona de ruptura, de casi 400 km de longitud, tuvo influencia en los centros poblados más importantes, entre los que destacan, Santiago, Viña del Mar, Talca y Concepción. La cantidad de personas afectadas fue prácticamente el 70% del total de los habitantes del país.

Producto de la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana, cada cierto tiempo se producen sismos de importancia prácticamente en toda la longitud de nuestro territorio. En este caso, el epicentro del sismo se ubicó 105 km al norte de la ciudad de Concepción justamente en un sector identificado como “gap sísmico”, producto de la falta de ocurrencia de movimientos de importancia en los últimos 150 años (Ruegg et al., 2010).

Junto con provocar grandes daños en la infraestructura, viviendas y afectar la vida de millones de chilenos, el terremoto perjudicó directamente a importantes sectores industriales ubicados en la zona de su influencia. En particular la industria vitivinícola, que fue afectada en su mayoría, mostró su vulnerabilidad frente a este tipo de fenómenos naturales.

Las estructuras de almacenamiento de vino fueron una de las que presentaron mayores problemas. Esto se debe principalmente a diseños donde se prioriza la economía de materiales por sobre la seguridad sísmica. La gran cantidad de fallas son directamente atribuibles a bajos espesores y problemas en la fabricación y/o montaje.

Existen antecedentes documentados de efectos sísmicos en zonas vitivinícolas. Algunos ejemplos son el terremoto de 1977 en San Juan (Argentina, M7.4) con pérdidas estimadas en entre 10 millones y 20 millones de litros de vino (Manos, 1991) y donde los estanques presentaron principalmente problemas de pandeo y fractura de placas, lo que provocó pérdidas de contenido. Además, se encuentran los sismos de Greenville en 1980 (USA, M5.8), Morgan Hill en 1984 (USA, M6.2), Loma Prieta en 1989 (USA, M7.1) y San Simeon en 2003 (USA, Mw6.5) todos en California.

Recientemente se tiene evidencia del terremoto ocurrido en Ica en 2007 (Perú, Mw7.9) el cual causó daños significativos en la industria vitivinícola y pisquera. En la Figura 2-1 se muestra el daño provocado en la zona de anclaje en un estanque apoyado (Fuente: TPI Chile).



Figura 2-1: Daños en estanques para el terremoto de Pisco (2007)

2.2. Análisis de daños por zonas geográficas.

En la Figura 2-2 se muestra un mapa con la ubicación de los valles vitivinícolas afectados, donde se detalla la zona de ruptura y la zona de influencia del sismo. En la imagen es posible apreciar que los efectos del terremoto del 27 de febrero afectaron prácticamente a todos los valles a excepción del Valle de Elqui/Limarí. Las bodegas con mayores problemas fueron las más cercanas a la zona de ruptura, las cuales tuvieron grandes pérdidas en producción e infraestructura.

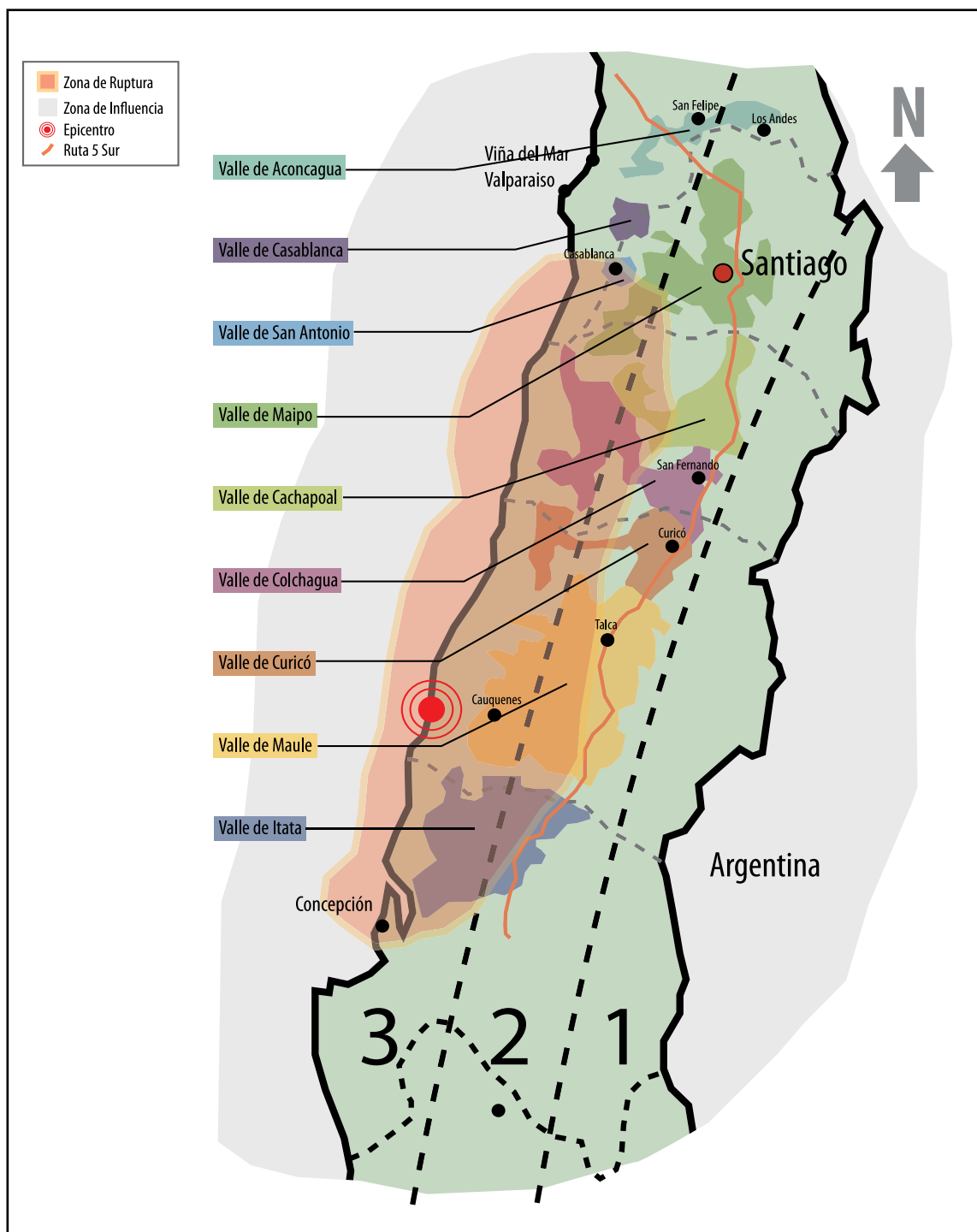


Figura 2-2: Mapa de valles vitivinícolas y zonas afectadas por el sismo

Con el propósito de conocer los efectos del terremoto en la industria vitivinícola, se establecieron nexos con la Asociación de Vinos de Chile a través de su consorcio tecnológico Vinnova. Gracias a esta iniciativa se desarrolla un proyecto de reconocimiento de dichos efectos, que agrupa a las Universidades de Chile, Universidad de Los Andes y la Universidad Católica. Esto, con la finalidad de entregar una evaluación y recomendaciones a la industria, a partir de la información obtenida.

Nuestro grupo de investigación tuvo la tarea de recolectar datos en los Valles de Curicó y Maule principalmente, donde se visitaron un total de 19 bodegas de diferentes viñas, para levantar daños en los sistemas de almacenamiento de vino. Dentro de estas, se encuentran los estanques de acero y hormigón, sistemas de apilamiento de barricas y sistemas de almacenamiento de botellas. Toda la información se obtuvo a partir de una inspección visual de daños, de la toma de mediciones de las dimensiones principales de las estructuras y de la entrega de datos por parte de las viñas. Geográficamente, las bodegas visitadas se muestran en la Figura 2-3. Por motivos de confidencialidad no es posible individualizarlas.

La variabilidad de los sistemas de almacenamiento, producto de una baja estandarización de este tipo de soluciones, hizo que el comportamiento de los diversos tipos de estructuras fuese diferente en cada bodega, dependiendo también de la ubicación geográfica. Cada fabricante tiene diferentes tipos de respaldo técnico, con empresas consolidadas en la fabricación este tipo de estructuras con procedimientos definidos y departamentos de control que verifican la calidad de equipo final. Por otro lado, existen fabricantes esporádicos, con poco respaldo de ingeniería, que presentan soluciones de carácter artesanal.

Con la información obtenida en las visitas se estableció un criterio para determinar el nivel de daño general observado. Este se realizó a través de cuatro categorías: daños importantes, daño moderado, daño leve y sin daño. Este criterio se define en base a pérdidas de vino y nivel de daño de los sistemas de almacenamiento, sin considerar en esta evaluación los daños en la infraestructura de las bodegas.

En la Tabla 2-1 se presenta la información resumida de cada una de las bodegas visitadas, considerando los problemas más importantes observados. Se presenta también el nivel de daño, en colores rojo, naranja, amarillo y verde. En la Figura 2-3 se muestra esta información geográficamente.

Tabla 2-1 Resumen del estado de bodegas visitadas

Viña	Capacidad Total (Litros)	Almacenamiento Total (Litros)	%	Pérdidas (Lts) Total		Observaciones	Evaluación General
				(Litros)	%		
Viña 1	2,762,850	1,467,750	53	100	0	Bodega con muy pocas pérdidas, principalmente por rebalses. Desplazamiento en estanques con patas.	Sin Daño
Viña 2	13,000,000	7,150,000	55	330,330	5	Problemas de desplazamiento de estanque no anclados con caídas en canaletas. Caídas de sistemas de apilamiento de barricas. Daños moderados en infraestructura.	Poco Daño
Viña 3	-	12,000,000	-	2,300,000	19	Pérdidas importantes en estanques apoyados. Daños en patrimonio histórico	Daño Moderado
Viña 4	-	-	-	-	-	Daños de importancia en estanques apoyados en el suelo. Pérdidas en sistema de almacenamiento de barricas.	Daño Moderado
Viña 5	13,500,000	5,000,000	37	2,300,000	46	Colapsos en estanques con patas. Pérdidas de importancia en sistemas de almacenamiento de botellas.	Daño Importante
Viña 6	-	-	-	-	-	Daños en estanques con patas. Sistema de almacenamiento de barricas con mal comportamiento. Pérdidas considerables en racks metálicos para botellas.	Daño Moderado
Viña 7	9,000,000	3,600,000	40	1,000,000	28	Daños y pérdidas en estanques apoyados al suelo. Problemas en faldones de estanques apoyados en bancadas. Pandeo en estanques con patas.	Daño Importante
Viña 8	3,148,400	280,650	9	-	-	Volcamiento de barricas. Caída de estanques con patas en canaletas.	Poco Daño
Viña 9	850,000	450,000	53	4,700	1	Fallas en estanques anclados al suelo, atribuible a fallas en el sistema de anclaje. Caída de un estanque con patas.	Poco Daño
Viña 10	-	-	-	-	-	Pérdidas en estanques apoyados en el suelo. Buen Comportamiento de estanques con apoyos.	Poco Daño
Viña 11	70,078,000	25,000,000	36	450,000	2	Problemas en estanques anclados al suelo producto de falla en el anclaje.	Poco Daño
Viña 12	-	-	-	-	-	Daño severo en infraestructura. Como consecuencia hubo daño en estructuras de almacenamiento	Daño Moderado
Viña 13	12,500,000	4,375,000	35	500,000	11	Pérdidas en estanque apoyados al suelo. Fallas en estanques con apoyos de bajo volumen. Pérdidas en barricas.	Daño Moderado
Viña 14	17,000,000	6,800,000	40	2,500,000	37	Fallas importantes en estanques apoyados al suelo. Colapso de estanques con patas.	Daño Importante
Viña 15	5,550,000	1,600,000	29	850,000	53	Daños es estanques apoyados al suelo. Grandes pérdidas de vino.	Daño Importante
Viña 16	-	-	-	-	-	Daño de importancia en infraestructura. Pérdida en estanques anclados al suelo.	Daño Moderado
Viña 17	4,000,000	1,000,000	25	200,000	20	Pérdidas importantes en barricas. Fallas en estanques con apoyos. Daño severo en infraestructura.	Daño Importante
Viña 18	2,250,000	787,500	35	431,850	55	Graves daños en estanques con apoyos. Gran cantidad de pérdidas. Daño en infraestructura.	Daño Importante
Viña 19	24,000,000	2,400,000	10	300,000	13	Daño en estanques de hormigón debido a su antigüedad. Problemas en algunos estanques con apoyos.	Daño Moderado

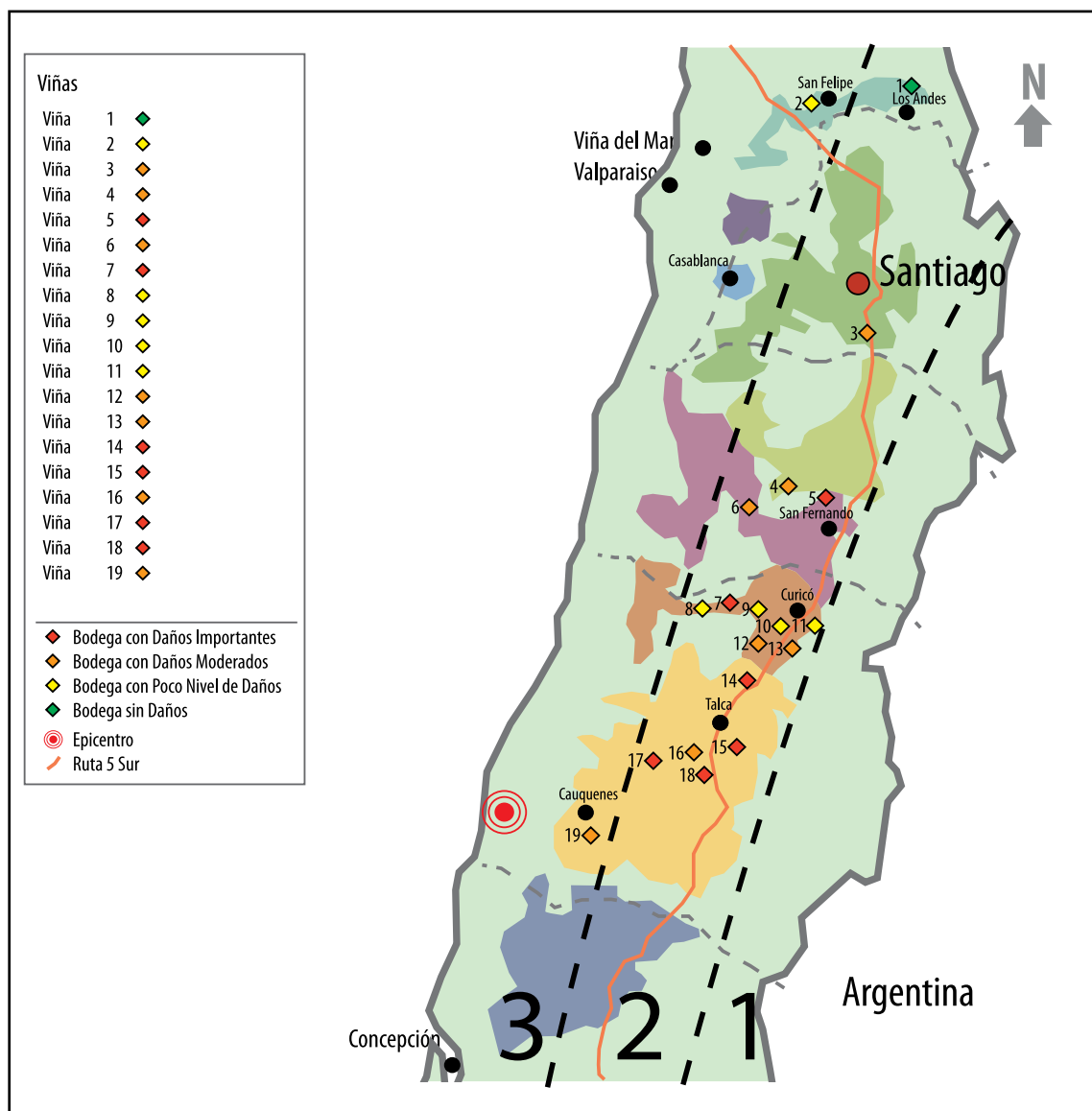


Figura 2-3: Mapa de Bodegas visitadas y evaluación de su estado general.

Los daños en la infraestructura e instalaciones de las viñas fueron cuantiosos. Según datos de la Asociación de Viñas de Chile, las pérdidas de contenido fueron de aproximadamente de 125 millones de litros de vino, lo cual representa un 12.5% de total de la producción de 2009. Se estima que sólo un 50% de la capacidad total de almacenamiento

era usada al momento del sismo, esto principalmente porque la fecha era muy cercana a la vendimia y por lo tanto las bodegas estaban a la espera de la nueva cosecha. Esto indica que por lo menos un 25% del total de equipos de almacenamiento en uso tuvo pérdidas parciales o totales de contenido.

Lo anterior se refleja claramente en la información resumida en la Tabla 2-1. De las 19 bodegas visitadas, aproximadamente un 35% de la capacidad total de almacenamiento estaba en uso, y de esto hubo un 22% de pérdida de contenido. Estos índices, sin embargo, no reflejan el total de estructuras con fallas. En muchos casos el sistema estructural presentó problemas, aunque no hubo pérdidas de contenido. Por lo anterior, es posible afirmar que un gran porcentaje de estanques con líquido tuvieron daños de alguna consideración, lo cual indica un comportamiento general de los sistemas de almacenamiento muy deficiente.

En la Figura anterior se muestra que la mayoría de las bodegas inspeccionadas se encuentran en zona sísmica tipo 2. También se observa que las bodegas con mayor daño se ubican en el valle del Maule, que es la zona más cercana al epicentro. Otro aspecto importante es que todas las bodegas tuvieron algún tipo de daño. Sólo en el valle de Aconcagua, zona distante de la ruptura, se encontró una bodega sin deterioros de consideración.

De acuerdo con la información entregada por la Red Nacional de Acelerógrafos del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile (RENADIC), se presentan registros de aceleración en toda la zona afectada por el sismo del Maule. En la Tabla 2-2 se entregan los valores máximos de aceleración en las tres direcciones de la red, situada en la zona de mayor intensidad. En tanto, en la Figura 2-4 se muestra la ubicación geográfica de estas estaciones.

Tabla 2-2: Valores Máximos de Aceleración (RENADIC)

Estación	PGA NS (g)	PGA EW (g)	PGA V (g)
Viña del Mar, Marga Marga (V Región)	0,351	0,338	0,261
Viña del Mar, Centro (V Región)	0,219	0,334	0,186
Valparaíso, UTFSM (V Región)	0,224	0,266	0,146
Valparaíso, Almendral (V Región)	0,137	0,304	0,08
Llolleo (V Región)	0,319	0,564	0,702
Santiago, Centro (RM)	0,218	0,319	0,182
Santiago, Maipú (RM)	0,561	0,478	0,24
Santiago, Peñalolen (RM)	0,295	0,293	0,28
Santiago, Puente Alto (RM)	0,265	0,263	0,13
Santiago, La Florida (RM)	0,236	0,165	0,13
Matanzas (VI Región)	0,342	0,308	0,234
Hualañe (VII Región)	0,389	0,461	0,39
Curicó (VII Región)	0,47	0,409	0,198
Talca (VII Región)	0,477	0,424	0,244
Constitución (VII Región)	0,552	0,64	0,352
Concepción (VIII Región)	0,402	0,284	0,398
*Fuente Renadic			

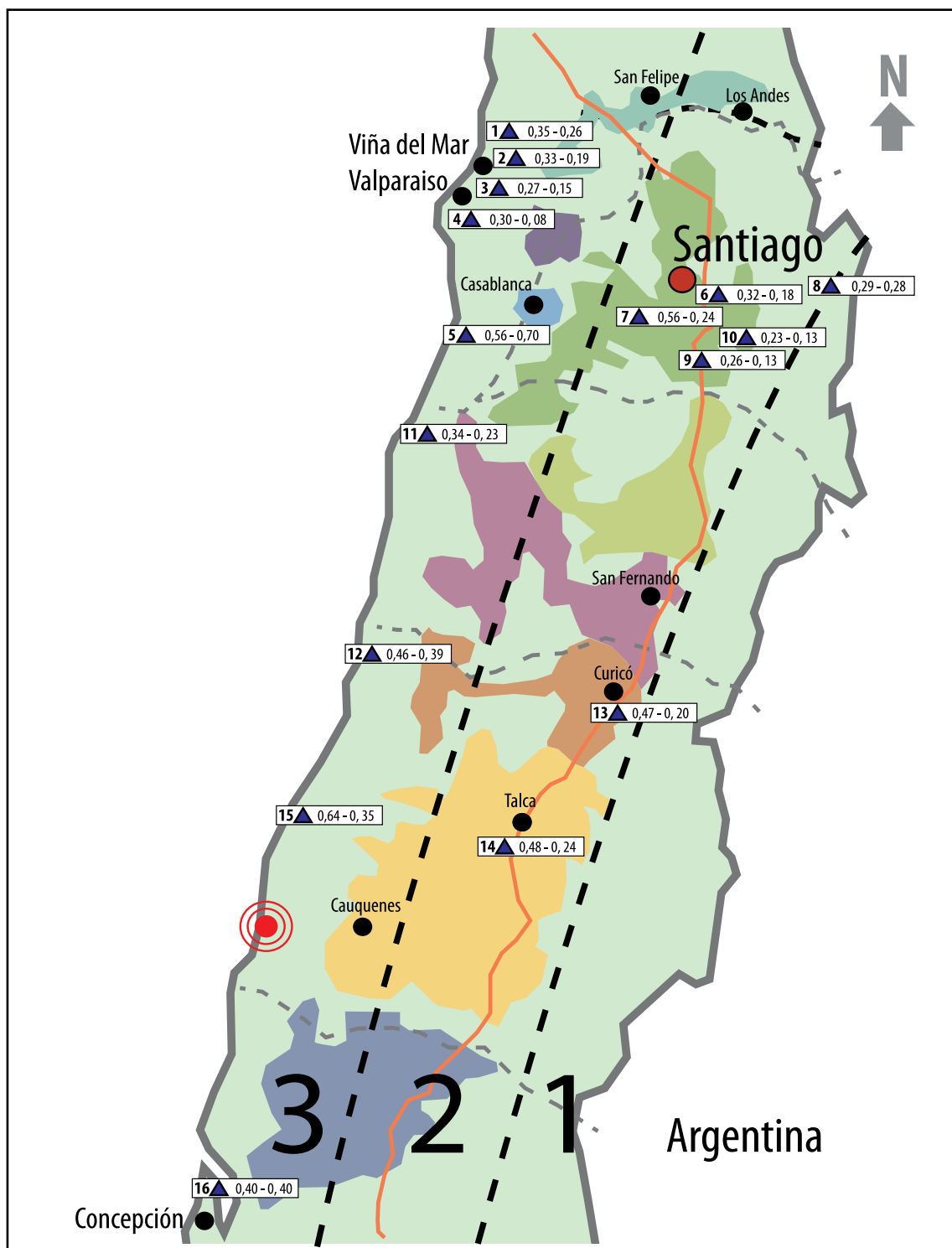


Figura 2-4: Mapa de la Red nacional de acelerógrafos.

La Figura 2-4 muestra un mapa donde se observa que la mayor densidad de estaciones se ubica en la zona costera cercana a Valparaíso y en la Región Metropolitana. En tanto, en Curicó y Maule, donde se realizó la mayor parte de las visitas, existen cuatro estaciones informadas por Renadic donde se registra el sismo: Curicó, con un peak de aceleraciones horizontales de 0.47 g, Hualañé con 0.39 g, Talca con 0.48 g y Constitución con 0.55 g.

Si bien no existe un índice de correlación directa entre el nivel de daño y las aceleraciones registradas, es posible inferir algunos comentarios a partir de la comparación de las Figuras 2-3 y 2-4. Primero, en los valles de Curicó y Maule los *peaks* de aceleración registradas fueron del orden de 0.48 g, dentro de los más altos registrados. Este sector fue una de las áreas con mayor daño, con grandes pérdidas en infraestructura, viviendas e instalaciones industriales. Y segundo, las bodegas con mayor nivel de daño se encontraron en el valle del Maule. Todas éstas presentaron niveles de daño entre moderado e importante. En tanto, en el valle de Curicó también hubo problemas de consideración, sin embargo se observaron bodegas con comportamientos aceptables.

En los capítulos siguientes se realizará un análisis para estimar el nivel de daño producido y correlacionarlos con la información obtenida del sismo.

2.3. Daños observados en estanques apoyados en el suelo.

Para almacenamiento de grandes volúmenes de líquidos el uso de estanques apoyados directamente al suelo es la opción más utilizada. Este tipo de estructuración es empleada para contener petróleo, líquidos peligrosos, gas natural licuado entre otras aplicaciones industriales. Considerando el uso en la industria vitivinícola, este tipo de estanque es se usa para la guarda de vino a granel en grandes volúmenes y fermentación de vinos varietales. Dentro de estos, existe una gran diversidad de tipos y tamaños los cuales pueden ir desde los 50 mil litros hasta los 2 millones de litros. Este tipo de estanques posee la desventaja de que no es posible reubicarlos una vez montados.

En general, existen dos tipos de estanques apoyados en el suelo: los que están directamente apoyados sobre losas de hormigón y son anclados a través de sistemas de pernos verticales a la losa. El otro tipo corresponde a estanques montados sobre bancadas especialmente habilitadas los cuales pueden estar sujetos mediante sistemas de anclaje perimetrales como pernos o ganchos de sujeción. En la Figura 2-5 se muestran ambos sistemas de apoyo.

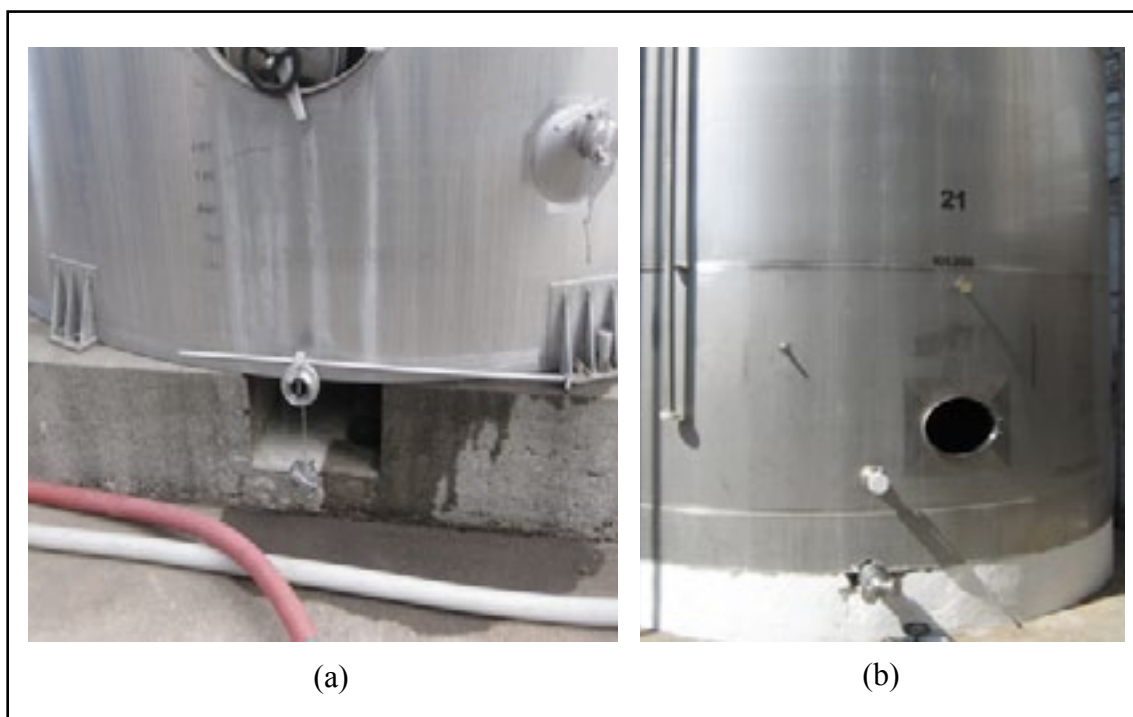


Figura 2-5: Estanques apoyados en el suelo. a) Estanque anclado al suelo, b) Estanque montado sobre bancada

Los estanques apoyados están formados por cuatro partes principales que componen su estructura. Estas partes son: el techo, el manto, el fondo y el sistema de sujeción, los que serán descritos y analizados más adelante. Además, existen algunas partes secundarias como portalones (sistema de puertas para manipulación y limpieza del estanque), llaves de paso para verificar la calidad del vino y las chaquetas de enfriamiento utilizadas para controlar la temperatura en el proceso de fermentación. Todas estas tuvieron importante influencia en las pérdidas producidas en los estanques. Esto debido a que gran parte de las filtraciones de los contenidos fueron producto de deformaciones en portalones o roturas de llaves de paso.

Las zonas más susceptibles a los efectos sísmicos son las partes bajas de los estanques, tales como el sistema de anclaje, fondo y la primera virola del manto, ya que justamente en esas zonas se produce la mayor sollicitación en la estructura. En nuestro reconocimiento prácticamente el 90% de los estanques con daño presentaron problemas en alguna de estas.

A continuación, se describen las diferentes características de los sistemas encontrados y las fallas observadas.

a) Techo

Los estanques utilizados para el almacenamiento de vino son de tamaño medio o pequeño, es decir no contienen grandes cantidades de líquido y sus volúmenes máximos llegan a los 2 millones de litros. De acuerdo a estas características, el tipo de techo comúnmente utilizado es el auto-soportante. Este se construye como una prolongación del manto y tiene forma cónica, con un portalón superior para la inspección del contenido y el ingreso de reducidas cantidades de oxígeno. No posee refuerzos interiores y sólo está conformado por una plancha de acero inoxidable, la cual en general posee un espesor levemente mayor que la última virola del manto.

En la inspección del estado de bodegas casi no se encontraron daños en la estructura de techo. Sin embargo, producto del vaciamiento rápido del estanque se produjeron presiones negativas, lo cual provocó grandes deformaciones y a veces el colapso total de la estructura.

En la Figura 2-6a se muestra el efecto de succión (presiones negativas) de forma incipiente. En la Figura 2-6b se puede observar la combinación de las presiones negativas y el punzonamiento que produce la estructura de pasarela superior. Esto provocó grandes

deformaciones en la placa. También se encontraron estanques con daños en el techo producto de la caída de elementos de la infraestructura, pasarelas u otros objetos instalados sobre los estanques.

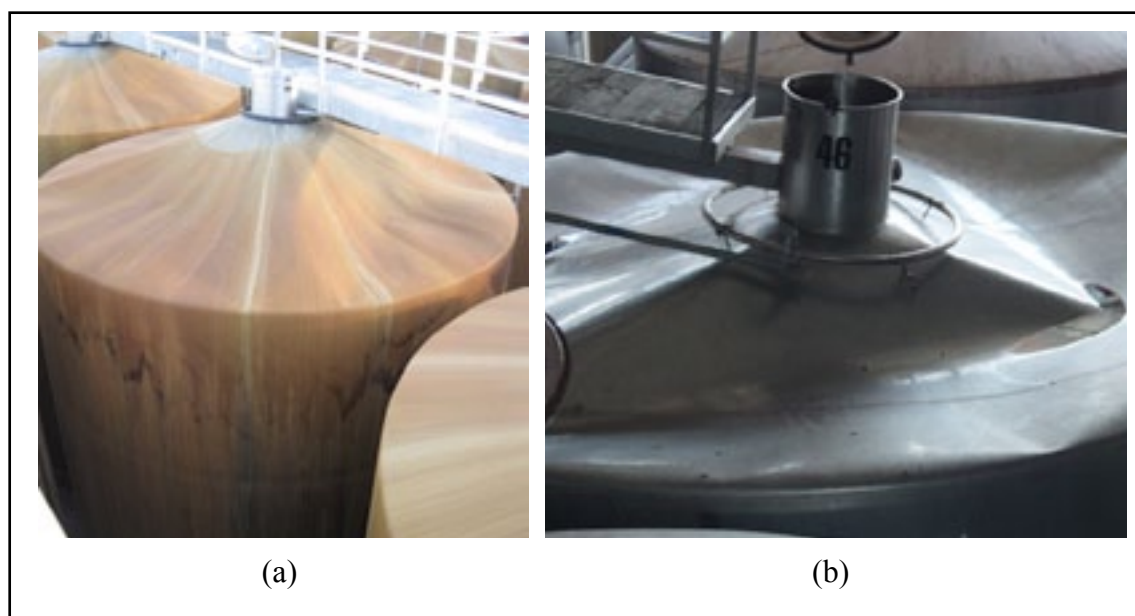


Figura 2-6: Daños en estructuras de techo. a) Daño incipiente por succión, b) Daño grave por succión y punzonamiento

b) Manto

El manto es la zona que concentra mayor superficie en la estructura. Está conformado por virolas, que son paños completos de acero inoxidable de forma cilíndrica, unidos por cordones continuos de soldadura. La altura de éstas es de 1.5 m, sin embargo es posible encontrarlas de hasta 2 m. Dependiendo del volumen total del estanque puede variar el diámetro y su altura. Para estanques apoyados en el suelo, en general, se utiliza una cantidad mayor o igual a 3 virolas.

En el manto también se encuentran instalados gran parte de los elementos secundarios del estanque, como portalones, llaves de paso y las chaquetas de enfriamiento, las cuales trabajan como singularidades aportando rigidez en sectores específicos. Algunas de estas zonas fueron determinantes en la falla y pérdida de los contenidos.

Los principales problemas encontrados en el manto fueron producto de la falla del sistema de anclaje, que generó grandes esfuerzos en la primera virola provocando deformación plástica. En la Figura 2-7a se muestra las deformaciones de la primera virola, visto desde el interior del estanque.

En el reconocimiento de daños fue posible apreciar que en la mayoría de los estanques los espesores de manto de la primera virola alcanzaban un máximo de 3 mm, aunque fue posible encontrar espesores de 2 mm y 2.5 mm. De acuerdo con la normativa API 650, utilizada ampliamente para el diseño de este tipo de estructuras en Chile, se establece un espesor de manto mínimo de 5 mm. Por lo tanto es posible afirmar que la mayoría de los estanques no cumple con este requerimiento.

En estanques simplemente apoyados en losas de hormigón, los principales daños encontrados corresponden a pandeo por compresión axial en el contorno de la zona baja de la primera virola del manto, esto produce el pandeo tipo “pata de elefante” y la deformación del fondo. En las Figuras 2-7b y 2-7c, se ejemplifica con las fallas producidas en una bodega en Curicó. En este caso los estanques se encontraban con la mitad de volumen total con líquido, lo que ciertamente impidió el colapso de la estructura.

Los daños en virolas intermedias sólo ocurrieron producto del impacto con el equipamiento de las bodegas o caída de elementos. En la Figura 2-7d se muestra un ejemplo de este caso en una bodega en Curicó.



Figura 2-7: Daños en Manto. a) Daño en manto por falla del sistema de anclaje, b) Pandeo pata de elefante, c) Detalle de pata de elefante, d) Daño en virolas intermedias producto de impacto.

c) Fondo

La estructura de fondo consiste de una placa de acero con el mismo diámetro del estanque y en contacto con la superficie de apoyo (losa de hormigón o bancada). El fondo tiene en la mayoría de los casos una curvatura en los extremos que permite una transición para la unión con el manto. Ésta, llamada comúnmente “rebordeo”, cumple funciones sanitarias para evitar la generación de bacterias o agentes patógenos que alteren la calidad del vino.

El diseño del fondo es similar y sólo cambia por la pendiente, la cual depende de la forma de la superficie de contacto.



Figura 2-8: Curvatura de Rebordeo

En general, no se encontraron evidencias de problemas atribuibles sólo a la estructuración del fondo. Los daños encontrados son fallas conjuntas, donde otros sistemas, como los de anclaje, provocaron daños de importancia en el fondo. En la Figura 2-9a es posible ver que producto de la falla de los anclajes se provoca el deslizamiento del estanque con el consiguiente desprendimiento del fondo.

Además, se observaron problemas en los cordones de soldadura con el manto. En la Figura 2-9b se muestra el desprendimiento del fondo por fractura del cordón de soldadura, agravado por problemas de corrosión en el estanque.



(a)



(b)

Figura 2-9: Daños en el Fondo. a) Falla del fondo por desplazamiento del manto, b) Desprendimiento del fondo por falla de soldadura y corrosión.

d) Sistemas de Anclaje

Los sistemas de anclaje o sujeción dependen del tamaño de la estructura, el sistema de apoyo y el diseño del fabricante del estanque. En general, las principales fallas producidas por el sismo ocurrieron en estas partes producto de diseños y/o montajes deficientes.

En cuanto a los tipos de sistemas de sujeción se encontraron: los de tope, las sillas de anclaje, los de Sujeción a través de Ganchos y las bancadas de Apoyo Continuo. Todos éstos se detallan a continuación.

i) Sistemas de Tope

Este tipo de sujeción consiste en topes independientes anclados perimetralmente al suelo mediante pernos. Este sistema trabaja adosado con el manto del estanque y cumple la función de sujetar lateralmente el sistema estructural. Puede tener cordones de soldadura que los une parcialmente con la primera virola. El sistema está compuesto por una placa vertical de tope con el manto, una placa horizontal en contacto con la losa de hormigón, dos atiesadores que unen ambas placas y uno o dos pernos que anclan el sistema a la losa de fundación. En la Figura 2-10 se muestran imágenes de este sistema.



Figura 2-10: Sistema de Tope

Los principales problemas se encontraron en la unión del fondo con la primera virola, por la falla de la soldadura de unión, provocando la pérdida del contenido (Figura 2-11a). Otro problema encontrado fue el pandeo de la zona baja de la primera virola, esto se atribuye a un espesor insuficiente. Para estos casos es posible observar la formación de pliegues debido a la libertad de desplazamiento en el sentido vertical. Debido al movimiento de *rocking* del estanque se produce la concentración de tensiones y el consiguiente pandeo en la zona baja del manto (Figura 2-11b y 2-11c). Otro daño habitual fue la falla del tope producto del desplazamiento del estanque. Este problema se presenta cuando el espesor de las placas del tope es menor que 2.5 mm aproximadamente (Figura 2-11d).

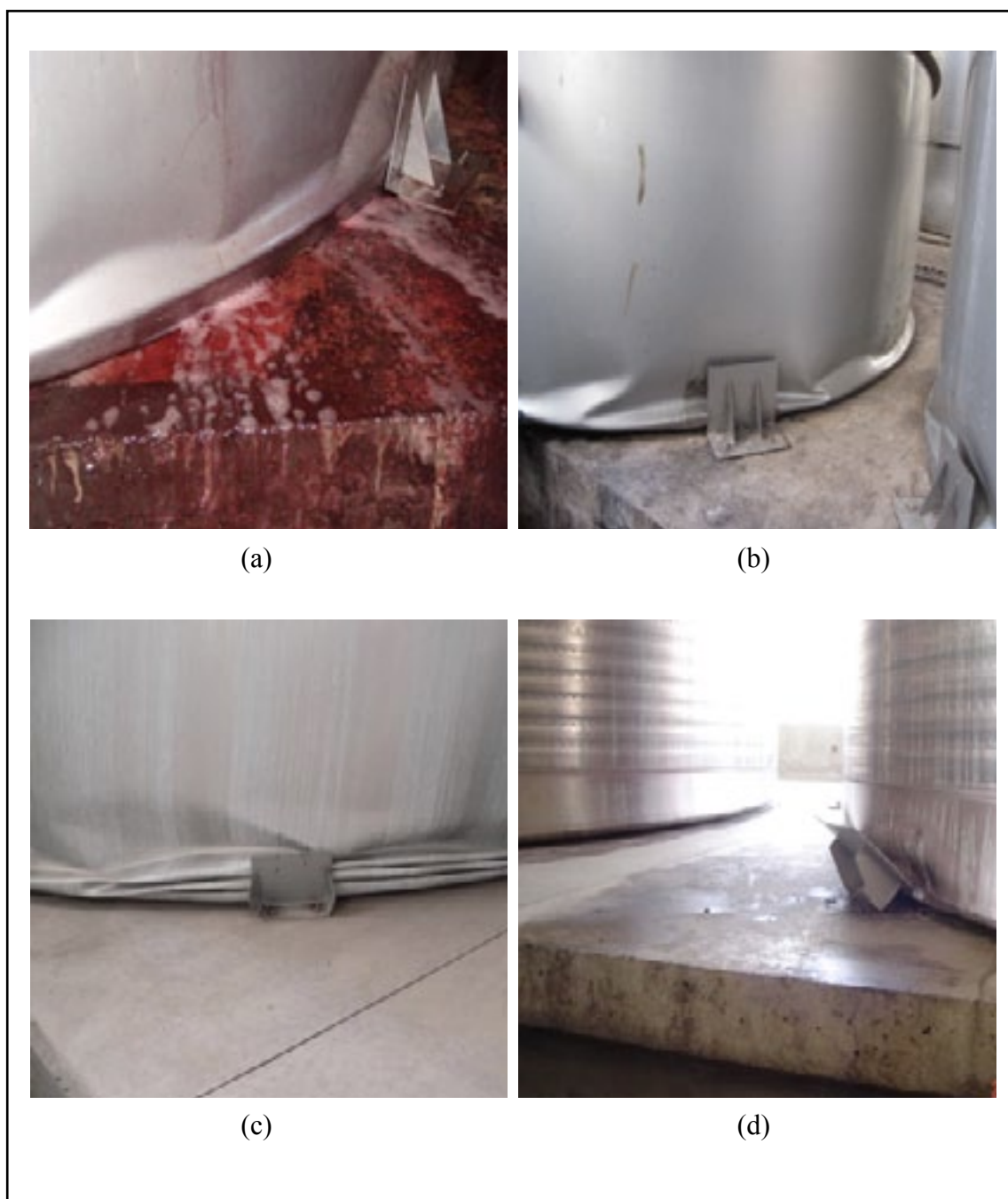


Figura 2-11: Fallas en Sistema de Tope. a) Pérdida de contenido por falla en la soldadura, b) Pandeo del manto, c) Pliegues en el manto, d) Falla del tope

ii) Sillas de Anclaje

Este sistema de anclaje forma parte de la estructura y trabaja en conjunto con el manto y el fondo del estanque. Las sillas son instaladas de forma perimetral al estanque y su cantidad depende su tamaño. A diferencia del sistema de tope la silla de anclaje está totalmente soldada a la primera virola del manto. En general el sistema consiste en una placa vertical totalmente soldada al manto, una placa base horizontal en contacto con la losa de hormigón, atiesadores que unen ambas placas y pernos de anclaje montados en la losa. En la Figura 2-12 se muestra un tipo de silla de anclaje.



Figura 2-12: Silla de Anclaje

Los problemas encontrados en este sistema, corresponden en la mayoría de los casos, a una falla conjunta de las diferentes partes lo componen. En una primera instancia, producto de una longitud de anclaje deficiente (Figura 2-13a), mala calidad del hormigón de la losa (Figura 2-13b) o problemas en el epóxico, se produce el desprendimiento del perno y el estanque comienza a comportarse como simplemente apoyado. Este efecto puede verse aumentado por la cercanía de los pernos de anclaje a los bordes de la losa (Figura 2-13c y Figura 2-13d), donde por falta de refuerzos se produce el desprendimiento del recubrimiento.

Una vez producida la falla del perno el comportamiento del estanque es libre y comienza a “zapatear” provocando concentración de esfuerzos en la última virola del manto y por consecuencia el pandeo en torno a las zonas de mayor rigidez, que corresponden al sector de las sillas de anclaje.

En las Figuras 2-13 es posible apreciar las “Fallas en punta de diamante”. Adicionalmente es posible observar daños en la unión del manto con el fondo, donde las soldaduras se fracturaron provocando pérdidas considerables del contenido.

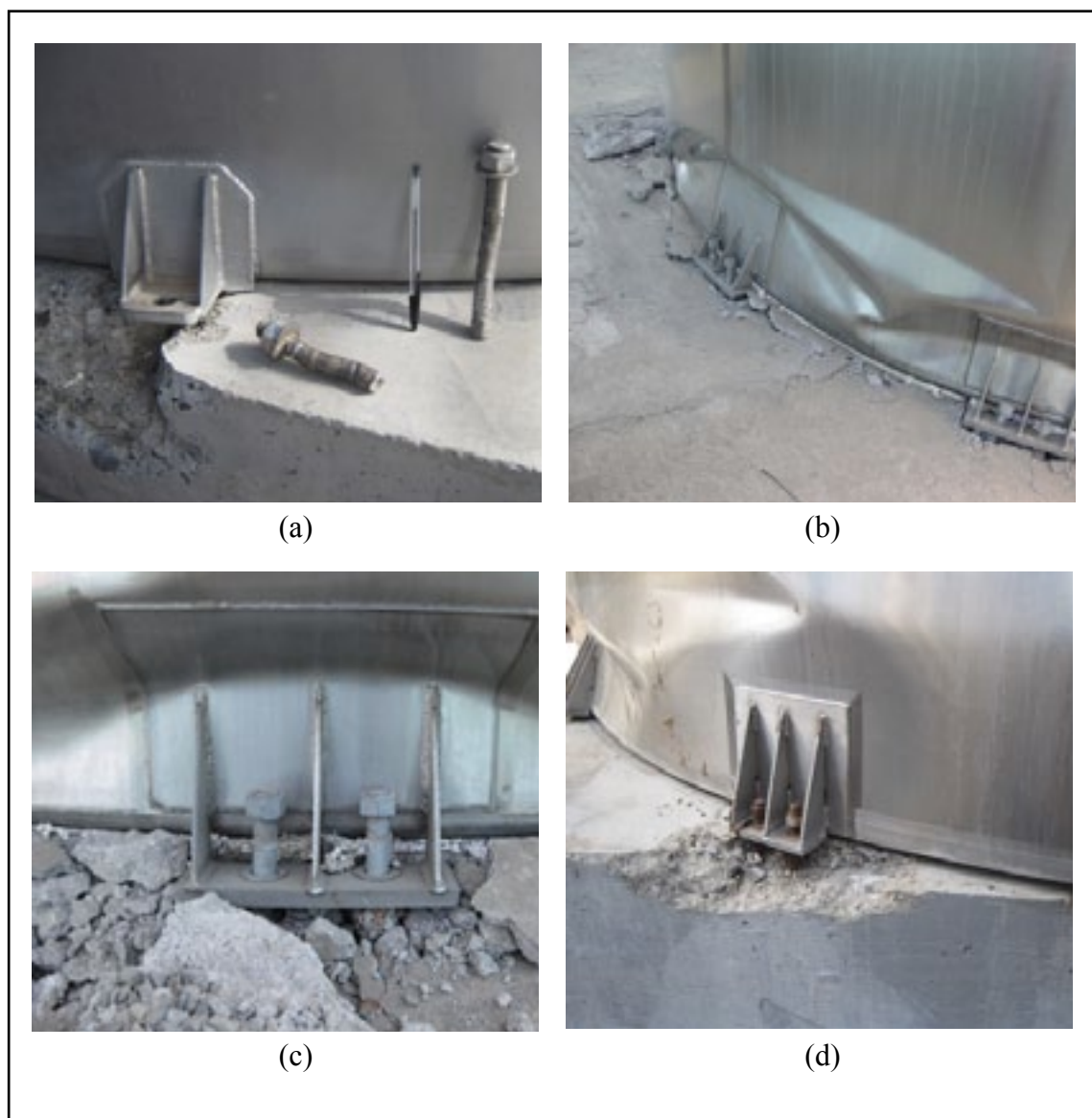


Figura 2-13: Fallas en Sillas de Anclaje. a) Longitud de anclaje deficiente, b) Falla en punta de diamante, c) Desprendimiento del hormigón, d) Falla del hormigón por cercanía al borde.

iii) Sistemas de Sujeción a través de Ganchos

Este sistema es utilizado tanto en estanques anclados directamente a una losa como en estanques montados sobre bancadas. El sistema consiste en una placa de acero en forma de L, que restringe el desplazamiento del sistema en la dirección radial, para el caso de estanques montados en losa, o en dirección vertical en el caso de estanques montados sobre bancadas. Para impedir el desplazamiento se utiliza una U invertida cerrada por una placa anclada por pernos a la losa de fundación o soldada al manto de la última virola, respectivamente. En la Figura 2-14 se muestran imágenes de ambos sistemas.

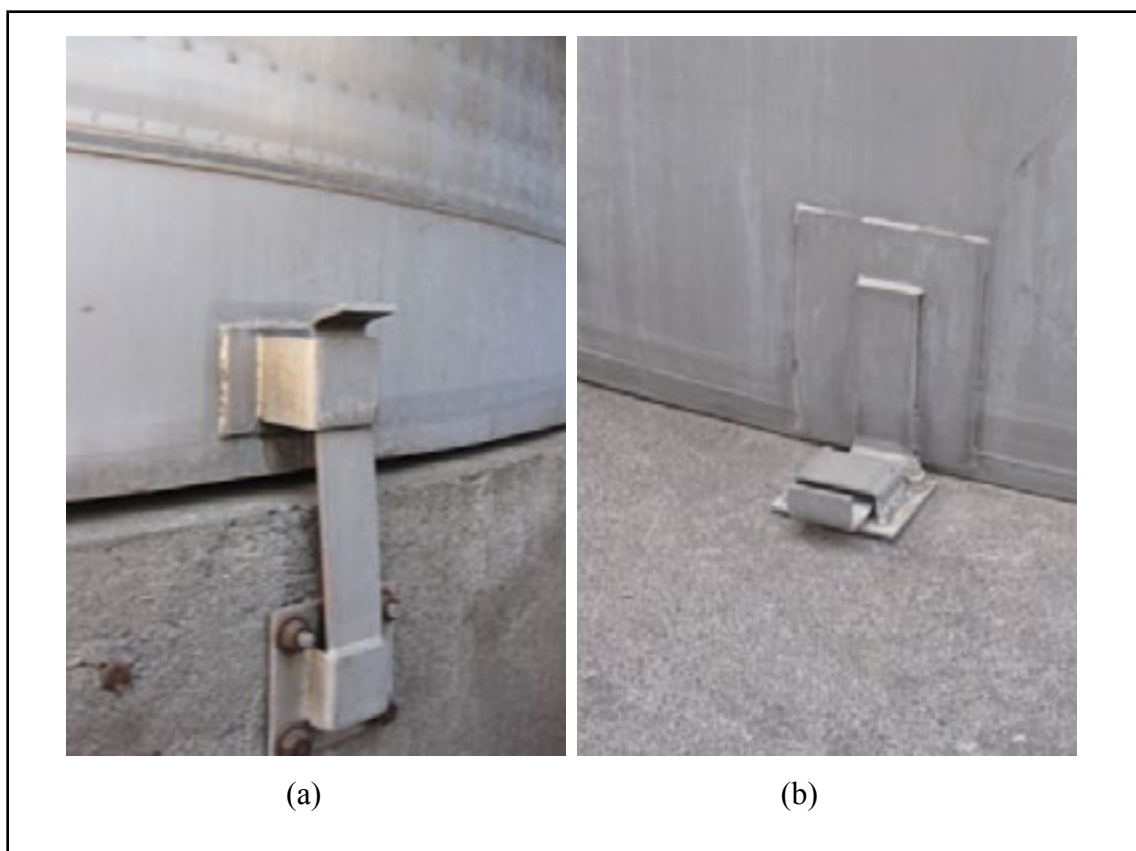


Figura 2-14: Sistemas de sujeción a través de ganchos. a) Gancho tipo “L” invertido, b) Gancho tipo “U”.

El comportamiento de este tipo de sujeción presenta variados problemas relacionados principalmente por la resistencia del sistema a las solicitaciones producidas por el sismo. En general, el principal problema se produjo en la falla del gancho tipo L o la sujeción tipo U debido a las fuerzas inducidas en ambas partes. Una vez que el sistema de anclaje deja de funcionar el estanque trabaja como si estuviese simplemente apoyado generando tensiones de compresión axial en toda la zona baja del manto de forma uniforme, este tipo de daño es conocido como pandeo “pata de elefante” (Figura 2-15a y Figura 2-15b).

Adicionalmente a este efecto es posible encontrar grandes deformaciones del fondo del estanque (Figura 2-15c).

Otro problema de importancia se produce cuando existe una mala calidad de la losa de hormigón o longitudes de anclaje de los pernos insuficientes. Se puede apreciar en la Figura 2-15d, el desprendimiento de los pernos provocando el deslizamiento del estanque junto con el pandeo de la zona baja del manto en forma de “punta de diamante”.

Para este tipo de sistema de sujeción, también fue posible encontrar comportamientos adecuados. En la Figura 2-15e se observa la falla completa del gancho y su soporte, sin embargo y debido a un espesor de placa del manto adecuado, no se observa daño importante en la zona baja del manto. En este caso el anclaje cumple la función de “fusible” lo que impide la propagación del daño en el resto de la estructura. Otro ejemplo de una buena implementación se muestra en la Figura 2-15f donde el anclaje trabaja deformándose impidiendo el daño en el resto de la estructura. En este caso también ayuda el sobre espesor de la zona baja del manto.



(a)



(b)



(c)



(d)

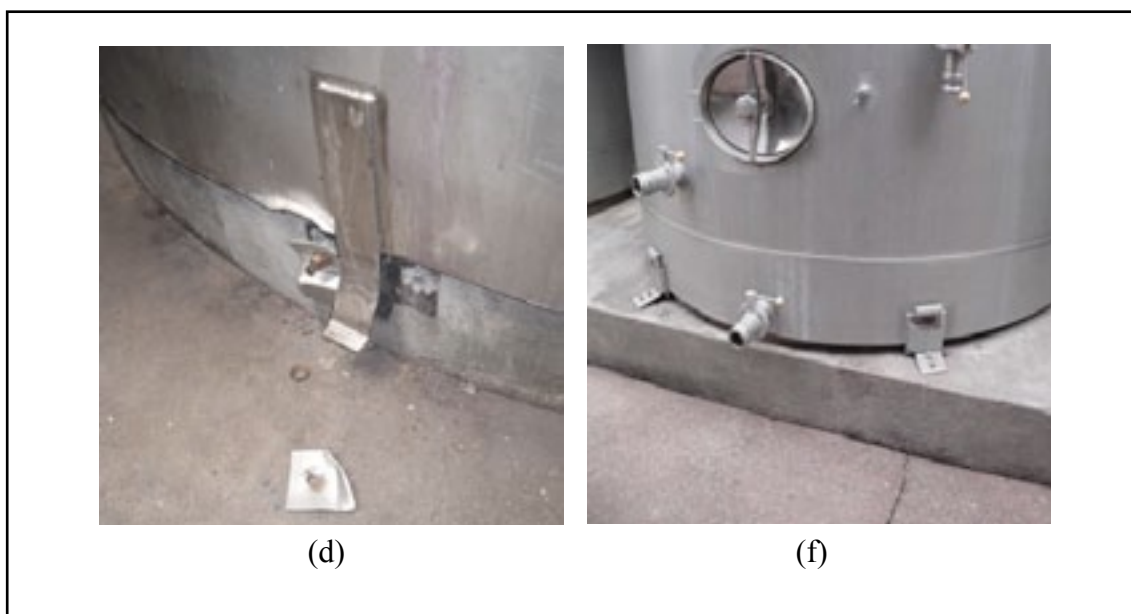


Figura 2-15: Fallas en sistemas de sujeción a través de ganchos. a) Pérdidas de contenido por fractura de soldadura del anclaje, b) Pata de elefante y deformación del gancho, c) Grandes deformaciones del fondo, d) Desprendimiento de pernos en losa de hormigón, e) Falla del gancho sin daño en el manto, f) Deformación del anclaje sin daño en el manto.

iv) Bancadas de Apoyo Continuo

Las bancadas de apoyo continuo son utilizadas para conseguir una altura del estaque que facilite la manipulación en el proceso de fermentación y guarda. Adicionalmente se busca mejorar los procedimientos de limpieza de los estanques. Este tipo de estanque está asociado a una bancada individual por lo que no es posible reubicarlos una vez montados. Las bancadas pueden presentar sistemas de sujeción vertical a través de ganchos o pernos.

El sistema de apoyo continuo está formado por una bancada de hormigón armado construida sobre la losa de hormigón del nivel suelo. Esta bancada puede tener entre 30 y 50 cm de altura y posee una pendiente hacia donde es posible evacuar el contenido del estanque. Sobre la bancada se monta el estanque, que generalmente tiene una gran capacidad. Con la finalidad de proveer estabilidad, en la mayoría de los casos observados, se instala un faldón, que consiste en una placa perimetral a todo el contorno de la última virola del manto y que traslapa la bancada. Este faldón ofrece la restricción de movimiento de forma horizontal y dificulta el movimiento de *rocking* que puede experimentar el estanque en un sismo. Se encontraron casos donde no fue utilizado el faldón y sólo se encontraba el estanque montado sobre la bancada con algunos de los sistemas de sujeción vertical nombrados anteriormente.



Figura 2-16: Estanques montados sobre bancadas

En general, el comportamiento de estanques que usaban el sistema de apoyo en bancada con la utilización de faldones fue relativamente satisfactorio. Sin embargo se pudo observar algunas fallas como las mostradas en las Figuras 2-17a. En la imagen a) se aprecian deformaciones permanentes en el fondo y la primera virola.

Producto de longitudes insuficientes de traslape entre el faldón y la bancada se encontraron problemas como los mostrados en la Figura 2-17b, donde al levantarse el estanque quedaba libre de desplazarse horizontalmente.

Otro de los problemas encontrados fue la falla del sistema de sujeción provocando daño en el manto (Figura 2-17c).



Figura 2-17: Fallas en bancadas de apoyo continuo. a) Deformaciones en el fondo en estanque apoyado en la bancada, b) Levantamiento de estanque por traslape insuficiente, c) Falla en punta de diamante.

2.4. Análisis de daños en estanques de acero inoxidable de pared delgada con patas.

Los estanques con patas, comúnmente son usados para la fermentación y guarda de pequeñas cantidades de vino. Los volúmenes contenidos por este tipo de estructuras van de los 10 mil litros a un máximo de 50 mil litros y no superan los 5 metros de altura, almacenando vinos de primera calidad. Las principales ventajas del uso de estos estanques son:

- Fácil acceso para inspección y control de calidad de vino. El layout de las bodegas contempla la utilización de pasarelas que están apoyadas sobre los techos de los estanques y permiten la inspección de los vinos por el portalón superior.
- Accesibilidad para mantención higiénica. Una de las principales necesidades desde el punto de vista sanitario es la mantención higiénica del equipamiento. Este tipo de estanque permite un fácil acceso al interior para su sanitización luego del proceso de guarda.
- Reubicación en planta. Por su bajo peso, estos estanques pueden reinstalarse en diferentes lugares de la bodega o incluso el transportarse largas distancias. En muchos casos los proveedores fabrican completamente estos estanques en sus plantas y sólo realizan el montaje en la bodega.
- Baja capacidad de almacenamiento. Los vinos de alta calidad se producen en cantidades moderadas, se necesita que los estanques queden completamente llenos para mantener la menor cantidad de oxígeno posible en el proceso de fermentación y guarda. Esto exige que los contenedores tengan capacidades relativamente bajas.

De forma general, es posible identificar ciertas componentes comunes en todos los estanques con patas. Estas partes son el techo, el manto, el fondo, el sistema de apoyo y el sistema de anclaje. En la Figura 2-18 se muestra un esquema de estanque con patas. Adicionalmente existen componentes secundarias relacionadas con el manejo del proceso de vinificación. Estas partes son los portalones, las chaquetas de enfriamiento y las llaves de paso, las que al igual que los estanques apoyados, tuvieron una importante influencia en las fallas producidas.

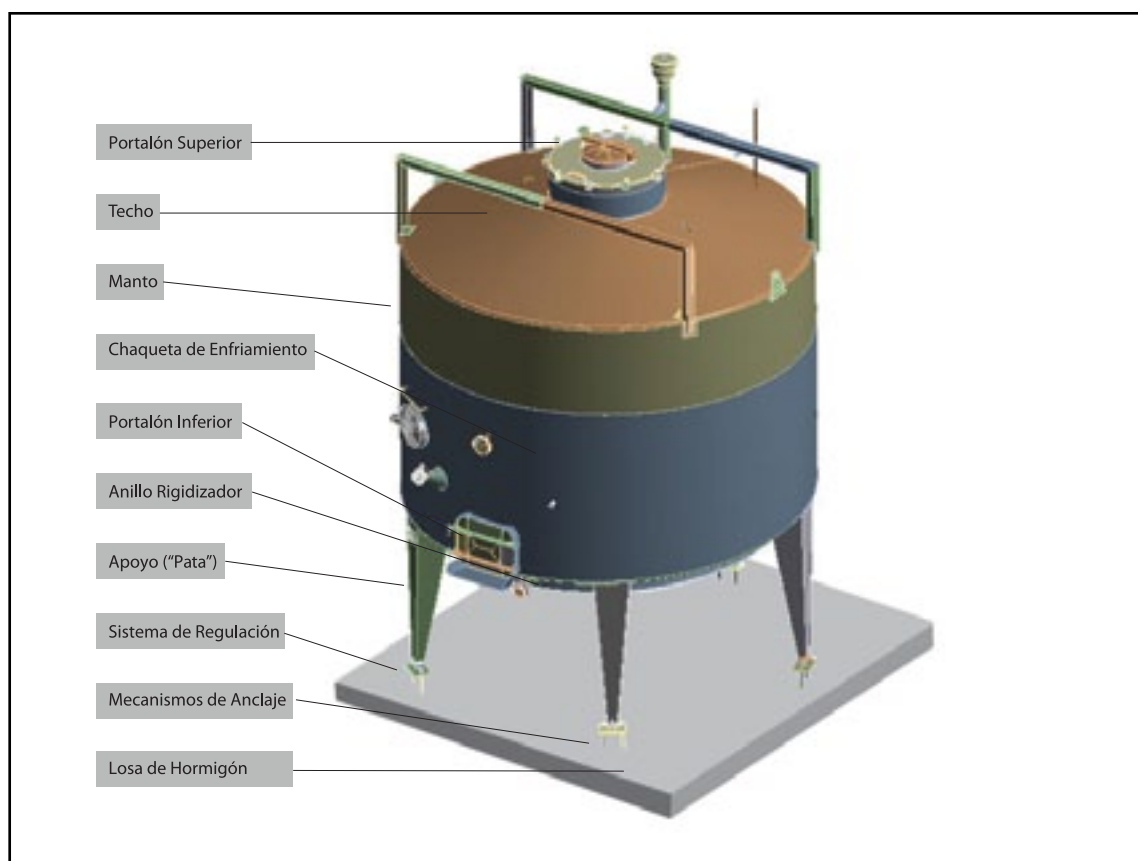


Figura 2-18: Sistema Estructural de Estanques con Apoyo

De todos los sistemas de almacenamiento, los estanques con patas fueron los más afectados. La falta de un procedimiento de diseño estandarizado induce a una gran variedad de sistemas y soluciones, las que en general, presentaron comportamientos deficientes.

A continuación se describen los principales problemas encontrados durante el reconocimiento de daños, analizando por separado cada una de las partes de la estructura.

2.4.1. Techo

Por su forma cónica y dimensiones, los estanques con patas permiten que sus estructuras de techo sean auto soportantes. En la práctica el techo es la prolongación del manto y no posee refuerzos internos. En su mayoría el cono es centrado, y algunas veces desplazado. En algunos casos la estructura de techo soporta las pasarelas. En la zona de apoyo hay sobre espesores de 2 mm típicamente.

Los problemas principales en el techo fueron producto del impacto con otros objetos (Figura 2-19). Otro tipo de daño fue el punzonamiento de la unión de los soportes de pasarelas con la estructura.



Figura 2-19: Daño en techo por impacto

Otro grave problema, encontrado fue el colapso del sistema estructural producto de la presión de succión originada por la rápida salida del vino. Esto provocó grandes deformaciones en el techo (Figura 2-20a) y en algunos casos la falla de los cordones de soldadura que los unen con el manto (Figura 2-20b). Este tipo de falla involucra tanto techo con el manto. La razón de este colapso se debe principalmente a la falta de consideraciones

en el diseño que exijan la inclusión de válvulas de presión. Esto se comprueba con la buena experiencia de algunas bodegas que salvaron estanques a pesar de perder vino utilizando estas válvulas.



(a)



(b)

Figura 2-20: Daños en techo por presiones de vacío. a) Deformación en techo por succión, b) Fractura de cordón de soldadura.

2.4.2. Manto

El Manto está conformado por placas de acero inoxidable denominadas “virolas” plegadas de forma cilíndrica. Es posible encontrar hasta cuatro virolas en altura, las cuales se unen mediante cordones de soldadura (Figura 2-21).

Los espesores de las virolas del manto se calculan de acuerdo a los códigos de diseño utilizados por los fabricantes. Para el diseño, la norma chilena para el Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales (NCh 2369 of 2003), establece la aplicación de las normas internacionales American Petroleum Institute API, American Waterworks Association AWWA y la Norma Neozelandesa NZSEE, para el diseño. Sin embargo sólo la norma AWWA D-100 y la NZSEE presentan consideraciones para estanques elevados. La referencia principal en Chile para el diseño de este tipo de estructuras es el API 650. Los parámetros de diseño se calculan asumiendo que el estanque está apoyado directamente en el suelo, lo cual en muchos casos puede conducir a serios errores.

Considerando las mediciones hechas en las actividades de reconocimiento de daños, a través de un equipo de medición de espesores ultrasónico, se puede afirmar que, dependiendo de las dimensiones de los estanques, los espesores de virola disminuyen en altura con espesores no mayores a 3 mm (comúnmente 2.5 mm) en la primera virola y 2 mm para las virolas superiores, encontrándose en algunos casos espesores de 1.5 mm.

El uso de chaquetas de enfriamiento es común en este tipo de estanques. (ver Figura 2-21). Generalmente se instalan en las virolas intermedias. Estas chaquetas tienen un efecto positivo, ya que aportan un sobre espesor en dicha zona, aumentando la rigidez y resistencia del manto.



Figura 2-21: Virolas de manto con chaquetas de enfriamiento (Valle de Curicó).

Los daños encontrados en el manto son atribuibles, en general, a fallas conjuntas de las diferentes partes del estanque. Un problema típico fue el pandeo de la primera virola del manto debido al punzonamiento de la pata del estanque. La falla se debe a que la pata (rígida) está conectada directamente al manto, el que tiene un espesor insuficiente. En la Figura 2-22a se presenta una imagen de este tipo de falla. El espesor de la pata es de 2.5 mm y el manto de 2 mm. En este caso se produjo la pérdida total del contenido por fractura del cordón de soldadura.

Otro tipo de falla en el manto fue provocado por el vaciado rápido del estanque. Debido a altas presiones de succión, las que producen el pandeo de todo el manto (Figura 2-22b).

Por último, el impacto con otros equipos también fue fuente de daños en el manto. En la Figura 2-22c se muestra la deformación producida en el manto por la caída de otro estanque.

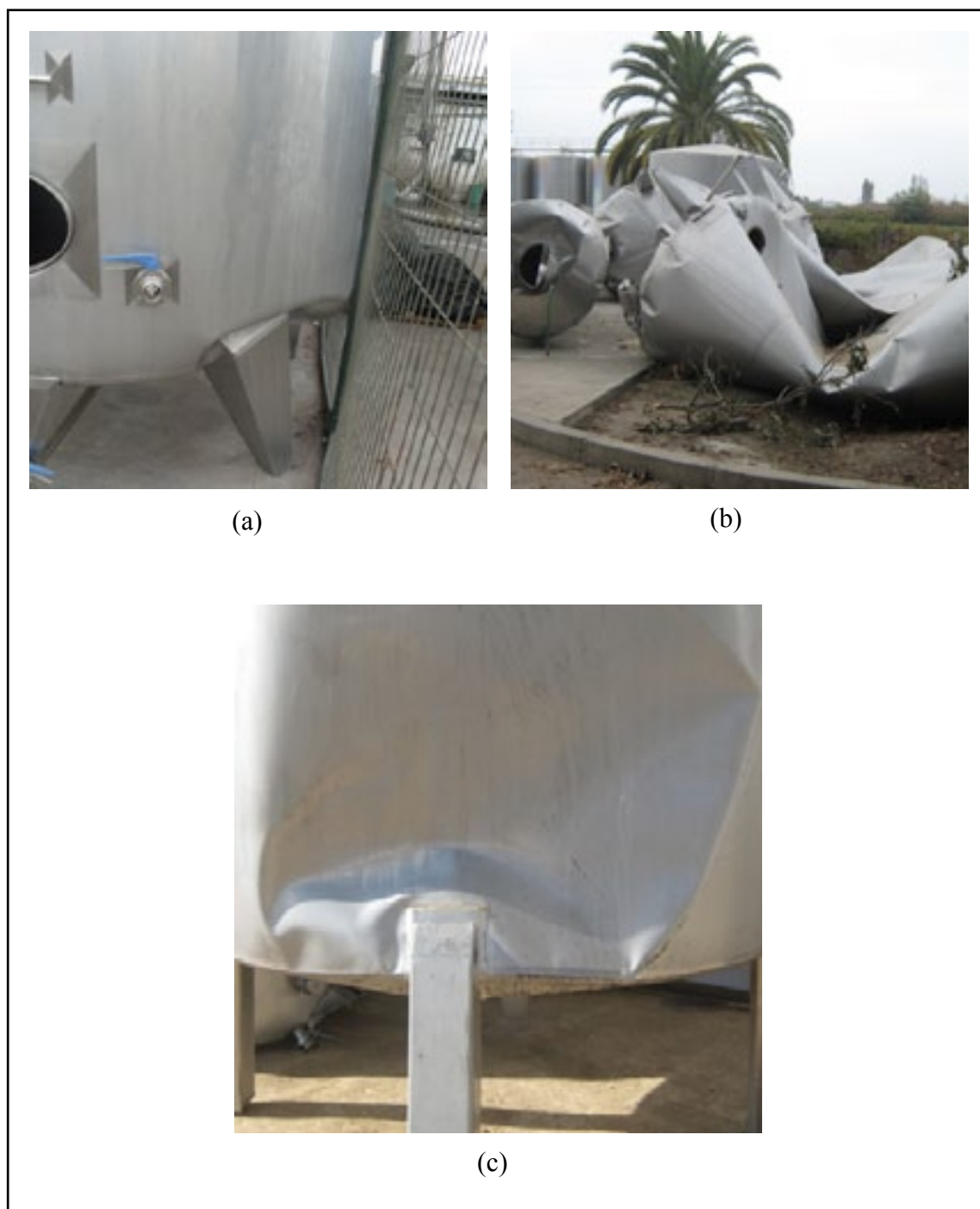


Figura 2-22: Daños en el Manto. a) Conexión pata fuerte manto débil, b) Colapso estructural por vaciado rápido, c) Daño por impacto.

2.4.3. Fondo

En este punto, se considera el sistema de fondo sólo a la placa de acero en contacto con el vino. En el punto siguiente se hará el análisis de los sistemas rigidización de fondo y las patas.

En general el fondo es una placa de acero circular. Está unido al manto a través de una curvatura denominada radio de rebordeo. Además de evitar la concentración de tensiones, permite un manejo sanitario del proceso de vinificación, evitando la aparición de bacterias en las juntas. Es común que el fondo tenga una pendiente (típicamente de un 5%) para que el contenido fluya en la dirección de salida y permitir la limpieza. Dependiendo del proceso de vinificación, es posible encontrar también fondos cónicos, los cuales facilitan el vaciamiento de los contenidos.

Los principales daños en fondos fueron encontrados en estanques que no tenían rigidización, como anillos o emparrillados. En estos casos al producirse la falla en las patas y al ser éstas más rígidas, producen grandes deformaciones en la zona de unión con el manto y el fondo (Figura 2-23a). Este tipo de falla provoca la pérdida total del contenido líquido ya que genera fisuras en las uniones soldadas.

Otro tipo de daño encontrado fue el punzonamiento del sistema de soporte sobre el fondo. Esto se produce por una diferencia de rigidez entre ambos sistemas, provocando la deformación en el manto debido a su espesor insuficiente (Figura 2-23b). En esta Figura adicionalmente se observa la utilización de apoyos en acero carbono tradicional, lo que provoca la contaminación del acero inoxidable, perdiendo sus propiedades de resistencia a la corrosión y de barrera sanitaria.



(a)



(b)

Figura 2-23: Daños en el Fondo. a) Deformación en el fondo por unión pata fuerte fondo débil, b) Punzonamiento del sistema de soporte

2.4.4. Sistema de apoyos

Los daños observados en estanques con patas están asociados generalmente a fallas del sistema de apoyo. Existe una gran variabilidad en los sistemas de apoyo y dependen en gran medida del fabricante. Esto se debe en gran medida a la falta de estandarización. Por ejemplo, se encontraron sistemas con rigidizadores de fondo que mostraron un comportamiento aceptable frente al sismo, y como también soluciones de patas directamente soldadas al manto o el fondo que mostraron un comportamiento muy deficiente.

A continuación se describen los tipos de sistemas comúnmente utilizados en las bodegas y analizan los principales problemas encontrados. La cantidad de patas y su configuración es otro de los aspectos importantes a considerar.

a) Tipos de Apoyo

i) Patas Cilíndricas

Las patas de perfiles tubulares son soldadas directamente al manto (Figura 2-24a) o bien, a un anillo rigidizador (Figura 2-24b). En esta imagen se observa la utilización de una pata central. Este tipo de estructuración se observó en estanques de más de diez años, hoy no es utilizado comúnmente.

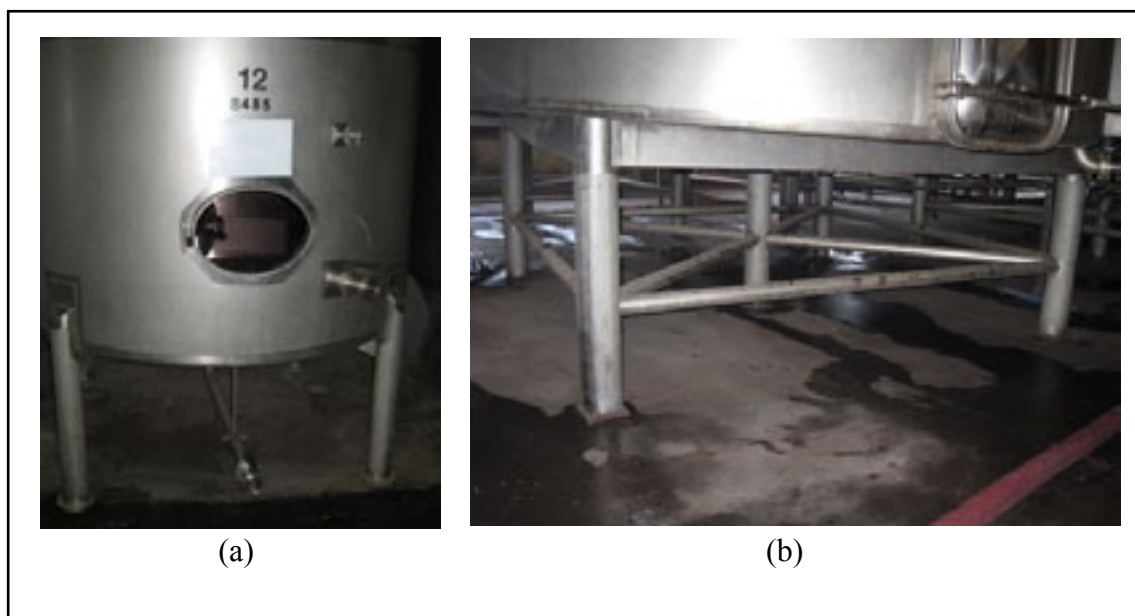


Figura 2-24: Apoyos Cilíndricos. a) Patas cilíndricas unidas directamente al manto, b) Patas cilíndricas con estructura de soporte

Las fallas de este sistema de apoyo se presentaron principalmente en la unión pata-manto. Nuevamente se produjo la incrustación de la pata en el manto debido a la diferencia de rigideces (manto débil). En otros casos menos comunes, como el mostrado en la Figura 2-25, se puede apreciar la falla de la unión de la pata con un sistema de rigidización triangular. La pata esta unida al sistema a través de una placa soldada debajo del triangulo, por lo que todas las solicitaciones son tomadas por el cordón de soldadura que une la placa con la pata. Otro problema evidente es la utilización de 3 patas, por lo que al fallar una de ellas se produce el volcamiento del estanque.



Figura 2-25: Falla en sistema de apoyos cilíndrico.

También dentro de esta clasificación, se encontraron patas cónicas. Este tipo de apoyos es poco común y es utilizado para soportar estanques pequeños. Se observaron ejemplos en dos de las bodegas visitadas. Consisten en una placa plegada en forma de cono truncado, que se suelda directamente al sistema manto-fondo sin sistemas de rigidización. En la mayoría de los casos tenían cuatro patas.

Debido al poco peso del estanque no se observó colapso. Sin embargo, hubo “falla por incrustación de pata (fuerte) en manto (débil)”, en la Figura 2-26 es posible apreciar la incrustación de la pata derecha, prácticamente indeformada, en el manto provocando la inclinación de la estructura.



Figura 2-26: Patas Cónicas.

ii) Patas de sección cuadrada

En algunos casos se encontraron patas de sección cuadrada soldadas directamente al manto o fondo de la estructura, sin contar con sistema de rigidización o traspaso de cargas. Este sistema cuenta con anclajes al suelo a través de pernos o sistemas de regulación simplemente apoyados, tal como se muestra en la Figura 2-27a. En todos los casos se trataba de soluciones provistas por fabricantes no industrializados.

En la mayor parte de los estanques de este tipo que almacenaban vino, se produjo el colapso, debido a que todo el esfuerzo de corte resistido por de uniones insuficientes produciendo una excesiva deformación de la zona de unión, provocando así el colapso de todo el sistema estructural. Este efecto se muestra claramente en la imagen 2-27b, donde

se observa una misma dirección de falla. Adicionalmente este efecto produjo daño en la zona de unión, con pandeo en el manto y el fondo (Figura 2-27a). En muchos casos se produjo la pérdida total del contenido.



(a)



(b)

Figura 2-27: Fallas en apoyos de sección constante, a) Falla por sistema de regulación, b) Colapso por falla en unión manto pata.

iii) Patas de Sección Variable

La mayor parte de los estanques elevados tiene patas de sección variable. Según datos tomados en las visitas, cerca del 70% de los estanques con patas son de este tipo.

Las patas consisten en una placa de acero inoxidable plegada en cuatro lados, que varía su sección en altura, teniendo una mayor sección cerca de la unión con el manto y el fondo (de 250 a 350 mm de lado), y disminuyendo hasta unos 100 mm en la zona de anclaje. El espesor varía según el tamaño del estanque, de acuerdo a nuestras mediciones se encuentran valores entre 2 y 3 mm. Su amplia utilización se debe a su fácil fabricación, la utilización de mismo tipo de material que el resto de la estructura y su aspecto estéticamente atractivo. En la Figura 2-28 se muestra una pata típica. Esta pata es anclada al suelo mediante pernos.

Debido a la gran cantidad de este tipo de estanques, se observaron diferentes tipos de falla, que principalmente se debieron a un bajo espesor de la placa. A continuación se describen los principales daños observados.

- Pandeo en Unión Manto Apoyo

En muchos casos se produjeron fallas locales por pandeo en la parte superior de la pata. En la Figura 2-28 se muestra la zona dañada. El bajo espesor de la placa, que fue estimado en 3 mm según medición de ultrasonido, sumado a una longitud de apoyo pequeña (15 mm), produjo que las fuerzas se distribuyeran en un área muy pequeña. Otro aspecto importante es que en este caso el sistema de apoyo estaba totalmente restringido por el anclaje de la base, lo cual no permitió la redistribución de tensiones. Sin embargo, estos daños localizados no causaron grandes pérdidas de contenido.



Figura 2-28: Sistema de pata en sección variable.

- Pandeo en la base de la pata

Principalmente en sistemas con patas centrales se observó pandeo de la zona inferior del apoyo. En la Figura 2-29 se muestra el pandeo de la zona inferior de una pata central de un estanque de 50 mil litros con contenido completo al momento del sismo. Las fuerzas estáticas soportadas por la pata central, sumado a los efectos dinámicos generan grandes tensiones en la zona baja. La falla se atribuye principalmente al bajo espesor (3 mm en este caso), y a su vinculación rígida con el suelo, lo cual no permite el movimiento de la pata. En este caso, la falla no provocó la pérdida de contenido.



Figura 2-29: Daño en zona inferior del apoyo.

- Colapso Lateral

Otro de los tipos de falla observados corresponde al colapso lateral de las patas debido al uso de sistemas poco robustos. En estos casos fueron observadas patas conectadas directamente al estanque, no amarradas entre si y de espesores menores a los requeridos (Figura 2-30a). La falla era independiente de si las patas estaban ancladas o no, como lo muestran las Figuras 2-30a y 2-30b.

La Figura 2-30b muestra una falla en cadena producto del amarre a través de las pasarelas. Esta falla puede ser atribuible al colapso de uno de los estanques, lo que produjo el desplazamiento del sistema completo. La principal causa del daño es el bajo espesor de las patas



(a)



(b)

Figura 2-30: Colapso lateral. a) Colapso lateral de sistema anclado, b) Colapso lateral de sistema con regulación de altura.

- Buenas Prácticas

En muy pocos casos se encontraron sistemas de apoyo que no presentaron daños, por lo que a continuación se presentan algunos ejemplos.

En la Figura 2-31 se muestra un sistema estructuralmente muy sano, compuesto por una pata central cilíndrica y de mayores dimensiones que las patas laterales, un anillo rigidizador superior y perfiles tubulares que conectan lateralmente las patas.

El comportamiento de este sistema permite el traspaso de las cargas laterales en todo perímetro. Los arriostramientos laterales distribuyen los esfuerzos entre todas las patas impidiendo la concentración de esfuerzos en una o dos de ellas. Otro aspecto positivo de este sistema es que tiene refuerzos de manto adecuados, los cuales impidieron el pandeo en la unión manto apoyo. Como se ve en la figura, este sistema no presentó ningún tipo de daño. El uso de sistemas con estas características fue observado en sólo una de las bodegas.



Figura 2-31: Sistema de apoyo de buen comportamiento.

b) Cantidad y ubicación de los apoyos

La cantidad de patas y su ubicación en el sistema estructural también tuvieron influencia en el comportamiento de estos estanques. En terreno fue posible observar sistemas desde 3 hasta 11 patas, dependiendo del volumen y razón diámetro altura (R/H). Como en todos los casos, las soluciones no eran estandarizadas. En algunos estanques con 5 patas o más, se observó la utilización de una pata central.

Los daños atribuibles a la configuración de patas, principalmente se debieron a una cantidad de apoyos insuficientes. En el caso de estanques con 3 y 4 patas, sólo una de las patas resistía casi la totalidad de la carga lateral y vertical, provocando la falla de la pata y consecuentemente el colapso del sistema al no contar con suficientes puntos de apoyo.

Otro problema atribuible a la configuración fue el uso de patas centrales con espesores insuficientes y sistemas de anclaje rígidos. En la Figura 2-32 se muestra la falla en una pata central donde el sistema de regulación de altura falla deformándose y provocando el descenso de todo el fondo del estanque. Adicionalmente se puede observar el desprendimiento del sistema de anclaje dañando la losa de hormigón. Estos problemas provocaron la pérdida completa del contenido.



Figura 2-32: Falla en pata central.

2.4.5. Sistemas de Anclaje

El sistema de anclaje, como ya hemos visto en las descripciones anteriores, tuvo gran relevancia en el comportamiento global de los estanques apoyados. La utilización adecuada de los elementos que componen el sistema es crítica en el comportamiento global y en muchos de los casos fue la causa principal de los colapsos en estas estructuras. Las partes que componen el sistema de anclaje son la losa de hormigón, el mecanismo de anclaje (usualmente pernos) y el anclaje propiamente tal.

A continuación se describe los diferentes problemas encontrados en estas partes.

a) Losa de Hormigón

Todos los estanques con patas son apoyados en losas de hormigón. Estas losas, en la mayor parte de los casos, corresponden plantas continuas las cuales no poseen refuerzos, es decir, sólo están conformadas por hormigón. A diferencia de los estanques anclados directamente en el suelo, en este caso no hubo fallas generalizadas en la losa y sólo pudo observarse el desprendimiento de los sistemas de conexión.

b) Mecanismo de Anclaje

La utilización de pernos es el sistema de anclaje comúnmente utilizado en este tipo de estanque. En general, el tipo de perno utilizado es el tradicional tensado por una tuerca sobre la placa base de los apoyos. El largo del perno, según las recomendaciones de diseño, está en función del diámetro del perno. Este diámetro es obtenido a partir de la estimación de fuerzas transmitida por la pata. En general, el uso de las recomendaciones de diseño no es común y la longitud de los pernos está en función del espesor de la losa de hormigón.

Para el caso de estanques apoyados, los principales problemas en el mecanismo de anclaje se asocian a la falla de la unión perno hormigón. Existen dos métodos utilizados para este fin, los de naturaleza química a través de la utilización de adhesivos epóxicos disponibles en el mercado y la utilización de sistemas mecánicos parecidos a los tarugos. El sistema más utilizado es el epóxico.

En la Figura 2-33 se muestra la falla del epóxico producto de las solicitaciones axiales más las de corte impuestas por la pata. Adicionalmente se observa que el diámetro de los pernos es muy pequeño, lo cual se traduce en un área de contacto del pegamento insuficiente para resistir las cargas, lo cual produce el arrancamiento de estos.

En otros casos se observó la falla de las tuercas, lo que produjo el levantamiento de las patas y el daño de éstas.



Figura 2-33: Falla en epóxico de anclaje.

c) Sistema de Anclaje

i) Anclajes Fijos

El anclaje fijo es un sistema de apoyo directamente apernado al suelo. Está compuesto por una placa base perforada donde son encajados los pernos la cual está unida directamente a la pata a través de cordones de soldadura. La placa base puede tener forma circular o rectangular y el espesor mínimo utilizado, en la mayoría de los casos, es de 5 mm. En general, son utilizados uno o dos pernos de anclaje por pata, los diámetros de estos varían según el tamaño del estanque y el fabricante de los equipos.

Este tipo de anclaje no presentó daños directos generalizados. Sólo en algunos casos donde la placa base contaba con espesores insuficientes (del orden de 2 mm) se observó la deformación de ésta o el desgarramiento por el punzonamiento de los pernos.

El daño comúnmente observado fue el arrancamiento de los pernos producto de la utilización de un mecanismo de anclaje inadecuado. En la Figura 2-34a se muestra el arrancamiento del perno de sujeción de una de las patas de un estanque de 50 mil litros en el valle de Curicó. Este efecto no produjo pérdidas de consideración.

Es importante mencionar que en los anclajes bien logrados se genera una condición estructuralmente sana, lo que induce daños en otras zonas más vulnerables como la unión apoyo manto. En la Figura 2-34b se muestra el daño producido en la unión de la pata con el manto en varios estanques y por otro lado se puede observar que en la zona de anclaje sólo se produjo el desprendimiento parcial de algunos pernos sin fallas en dicha área. En la Figura 2-30b también se puede observar la falla de la zona de la unión sin tener daños en su base.



Figura 2-34: Fallas en sistema de anclaje fijo. a) Arrancamiento de perno de anclaje, b) Anclajes en buenas condiciones.

ii) Sistemas de Apoyo Regulables en Altura

Con la finalidad de facilitar el montaje de los estanques, se utilizan comúnmente los sistemas de apoyo regulables en altura. Estos dispositivos están formados por una placa base de acero en contacto con la losa de hormigón, un tornillo de regulación (usualmente de una pulgada) y una placa de unión con la pata acondicionada para trabajar con el perno. La unión entre el perno y la placa de apoyo se hace mediante la utilización de un tope soldado a la placa de acero.

Generalmente las losas de hormigón tienen pendiente para guiar el flujo de líquidos hacia canaletas, lo que hace necesario adaptar la altura dependiendo de este requerimiento. Esto se consigue girando el tornillo.

En las visitas se pudo verificar que la utilización de este sistema es generalizado, debido a la fácil adaptación y montaje de los estanques. De acuerdo a los datos obtenidos, en todas las bodegas donde este sistema fue utilizado hubo fallas en el dispositivo provocando en algunos casos el colapso total del sistema. Como evaluación es posible afirmar que el comportamiento del sistema de regulación fue deficiente.

Múltiples casos de falla fueron documentados en las visitas de inspección. El tipo de daño más común fue la deformación de la unión apoyo tornillo producto de la diferencia de rigidez entre las partes. En la Figura 2-35a se muestra un caso típico de la falla de la placa de unión provocando el desaplomo de todo el sistema.

Uno de los casos más dramáticos es el presentado en la Figura 2-35b, en esta imagen se muestra el resultado del colapso de estanques de 50 mil litros en una bodega en Maule. En este caso el inicio del colapso se atribuye a la falla del tope de unión entre el tornillo y la placa base, ver detalle inferior izquierdo. Este tope no contaba con el espesor necesario para resistir las sollicitaciones sísmicas fallando en cadena y provocando la caída del estanque.

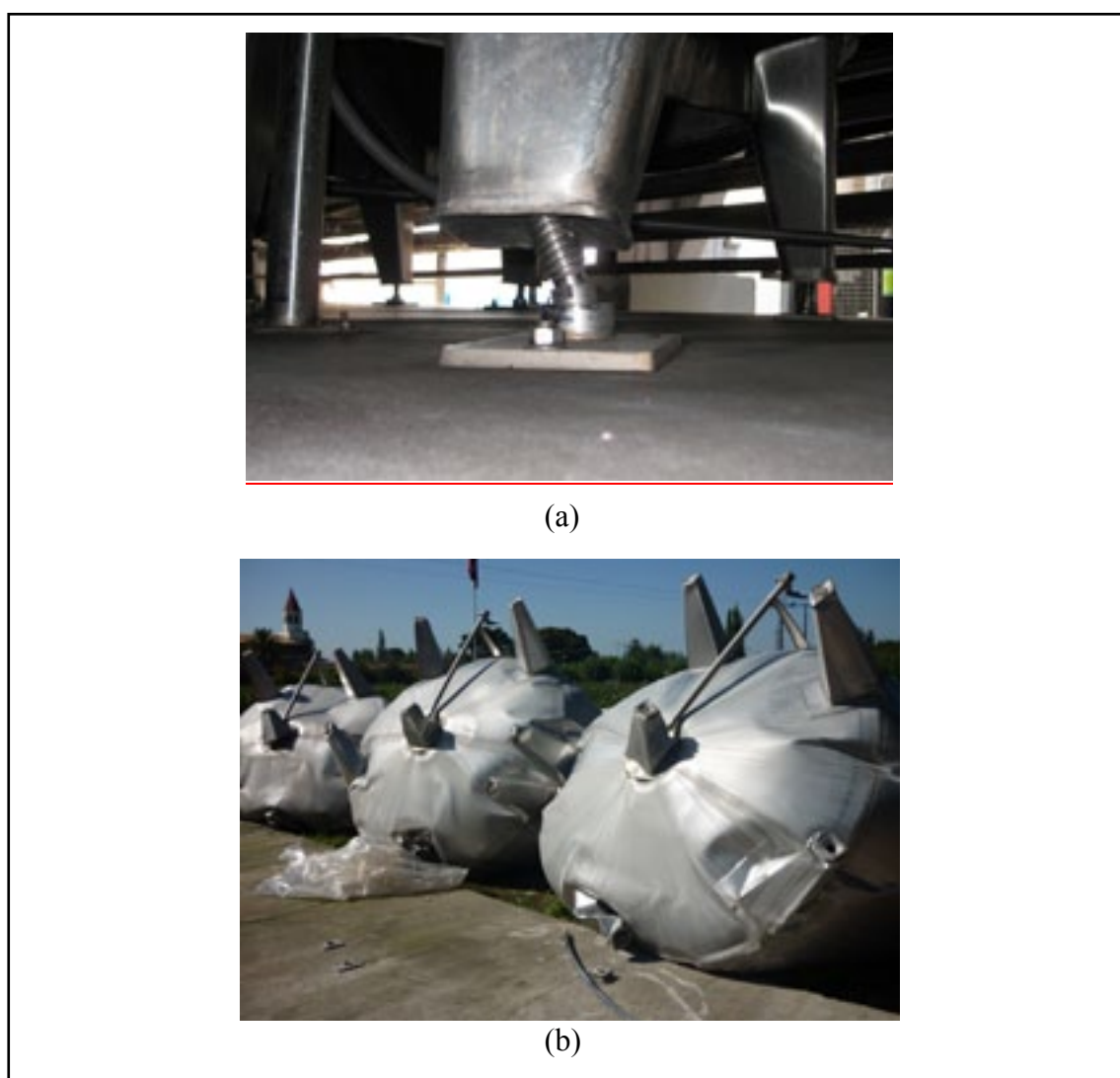


Figura 2-35: Fallas en sistema de apoyo regulable. a) Deformación del sistema de regulación y la pata. b) Colapso producto de la falla del sistema de regulación.

iii) Sistemas simplemente apoyados

En algunos casos fue posible observar el uso de sistemas de apoyos simplemente apoyados en la losa de hormigón. En todos los casos el sistema estaba apto para su anclaje, sin embargo con la finalidad de facilitar el cambio de posición de las estructuras se optó por mantenerlos sin fijación mediante pernos.

El comportamiento estructural del sistema usado de esta forma fue aceptable para estanques chatos. En dichos casos el sistema se desplazó en conjunto sin mostrar daños importantes en las partes del estanque. Sólo hubo problemas en los sistemas de piping rígidos, donde se generaron fallas. En la Figura 2-36a se ejemplifica con el desplazamiento de unos 20 cm de la pata de apoyo desde la placa base que se encontraba sin dispositivo de conexión. En este caso el único dao encontrado es la deformación del tornillo de regulación.

En otros casos sí se produjo falla del sistema estructural producto de la caída de los estanque en las canaletas de desagüe. En la Figura 2-36b se muestra la caída de dos estanques en una canaleta provocando el colapso del sistema. En este caso la bodega se encontraba en el Valle de Aconcagua lo que refleja que el efecto sísmico en dicha zona produjo algunos problemas de cierta consideración.



(a)



(b)

Figura 2-36: Desplazamiento de estanques sobrepuestos. a) Desplazamiento de sistema sobrepuesto, b) Caídas de estanques en canaleta

3. SISTEMA DE AISLAMIENTO SISMICO DE ESTANQUES

3.1. Estudios previos e implementaciones anteriores de aislamiento en estanques.

A partir de estudios anteriores realizados por este grupo de investigación, se ha concluido que un sistema muy efectivo para atenuar los efectos sísmicos en estanques de pared delgada consiste en la utilización de Aislación Vertical Rotacional (Vertical Rotational Isolation, VRI) (Cerde, 2006). Los resultados de este estudio, hecho principalmente en base a modelos matemáticos, muestran que es posible obtener altos niveles de reducción de respuesta para este tipo de estructuras, además de una alta reducción de las tensiones en el manto del estanque relativo a la respuesta de base fija, estas reducciones van desde un 31% a un 91% para modelos VRI.

Con el fin de comprobar experimentalmente los resultados obtenidos en el estudio descrito anteriormente (Cerde, 2006), se desarrolló una investigación (González, 2009) que se centró en diseñar, fabricar e implementar un dispositivo Vertical Rotacional (VRI). El dispositivo fabricado fue usado para evaluar el comportamiento aislado de un estanque cilíndrico de escala reducida frente a distintos tipos de solicitaciones y comparar con el comportamiento del mismo estanque sin aislación. Las principales características buscadas para el diseño de este dispositivo fueron cumplir con las restricciones geométricas, alta disipación de energía, gran flexibilidad y bajo costo.

El sistema implementado (González, 2009) consiste en un mecanismo con flexibilidad vertical, que trabaja en paralelo a un sistema de rozamiento. La flexibilidad vertical es entregada a través de un resorte espiral, mientras que el mecanismo de disipación, formado por piezas de acero en forma de cuña que rozan entre sí, controla

las deformaciones verticales y permite desarrollar grandes fuerzas en las superficies de contacto, las cuales disipan energía en el funcionamiento.

Adicional a estos elementos principales, el dispositivo cuenta con placas laterales que impiden el desplazamiento en dirección tangencial al estanque. Junto con esto se implementó un sistema rotulado en la unión del disipador con la pata del estanque con la finalidad de entregar flexibilidad en la dirección radial, lo cual permite el giro de la estructura con el consiguiente aislamiento vertical rotacional. El aislador es desarrollado para que trabaje en estructuras de 3 o más patas. En la Figura 3-1 se muestran detalles del diseño y en la Figura 3-2 se muestra una vista general del dispositivo fabricado.

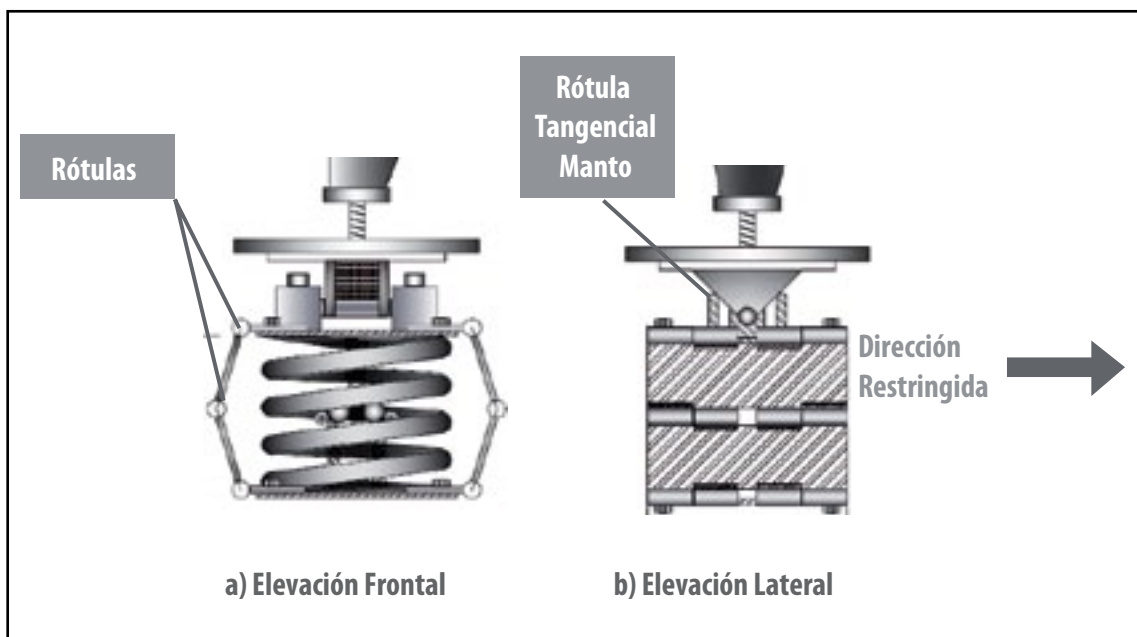


Figura 3-1: Vista General del aislador (González, 2009)

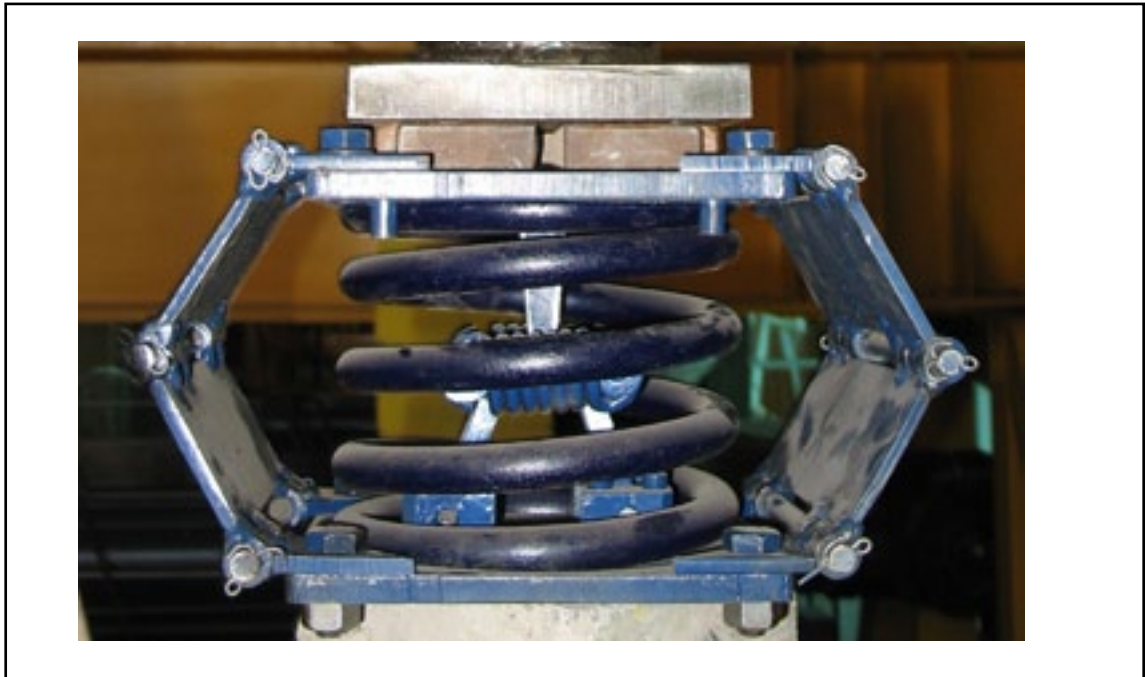


Figura 3-2: Dispositivo de aislamiento vertical rotacional (Fotografía: Andrés González)

3.1.1. Modelo analítico y resultados experimentales.

De acuerdo con la descripción anterior, el dispositivo implementado (González, 2009) consiste en dos sistemas independientes entre sí, el resorte principal y el sistema de disipación por roce, los cuales trabajan en conjunto dependientes del desplazamiento vertical. El sistema de resorte principal es flexible y entrega una curva fuerza desplazamiento de comportamiento lineal, mientras que el sistema de disipación entrega una constitutiva triangular, producto del sistema de cuñas con resortes, los cuales entregan una fuerza variable a medida que aumenta la deformación del dispositivo. En la Figura 3-3 se presenta un esquema normalizado que ilustra el comportamiento del dispositivo.

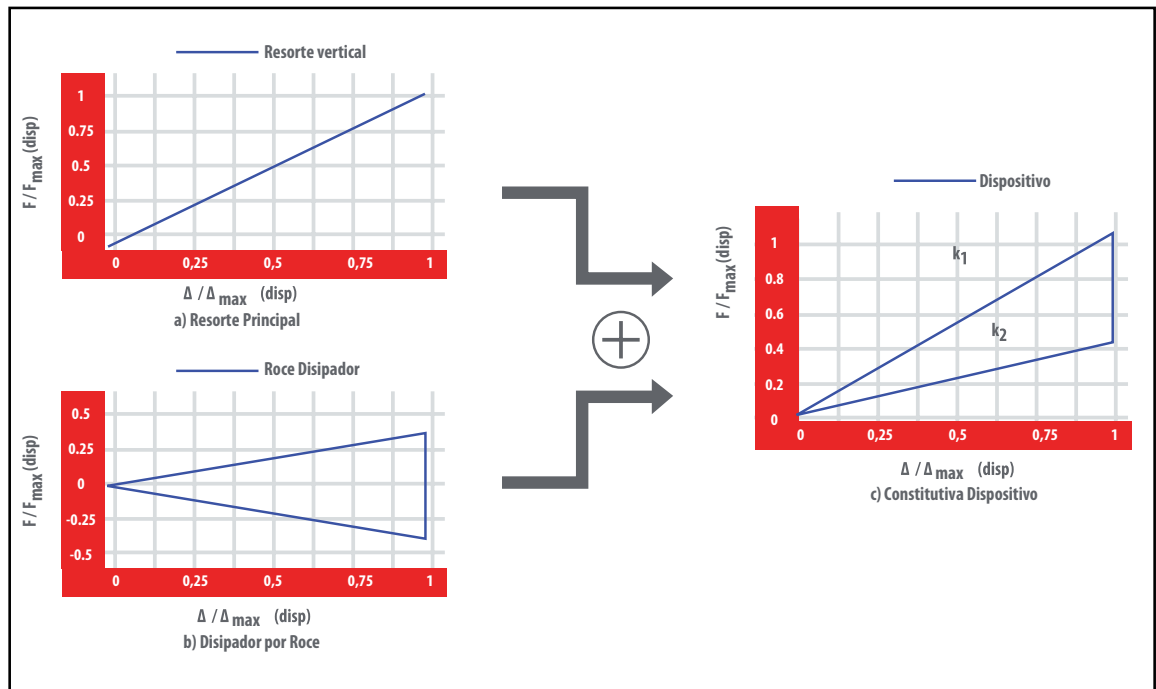


Figura 3-3: Esquema de las constitutivas Teóricas del Dispositivo; a) Resorte principal; b) Disipador por Roce; c) Constitutiva Dispositivo Aislador Vertical (González, 2009)

El análisis experimental hecho a partir de ensayos dinámicos hechos en el actuador de 25 Tons del Laboratorio de Ingeniería Estructural PUC, muestra una concordancia entre el modelo analítico y los resultados experimentales. Como es posible observar en la Figura 3-4, donde se muestra la constitutiva experimental de uno de los dispositivos ensayados, se ve claramente las ramas de carga y descarga, los niveles de disipación obtenidos en el dispositivo y la máxima deformación alcanzada por el prototipo.

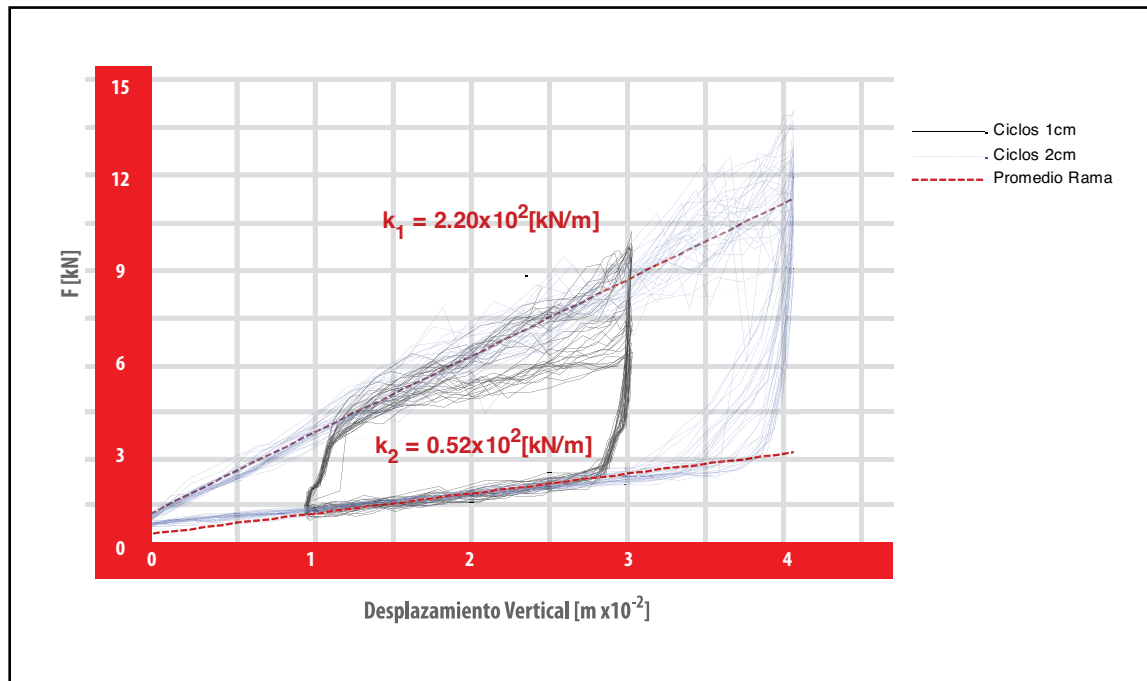


Figura 3-4: Constitutiva Experimental Dispositivo (González,2009)

Considerando los resultados experimentales es posible afirmar que el comportamiento del dispositivo de aislación en general fue satisfactorio, sin embargo presenta ciertos defectos que deben mejorarse para obtener un mejor desempeño. Los principales problemas identificados son:

- a) Variabilidad en la fuerza de roce
- b) Desgaste excesivo de piezas en contacto.

El desarrollo del dispositivo final presentado en este estudio toma como base el trabajo desarrollado González en 2009 y tiene como objetivo principal resolver los problemas identificados en dicho trabajo y proponer soluciones que permitan hacer de este dispositivo un sistema aplicable en la industria.

3.2. Descripción del Sistema de Aislamiento Rotacional Vertical.

Los estudios realizados por Cerda, muestran que una forma muy eficiente de disminuir los efectos sísmicos en estanques de pared delgada es la utilización de sistemas de aislamiento vertical rotacional. En la práctica la utilización de este tipo de dispositivos, que en general presentan bajos niveles de rigidez vertical, inducen inaceptables rangos de deformaciones verticales debido al peso propio de las estructuras y en particular en estanques con su contenido completo. Las dimensiones necesarias que deben tener los dispositivos para llegar a niveles de aislamiento satisfactorio (Parcialmente Aislado) son muy grandes comparadas con las dimensiones de los estanques, lo que hace impracticable su fabricación y montaje en bodegas convencionales.

Considerando los resultados obtenidos en el trabajo de González, 2009, el principal desarrollo del dispositivo final de Aislamiento Vertical Rotacional estuvo enfocado en resolver tres problemas principales:

- a) Grandes deformaciones debido al peso propio.
- b) Variabilidad en la fuerza de roce.
- c) Desgaste excesivo en piezas de contacto.

En adelante, este estudio se centrará en analizar cómo fueron implementados y resueltos los puntos anteriores y cómo influyen en el comportamiento global del dispositivo.

3.2.1. Componentes del sistema de Aislación Vertical Rotacional.

El sistema está definido geométricamente por un núcleo central y un sistema lateral de flexibilización. El núcleo central alberga el sistema flexible vertical y el sistema de disipación vertical, además es la base de apoyo del sistema conexión estructura aislador. El sistema lateral de flexibilización lateral está compuesto por placas articuladas que unen ambos extremos del núcleo central, impiden el desplazamiento en la dirección tangencial y actúan como sistema de guía del conjunto; también permite la conexión de un sistema flexible horizontal. En la Figura 3-5 se muestra un esquema general del aislador.

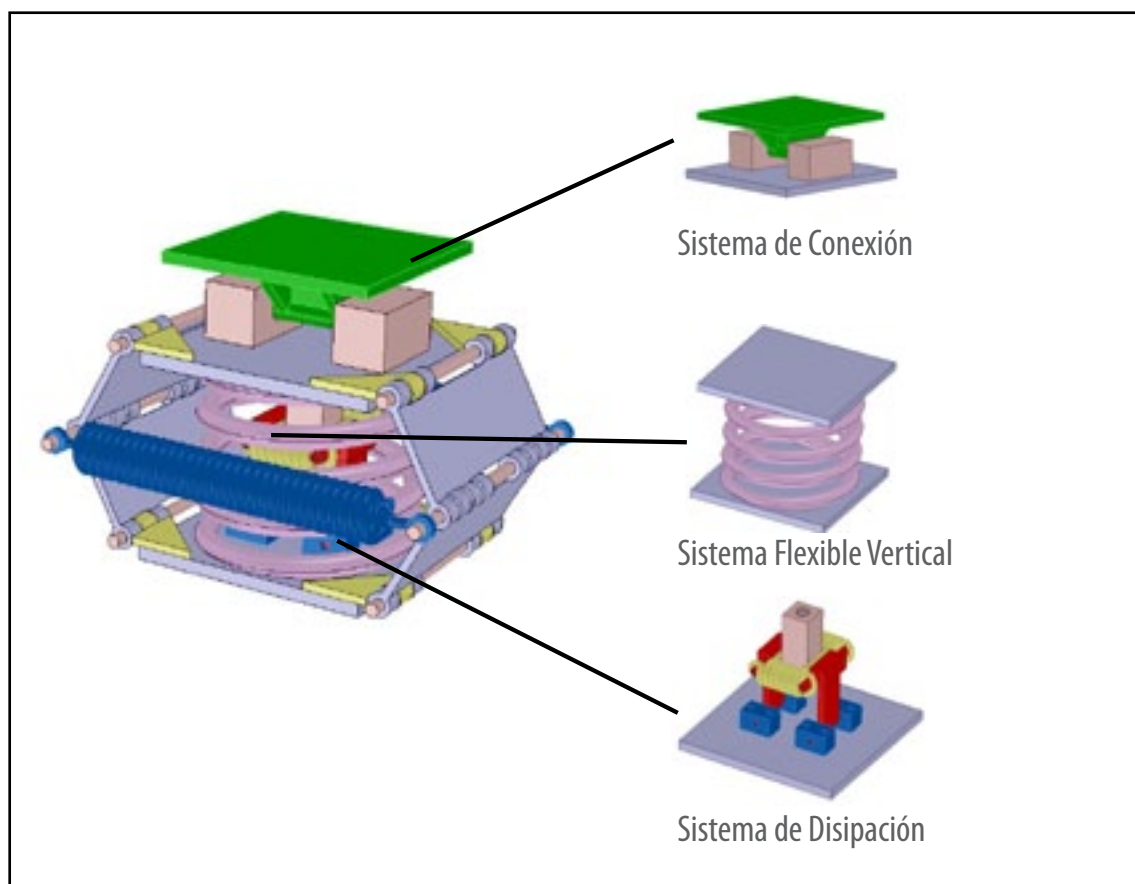


Figura 3-5: Esquema General Aislador

Considerando las características de los estanques con patas podemos establecer que, en general, estas estructuras son utilizadas para almacenamientos que van de 10 mil a un máximo de 50 mil litros, y no sobrepasan los 5 metros de altura. Existe una variabilidad en cuanto a la razón de aspecto (Altura/Radio, $\frac{H}{R}$) debido principalmente al tipo de utilización del estanque; esta razón define la cantidad de patas que dispone la estructura.

Con el fin de definir criterios constructivos para el diseño de los dispositivos, se establece como restricción la altura máxima para los aisladores según la altura del estanque a aislar como una veinteava parte de la altura total. Con esto se busca limitar el impacto del dispositivo en la configuración de la bodega y en el montaje de estas estructuras.

El dispositivo de aislación consta de cuatro sistemas independientes, tres de los cuales forman parte del sistema de aislación directo y un sistema rotulado que permite la unión entre la estructura y el dispositivo. Los tres sistemas que forman parte de la aislación son el flexible vertical, de disipación friccional y el sistema flexible horizontal; por otro lado se dispone del sistema de conexión aislador estructura. Todos estos componentes serán analizados en detalle y se estudiará su influencia en el comportamiento global del dispositivo.

Teóricamente, cada una de las partes de la aislación trabaja de forma independiente. Esto permite definir condiciones de diseño para cada una de acuerdo a las necesidades del sistema estructural. En resumen, el sistema flexible vertical permite controlar el comportamiento aislado proporcionando la flexibilidad necesaria.

a) Sistema de conexión Aislador Estructura

Para lograr una conexión entre el dispositivo y el estanque se propone una unión que restringe los desplazamientos en la dirección tangencial pero que permite el giro de la estructura con el fin de lograr la aislación vertical rotacional.

Para esto se propone un sistema de placas laterales articuladas que actúan como guías del dispositivo, unen el extremo superior e inferior del aislador y restringen el desplazamiento en la dirección tangencial del estanque.

En la parte superior del dispositivo se implementa un sistema rotulado tangencial al manto, que permite la rotación de la pata del estanque pero restringe el desplazamiento en dicha dirección. Lo anterior impide el traspaso de los efectos de la rotación al aislador en ese plano.

En las Figuras 3-6 y 3-7 se muestran detalles de este sistema de conexión y un esquema de funcionamiento considerando todo el sistema estructural.

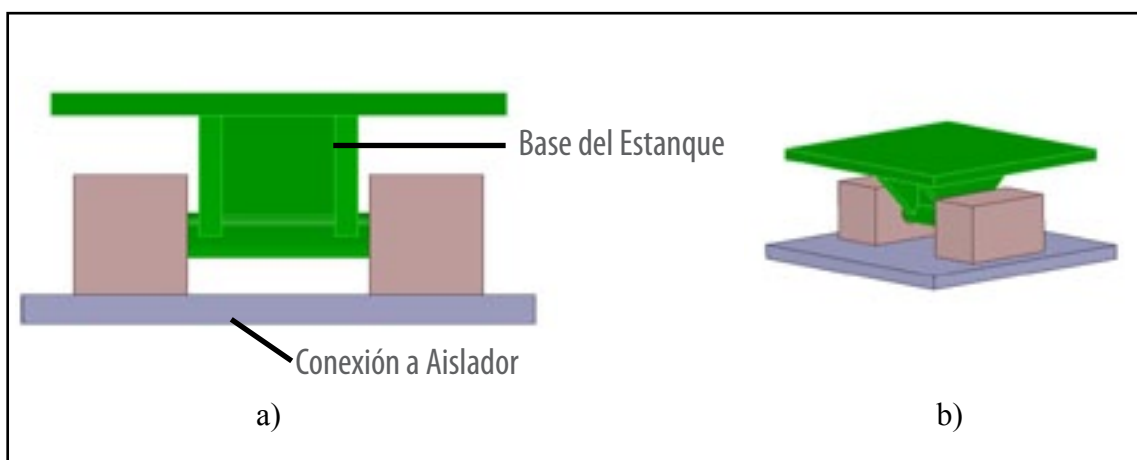


Figura 3-6: Conexión Estanque Aislador. a) Vista Frontal, b) Vista Isométrica.

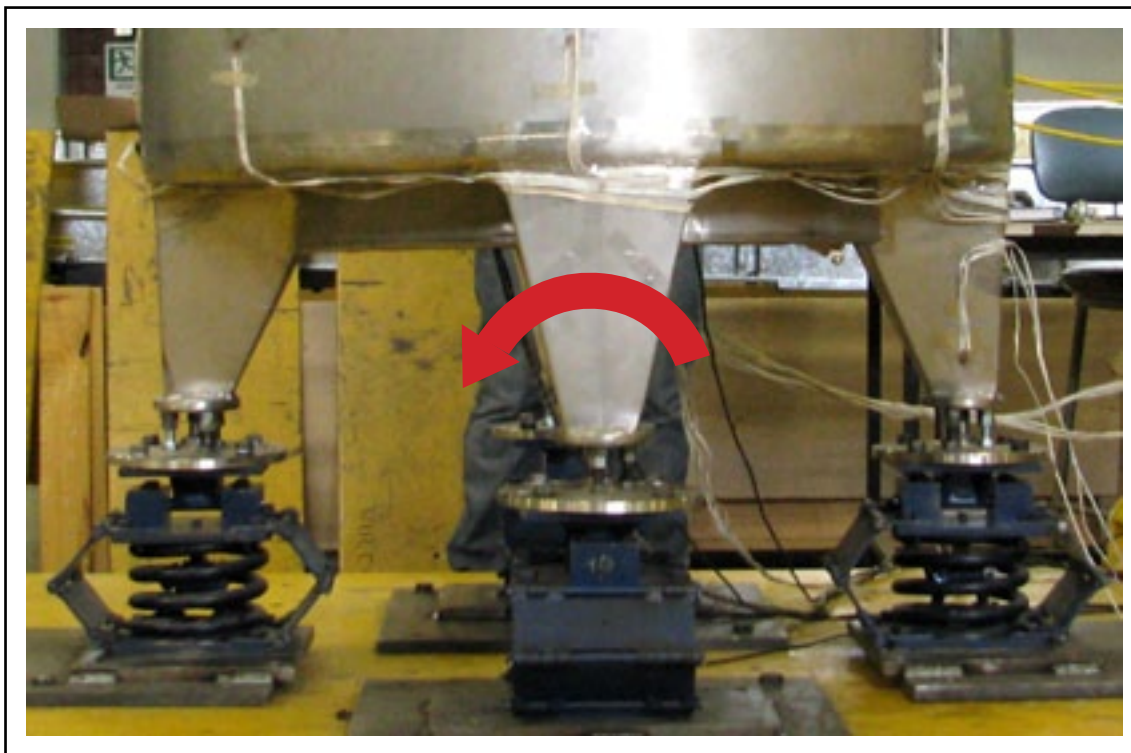


Figura 3-7: Esquema de funcionamiento del sistema estructural

b) Sistema Flexible Vertical

Para que el sistema aislado funcione es necesario que el dispositivo pueda entregar la flexibilidad basal necesaria para trabajar en el rango “parcialmente aislado” (P-Is, Partial Isolation) o “completamente aislado” (C-Is, Complete Isolation), que es el objetivo principal de este sistema de aislación (Cerde, 2006).

Para determinar la flexibilidad es necesario considerar todo el sistema estructural (estanque y aisladores). En este caso, se tiene como referencia un estanque simétrico con 4 patas de 3m³ de capacidad.

Para un estanque con patas, con geometría y contenido del fluido interno dado, es posible definir la frecuencia natural rotacional principal ω_{θ}^1 que permite llegar a algunos de los niveles de aislamiento definidos anteriormente. Con esto determinamos la rigidez al rocking K_{θ} del sistema a partir de la relación

$$K_{\theta} = (\omega_{\theta}^1)^2 \cdot I_{\theta} \quad (3.1)$$

Donde I_{θ} , es el momento de inercia del estanque en torno a su eje de giro ubicado en la base del sistema estructural. El cual se calcula como

$$I_{\theta} = M \left(\rho_{CM} + \left(\frac{H}{2} + l \right)^2 \right) \quad (3.2)$$

Con

M: masa total del sistema estructural.

ρ_{CM} : Momento de inercia del sistema estructural en torno a su centro de masa.

Con K_{θ} conocido, podemos calcular la rigidez vertical del disipador considerando la geometría del sistema para un estanque con 4 patas. Consideremos la Figura 3-7 con un giro θ en torno al eje de giro ubicado en la base, podemos entonces conocer el desplazamiento Δ de cada pata de acuerdo a

$$\Delta = \theta \cdot R \quad (3.3)$$

Tenemos entonces que la fuerza que ejerce el sistema flexible vertical es

$$f_v = K_z \cdot \theta \cdot R \quad (3.4)$$

Si consideramos la geometría, se tiene que

$$K_z = \frac{K_\theta}{4 \cdot R'^2} \quad (3.5)$$

Para estanques con otras configuraciones o una cantidad de patas diferente, es necesario buscar las relaciones correspondientes, pero se debe utilizar el mismo procedimiento.

En la práctica, el dispositivo considera la utilización de un resorte espiral que trabaja en sentido vertical, el cual debe cumplir con las propiedades necesarias para garantizar el K_z calculado en la Ec. (3.5)

c) Sistema de Disipación Friccional

Dentro de las componentes principales del aislador se encuentra el sistema de disipación de energía. El sistema utilizado es un mecanismo de fricción instalado al interior del resorte principal.

En una primera instancia (González, 2009) este mecanismo constaba de un elemento de acero en forma de cuña que rozaba contra dos barras cilíndricas, las cuales eran unidas por dos resortes secundarios que entregaban al sistema una fuerza variable

que aumentaba a medida que la cuña descendía. Los resultados obtenidos mediante este sistema de disipación en general fueron satisfactorios, sin embargo, se presentaron algunos problemas como desgaste excesivo de las partes en contacto, lo cual se tradujo en una degradación de rigidez en los ciclos de carga Fuerza-Desplazamiento, además de una inestabilidad en las constitutivas por fuerzas de roce poco uniformes.

Para mejorar el comportamiento en cuanto al sistema de disipación, se realizaron dos cambios que buscaron suplir las deficiencias anteriores.

i) Sistema de Fuerza Constante

Con el fin de disminuir la inestabilidad del dispositivo se cambia la cuña y las barras, utilizadas en el primer dispositivo, por un elemento de sección prismática el cual roza con dos elementos de superficie lisa (Figura 3-8) los cuales son unidos por dos resortes. Estos cambios permiten obtener un sistema que genera una fuerza constante a medida que el dispositivo desciende; la fuerza en los resortes secundarios genera el roce necesario para la disipación de energía, por lo tanto es posible modificar el amortiguamiento del sistema con cambios en la rigidez de los resortes secundarios.

ii) Sistema de Rozamiento

Para disminuir el excesivo desgaste de las partes en contacto se incorpora al dispositivo un sistema de balatas con caras planas que rozan directamente con el elemento de sección constante fabricado en acero (Figura 3-8), con esto se cambia el roce acero-acero por balata-acero. Comparativamente el roce obtenido es menor que el primer prototipo, sin embargo el comportamiento y la durabilidad de las componentes mejora considerablemente.

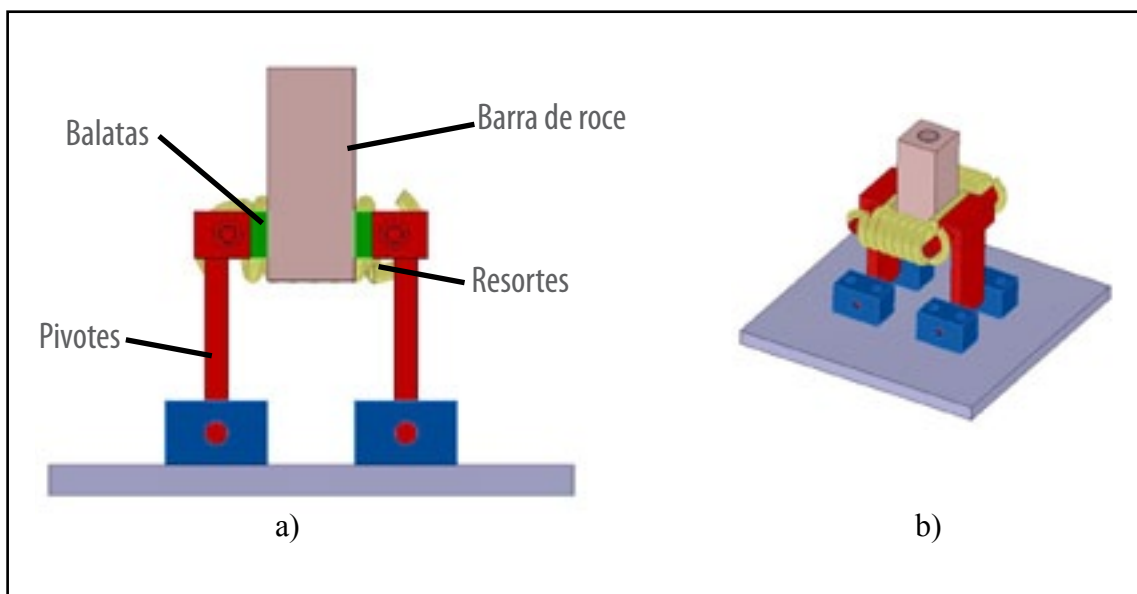


Figura 3-8 Sistema de disipación por roce. a) Vista Frontal, b) Vista Isométrica

d) Sistema Flexible Horizontal

Debido al peso propio de las estructuras, el desarrollo práctico de sistemas de aislación vertical es dificultoso. Tal como analizamos en el punto anterior, para que este sistema funcione en los rangos aceptables es necesario disponer de niveles de flexibilidad que permitan aislar las estructuras. Lo anterior se traduce en grandes desplazamientos verticales debido a la baja rigidez relativa del sistema flexible vertical.

Con la idea de disminuir los desplazamientos debido al peso propio, se propone utilizar dos sistemas complementarios. El primero considera la disipación friccional y fue analizado en el punto anterior, y el segundo consiste en un sistema elástico que funciona a partir de la geometría impuesta. Este consiste de dos resortes horizontales (Figura 3-9) los cuales fueron unidos al sistema de placas articuladas. Los resortes trabajan solidariamente con el conjunto, deformándose en la medida que las placas articuladas se desplazan.

La incorporación de estas componentes se basa en el estudio de Araki et al., 2009. En el cual se propone la utilización de un sistema de aislamiento vertical que considera un dispositivo que usa la combinación de resortes para obtener un aislador vertical no lineal con fuerza restitutiva, a partir del uso de la no linealidad geométrica presente en el dispositivo. El aislador presentado en esta tesis es esencialmente distinto al del trabajo de Araki et al, sin embargo rescata la idea de la utilización de la no linealidad geométrica con el uso de resortes de rigidez constante para disminuir los desplazamientos verticales.

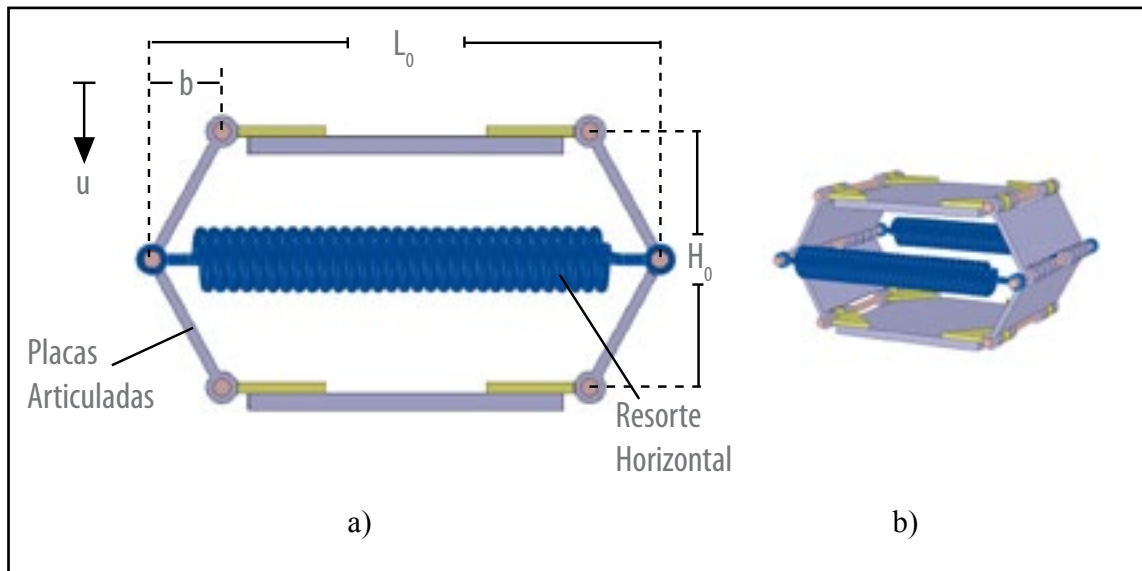


Figura 3-9: Esquema nuevo aislador. a) Vista Frontal, b) Vista Isométrica

Considerando que ya se tiene definida la rigidez vertical del sistema K_z , es posible conocer el desplazamiento vertical del sistema estanque-aislador conociendo el peso propio de la estructura repartida uniformemente en cada pata, de acuerdo a la relación

$$x_0 = \frac{m \cdot g}{K_z} \quad (3.6)$$

La idea es obtener un desplazamiento vertical $u_0 < x_0$ a través del sistema de resortes horizontales y la disipación friccional.

De acuerdo con la Figura 3-9, y sólo considerando el sistema flexible horizontal, se tienen las siguientes relaciones geométricas

$$r_0 = \frac{(L_0 - b)}{2} \quad (3.7)$$

$$d^2 = \left(\frac{H_0}{2}\right)^2 + r_0^2 \quad (3.8)$$

Si se define “s” como la deformación del resorte horizontal producto del desplazamiento u, y se tiene

$$s = 2\sqrt{d^2 - \left(\frac{H_0}{2} - \frac{u}{2}\right)^2} - r_0 \quad (3.9)$$

Y su derivada con respecto al desplazamiento u.

$$\frac{ds}{du} = \frac{(H_0 - u)}{\sqrt{L_0^2 - 2L_0b + b^2 + 2H_0u - u^2}} \quad (3.10)$$

Ahora, realizando un análisis considerando trabajos virtuales, se tiene

$$P \cdot du = f_h \cdot ds \quad (3.11)$$

Con

$$f_h = K_H \cdot s + p_i \quad (3.12)$$

Con

p_i = Fuerza de pretensión inicial del resorte horizontal.

Entonces podemos encontrar

$$P = K_H \cdot s \cdot \frac{ds}{du} + p_i \cdot \frac{ds}{du} \quad (3.13)$$

Que corresponde a la fuerza ejercida en sentido vertical producto de la configuración geométrica y los resortes horizontales.

Para considerar el efecto del sistema flexible vertical y la disipación friccional al cargar el sistema, sólo es necesario sumar ambas componentes a la expresión anterior, ya que cada sistema es independiente entre sí.

$$Q = K_H \cdot s \cdot \frac{ds}{du} + p_i \cdot \frac{ds}{du} + K_z \cdot u + f_d \quad (3.14)$$

Se define Q_0 , u_0 como la carga de peso propio y el correspondiente desplazamiento del sistema de aislación. Entonces es posible encontrar la rigidez K_H , necesaria para conseguir u_0 previamente definido, despejando la ecuación (3.14)

En el caso del sistema de aislamiento propuesto, se ha definido u_0 como una tercera parte del desplazamiento vertical disponible, lo cual corresponde a una sexta parte de H_0 según la configuración del dispositivo.

A continuación se presenta un esquema de las constitutivas de cada sistema por separado y el resultado final de la suma de estas componentes. Los valores presentados son normalizados por el mayor valor posible en cada sistema.

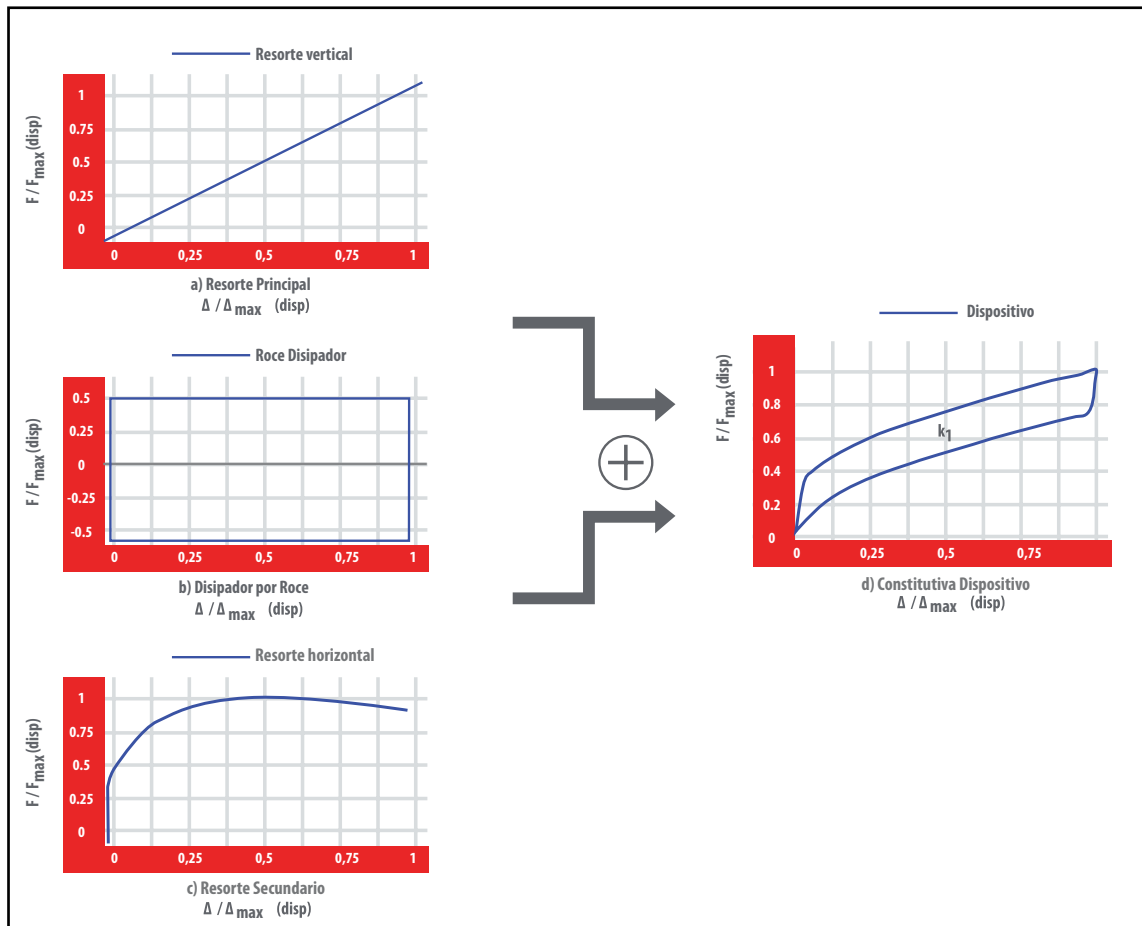


Figura 3-10: Esquema de constitutivas teóricas del nuevo dispositivo. a) Resorte Principal, b) Disipador por roce, c) Resorte secundario, d) Constitutiva General del sistema VRI.

Para el desarrollo de las siguientes secciones, se contempla el análisis del dispositivo de González modificado. Estos cambios significaron el reemplazo del sistema de disipación y la incorporación de resortes del sistema flexible horizontal.

3.3. Modelo de Elementos Finitos

3.3.1. Descripción de Modelo de Elementos Finitos

Con la finalidad de verificar a través de un modelo numérico las componentes del dispositivo de aislación, así como su comportamiento global, se desarrolló un modelo computacional en el software comercial de elementos finitos ANSYS.

Las capacidades de ANSYS permiten desarrollar simulaciones con las mismas características del modelo físico proyectado. En la práctica, se utiliza la modelación geométrica tridimensional del dispositivo, el cual se incorpora a la plataforma Workbench de ANSYS para su análisis. En la Figura 3-11 se muestra la implementación de este modelo.

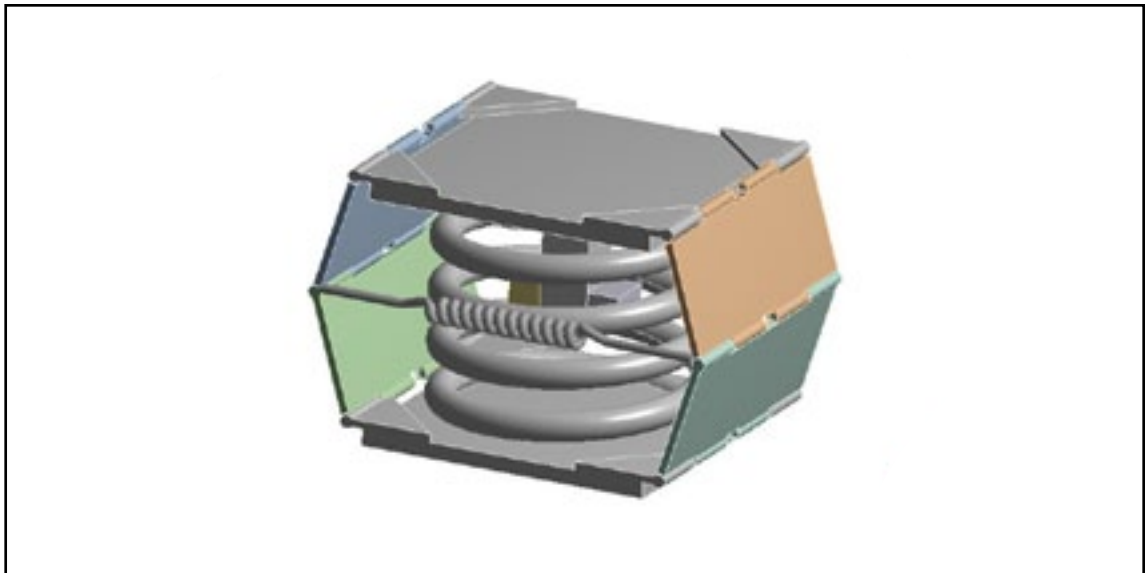


Figura 3-11: Modelo Workbench

El modelo de elementos finitos incorpora cada componente del sistema de aislación de acuerdo con las siguientes características

a) Sistema de conexión Aislador Estructura

Se modela el sistema de placas de soporte y las placas laterales articuladas de acuerdo con su geometría original. Las placas laterales son incorporadas al modelo como partes rígidas que interactúan en el sistema con las restricciones cinemáticas disponibles en ANSYS para simular su comportamiento. En este modelo no se considera la rótula superior de la conexión con la estructura.

b) Sistema Flexible Vertical

Para simular el efecto de la rigidez vertical incorporada al dispositivo se utiliza un elemento COMBIN14. Este elemento simula el comportamiento de un resorte con una rigidez dada y también permite la incorporación de amortiguamiento. En nuestro caso se utiliza la rigidez K_z definida en el punto anterior de la sección anterior.

c) Sistema de Disipación Friccional

Para simular esta componente se utiliza directamente el modelo geométrico implementado, una barra de acero que roza con dos elementos de superficie lisa. En ANSYS se utiliza elementos de contacto para simular la fricción entre las superficies, para esto la plataforma Workbench cuenta con herramientas para definir las zonas de contacto y su interacción. Hay disponibles diferentes tipos de contacto, en este caso se utilizó en contacto tipo “Frictional” que permite simular fricción incorporando los valores de coeficiente de fricción estática y dinámica.

d) Sistema Flexible Horizontal

Se simula el comportamiento del sistema flexible horizontal a partir de la utilización de dos elementos COMBIN14. Estos elementos unen el sistema de placas laterales en el encuentro de estos en la zona central del dispositivo. Para ambos elementos se utiliza la rigidez horizontal K_H junto con la pretensión del resorte p_i propuesta para el prototipo de prueba.

3.3.2. Resultados de Análisis por FEM

Para realizar los análisis por elementos finitos se realizaron cinco modelos diferentes. Tres de estos modelos corresponden a los sistemas Flexible Vertical, Disipación Friccional y Flexible Horizontal respectivamente, los cuales fueron analizados de forma independiente. Los otros dos modelos corresponden a la combinación del sistema flexible vertical y flexible horizontal y la combinación de los tres sistemas. En todas las simulaciones se modela el sistema de conexión aislador estructura de la forma descrita en el punto 3.1.

Las condiciones de borde utilizadas y el plan de carga son comunes en todos los modelos. Estas restricciones son:

Placa de apoyo inferior con soporte tipo “Fixed Support”, este tipo de apoyo restringe todos los grados de libertad en la cara inferior de la placa. Esto simula la placa totalmente restringida en todas las direcciones. Para la placa superior se definen restricciones de movimiento en las dos direcciones paralelas al plano, para la dirección normal no hay restricción por lo cual es posible el libre movimiento en el sentido vertical.

Para la aplicación de carga al sistema se define un plan de desplazamiento aplicado a la placa superior. Este desplazamiento impuesto considera una deformación de 50 mm de descenso, aplicado en pasos de 1.25 mm y una descarga hasta llegar a la posición inicial con el mismo régimen de carga.

a) Modelo del Sistema Flexible Vertical

Este modelo busca verificar el comportamiento del sistema flexible vertical de acuerdo con las condiciones de rigidez impuestas en el prototipo establecido. El modelo considera un resorte en el sentido vertical con una rigidez $K_z = 9.45 \text{ Kg/mm}$ y la parte inferior del sistema de conexión aislador estructura (Figura 3-12). El régimen de cargas y condiciones de borde es el especificado en el punto anterior.

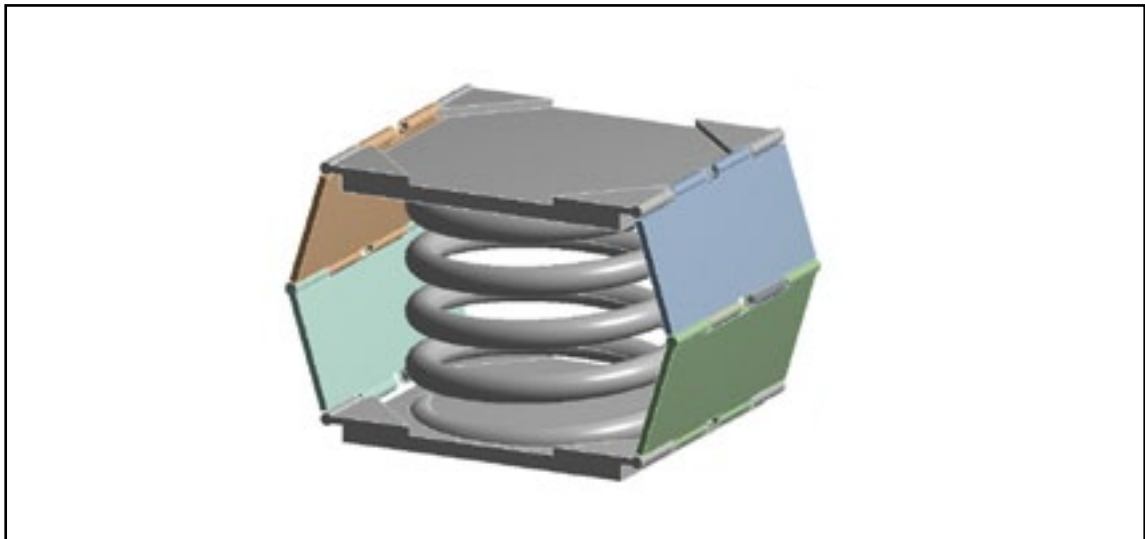


Figura 3-11: Modelo del sistema Flexible Vertical

b) Modelo del Sistema de Disipación Friccional

Para simular el sistema de disipación se definieron dos elementos en forma de cubo contiguos a la barra de acero vertical. Estos cubos comparten elementos de contacto con la barra vertical, los contactos son definidos de acuerdo al tipo “Frictional” disponible en Workbench. Se define un coeficiente de roce entre los elementos de $\mu=0.19$ y una fuerza de $f_h = 286 \text{ Kgf}$ aplicados en cada borde externo de los cubos, con el fin de simular el efecto de los resortes que unen el sistema de roce en el prototipo físico. En la realidad el coeficiente de roce entre los elementos es de aproximadamente $\mu=0.35$ y la fuerza ejercida por cada resorte es de 90.6 kgf. Por problemas en la convergencia de la solución en ANSYS se recomienda usar un máximo de $\mu=0.19$ lo cual hizo ponderar la fuerza aplicada a los cubos en la misma proporción. Se permite que los cubos puedan deslizarse en la dirección normal al movimiento de la barra vertical.

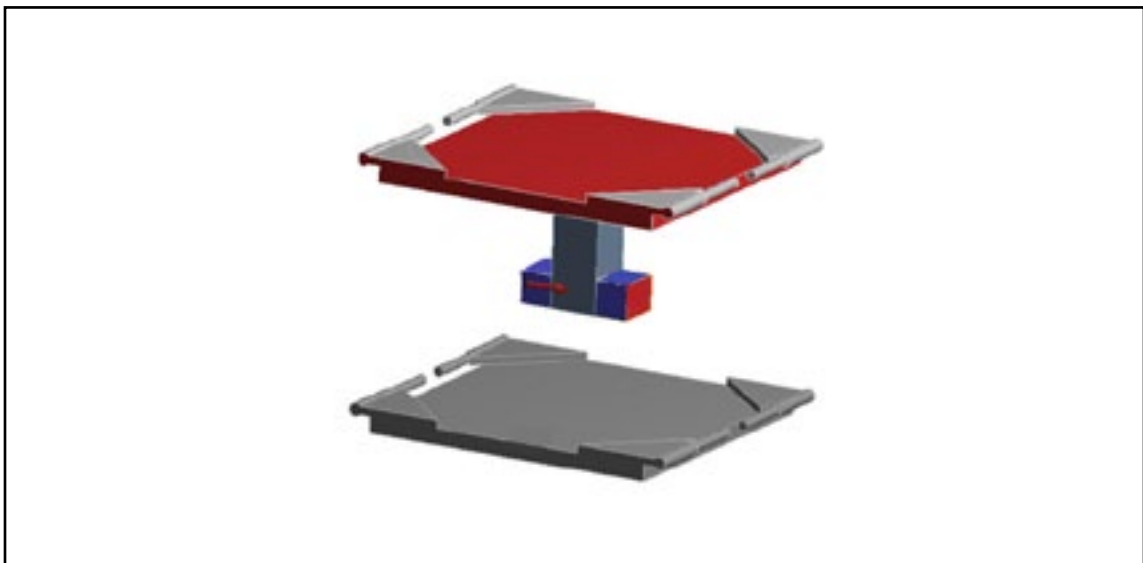


Figura 3-12: Modelo del sistema de disipación friccional

Los resultados obtenidos a partir de la simulación muestran el siguiente gráfico fuerza-desplazamiento del sistema (Figura 3-13). Es posible apreciar el ciclo de carga el cual tiene una constitutiva de forma rectangular debido a la forma del dispositivo de roce. Los valores de la fuerza de roce son de $f_{r_{max}} = 108 \text{ Kgf}$ en el ciclo de carga y $f_{r_{min}} = -108 \text{ Kgf}$ en la descarga.

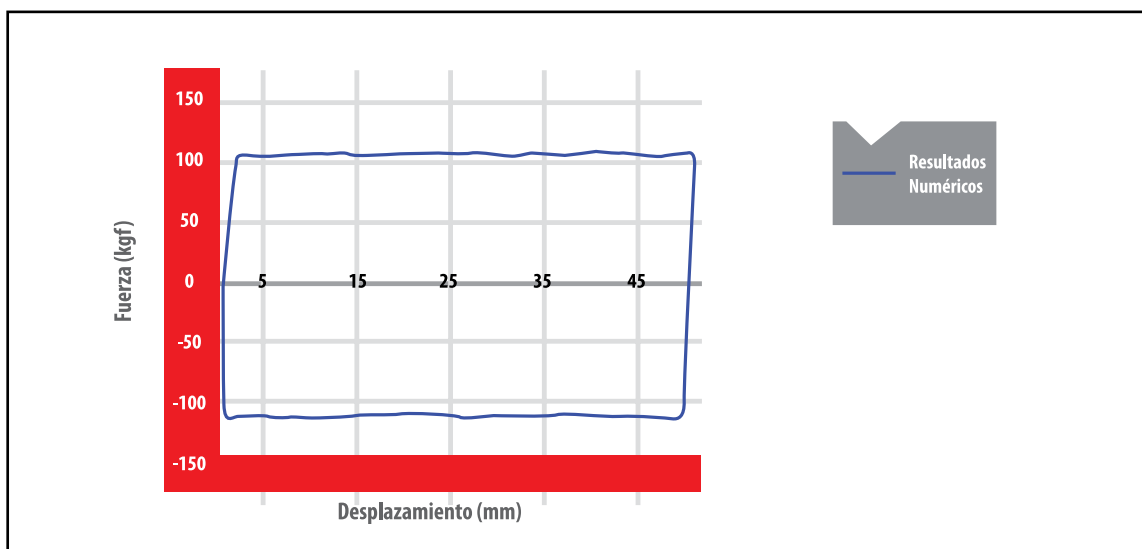


Figura 3-13: Constitutiva numérica sistema de disipación friccional

c) Modelo del Sistema Flexible Horizontal

El sistema flexible horizontal es simulado con la misma configuración geométrica que el prototipo. Se utilizan elementos COMBIN14 para simular los resortes horizontales disponibles en la plataforma Workbench los cuales unen las placas laterales en su conexión, al centro del dispositivo. El valor de rigidez de los resortes es de $K_H = 2 \text{ kgf/mm}$ cada uno y está definida una pretensión inicial de $p_i = 20 \text{ kgf}$.

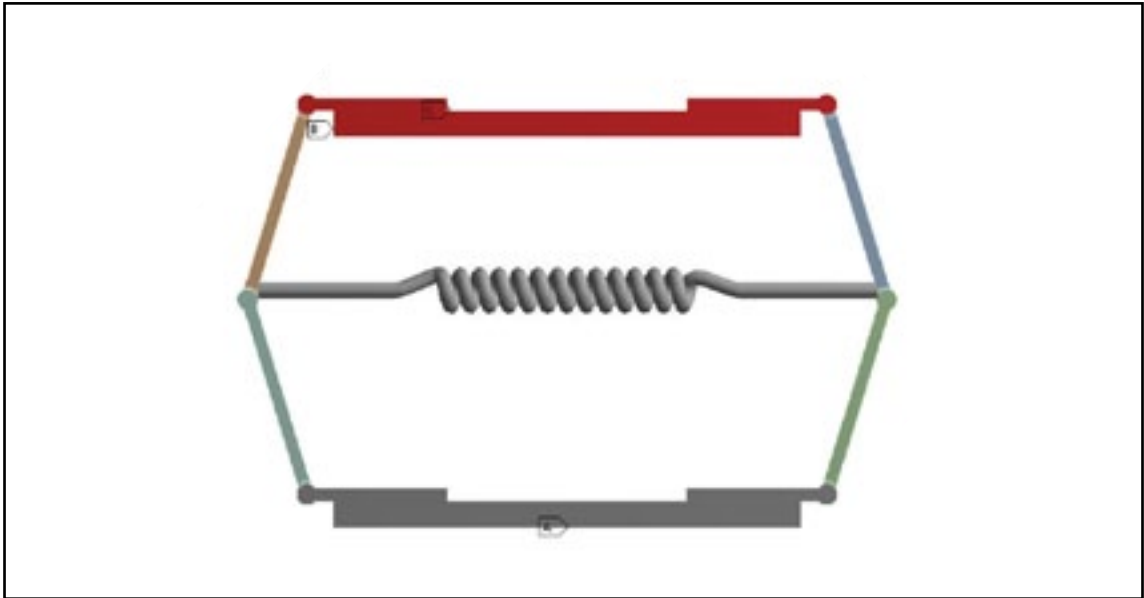


Figura 3-14: Modelo de sistema flexible horizontal

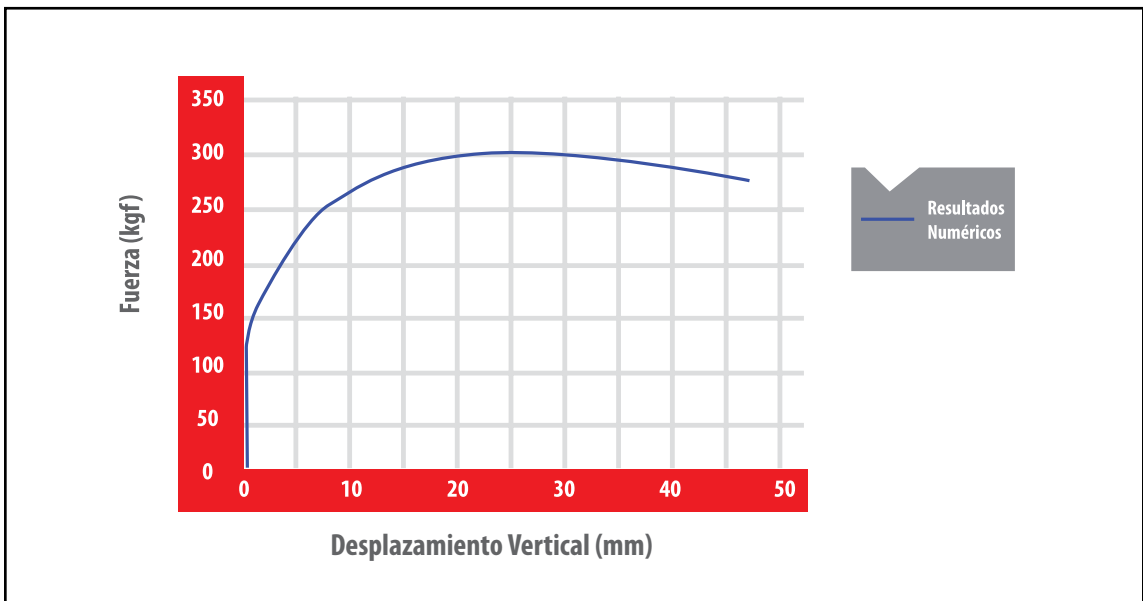


Figura 3-15: Constitutiva numérica sistema flexible horizontal

La constitutiva obtenida es no lineal elástica de acuerdo a lo previsto en el análisis teórico. Debido a la influencia de la pretensión del resorte es necesario ejercer una fuerza inicial de 128 Kgf para que el dispositivo comience el movimiento. Como es posible apreciar en la Figura 3-15 el sistema aporta rigidez vertical de forma creciente hasta la mitad de la trayectoria disponible en el dispositivo, a partir de este punto el aporte de rigidez es decreciente.

d) Modelo Mixto 1 (Sistema flexible vertical y sistema flexible horizontal).

Con la finalidad de verificar el comportamiento de los sistemas flexibles mixtos a partir de la utilización de un modelo numérico, se simula el efecto conjunto del resorte vertical y los resortes horizontales. Para este caso se usan los mismos parámetros utilizados en los modelos independientes.

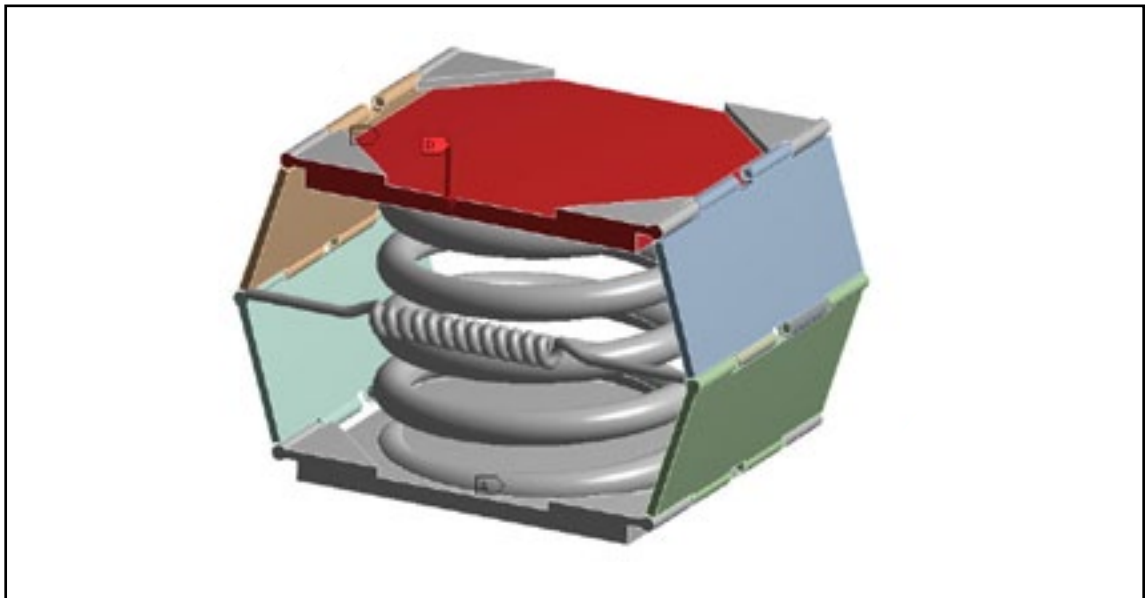


Figura 3-16: Modelo de Sistema Mixto 1

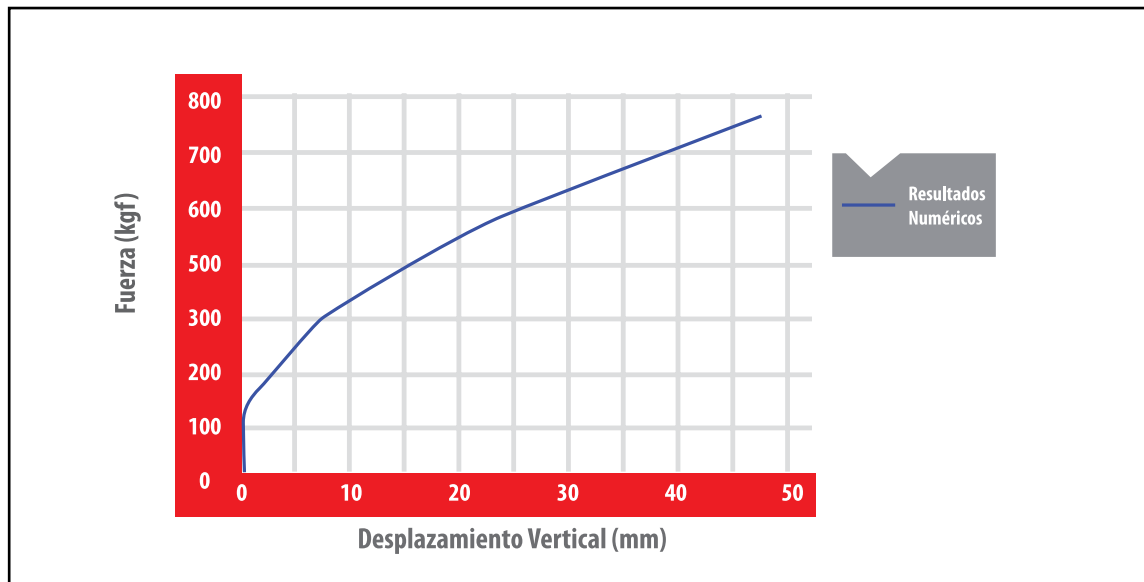


Figura 3-17: Constitutiva numérica Sistema Mixto 1

Como era de esperarse, el modelo combina los efectos de los sistemas flexible vertical y flexible horizontal. Para lograr un desplazamiento dado es necesario considerar los aportes de ambos sistemas lo que se traduce en que la carga necesaria para conseguir dicho desplazamiento debe ser mayor. Entre 0 y 20 mm de desplazamiento del dispositivo, la influencia del sistema flexible horizontal es mucho más importante que la influencia del sistema vertical, por lo que se observa un comportamiento no lineal. A partir de 20 mm de desplazamiento toma mayor relevancia el sistema flexible vertical ya que el sistema horizontal prácticamente no aporta rigidez al sistema. Lo anterior se traduce en que la rigidez del sistema a partir de dicho desplazamiento es la que aporta el sistema flexible vertical K_z y por consecuencia el comportamiento es prácticamente lineal.

- e) Modelo Mixto 2 (Sistemas flexible vertical, disipación friccional y flexible horizontal).

Este modelo considera las tres componentes del sistema de aislación trabajando de forma conjunta. Esta simulación considera las mismas condiciones de borde usadas en los modelos individuales.

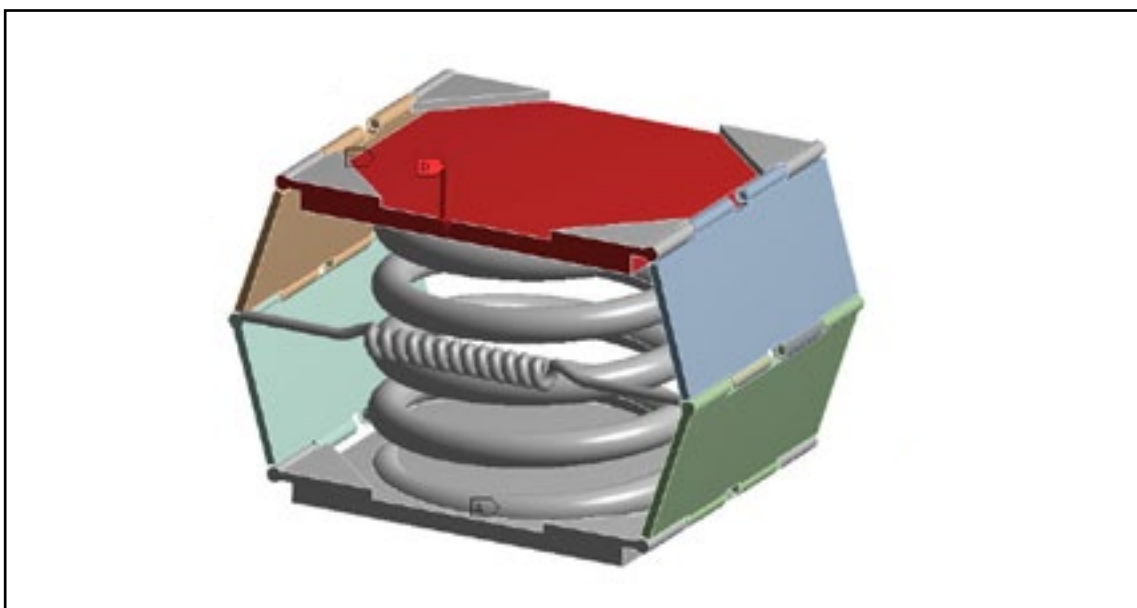


Figura 3-18: Modelo de Sistema Mixto 2

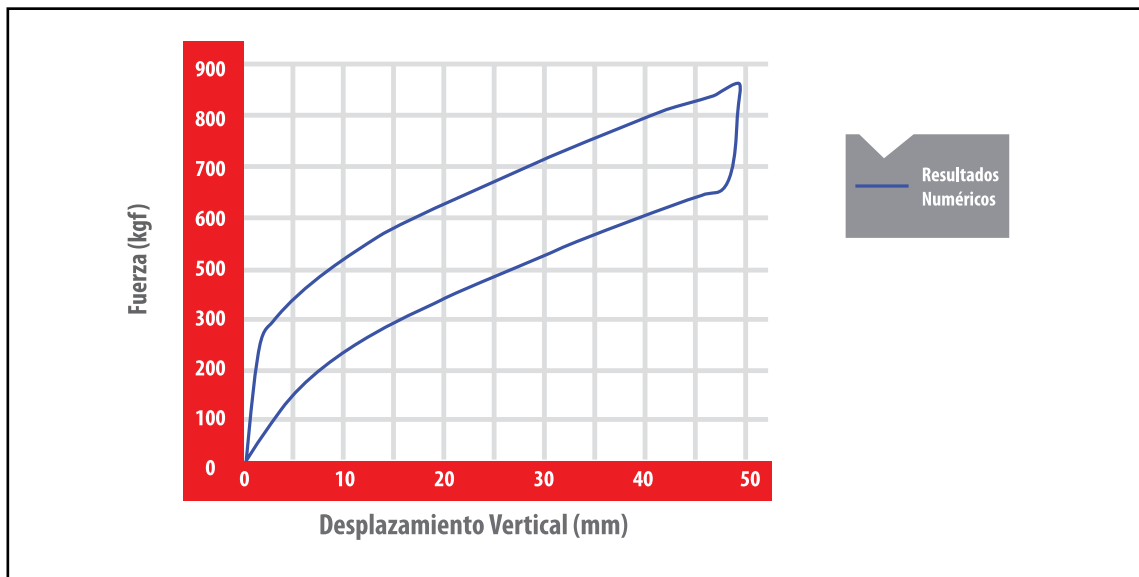


Figura 3-19: Constitutiva numérica Sistema Mixto 2

Los resultados obtenidos del modelo combinan los efectos de los tres sistemas. Es posible apreciar el efecto de la no linealidad aportada por el sistema flexible horizontal hasta los 15 mm de desplazamiento, a partir de ese punto prácticamente toda la rigidez es aportada por el sistema flexible vertical. Al incluir el sistema de disipación friccional es posible apreciar el efecto del amortiguamiento producido por el roce.

3.4. Análisis Experimental

El análisis experimental del prototipo se realiza considerando sistemas individuales y mixtos con el fin de verificar el comportamiento de cada componente en particular, así como el comportamiento global del dispositivo.

En todos los casos se realizaron ensayos estáticos, tanto para la determinación de la rigidez de los resortes como para la obtención de las curvas fuerza desplazamiento de los sistemas mixtos.

Se presentan los resultados obtenidos de los ensayos del Sistema Flexible Vertical, de la combinación del Sistema Flexible Vertical y Horizontal (sistema mixto 1) y por último los resultados del ensayo que considera las tres componentes del dispositivo (sistema mixto 2). Para todos estos ensayos se utiliza un mismo montaje experimental, tal como se muestra en la Figura 3-20, sólo se van incorporando las componentes de cada sistema en el dispositivo.



Figura 3-20: Montaje experimental

Para el montaje se utilizó un gato hidráulico con una celda de carga para medir la fuerza ejercida, estos reaccionaban contra un marco de carga rígido habilitado para este ensayo. Para medir la deformación del dispositivo se usaron transductores instalados tal como se muestra en la Figura 3-20. El régimen de carga en cada caso consiste en la aplicación de una deformación del gato hidráulico a una velocidad constante, hasta conseguir el desplazamiento máximo del dispositivo. Para la descarga sólo se quita la presión ejercida por el gato hidráulico hasta que el sistema vuelve a su posición original. En el caso del sistema mixto 2 se realizan tres ciclos de carga y descarga.

a) Ensayo Experimental Sistema Flexible Vertical

Para este ensayo se utiliza la parte inferior del sistema de conexión junto con el resorte vertical. Este resorte del tipo espiral fue diseñado para trabajar con una rigidez de $K_z = 9.5 \text{ Kg/mm}$. Se realiza el ensayo utilizando el sistema de montaje y el régimen de carga especificado para un ciclo de carga descarga, obteniéndose la siguiente constitutiva.

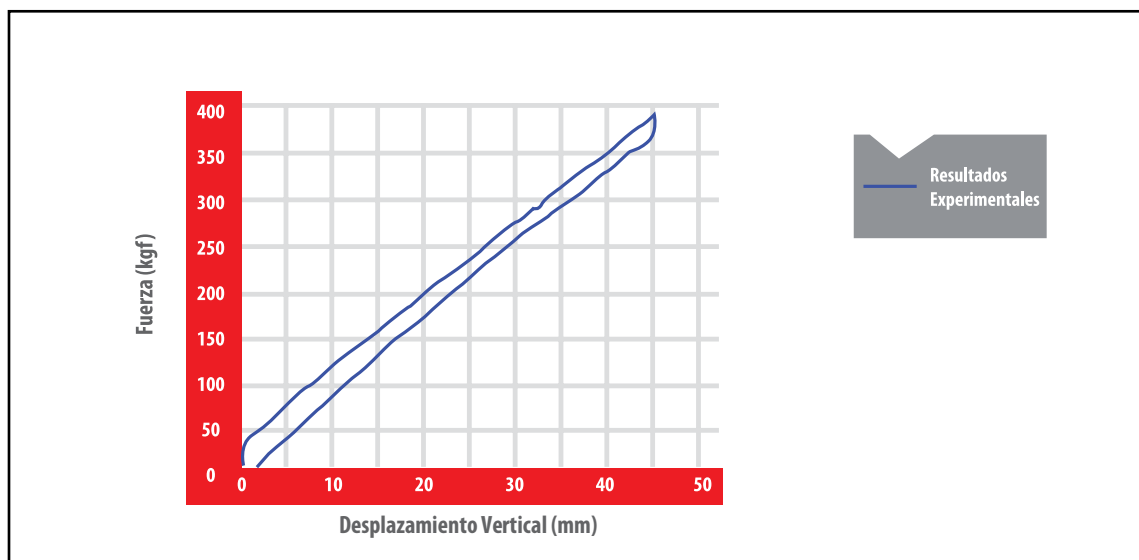


Figura 3-21: Constitutiva Experimental Sistema Flexible Vertical

De los resultados obtenidos es posible observar diferencias entre la curva de carga y la de descarga. El comportamiento del dispositivo no es completamente elástico, presentando una rama de carga diferente que la de descarga, pero aproximadamente con la misma pendiente. Se atribuyen estas diferencias a la acomodación del dispositivo al comenzar a cargar el sistema de montaje estructural y al roce que se produce en las uniones de las placas (bisagras). La rigidez K_z promedio fue de 9.25 kgf/mm.

b) Ensayo Experimental Sistema Mixto 1

El sistema mixto 1 contempla la utilización del sistema flexible vertical y horizontal en forma simultánea.

Para la realización de este ensayo se montan en el dispositivo de aislación los dos resortes de longitud 238 mm en los ejes de unión de las placas laterales del sistema de soporte. Estos resortes fueron calculados para entregar una rigidez nominal $K_H = 2 \text{ kgf/mm}$ y una pretensión de $p_i = 20 \text{ kgf}$.

Se realizaron ensayos de carga para determinar los valores de rigidez y pretensión. Los resultados de estos ensayos fueron de rigidez $K_{H1} = 2.52 \text{ kgf/mm}$ y pretensión de $p_{i1} = 28 \text{ kgf}$ para el primer resorte y de rigidez $K_{H2} = 2.49 \text{ kgf/mm}$ y pretensión inicial de $p_{i2} = 35 \text{ kgf}$ para el segundo resorte instalado.

Para este ensayo se realiza un ciclo carga descarga de acuerdo a las especificaciones antes mencionadas.

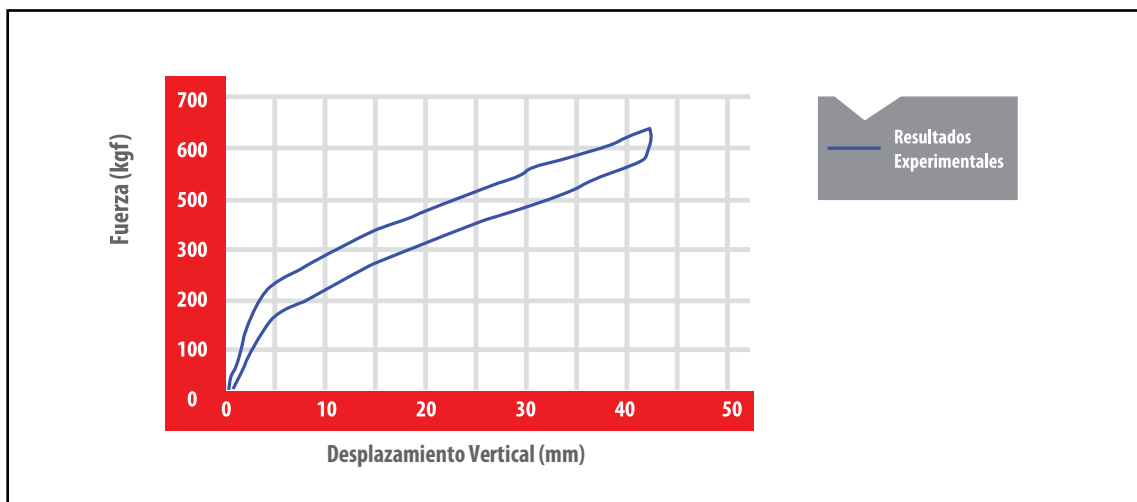


Figura 3-22: Constitutiva Experimental Sistema Mixto 1

Teóricamente, el funcionamiento del dispositivo es no lineal elástico, sin embargo los resultados obtenidos de los ensayos muestran diferencias importantes entre la curva de carga y descarga para el sistema ensayado.

En general es posible distinguir dos zonas en la curva de carga. La primera zona corresponde al intervalo entre 0 y 5 mm de desplazamiento; el comportamiento es no lineal y está influenciado principalmente por los resortes horizontales. La segunda zona entre 5 y 40 mm presenta prácticamente un comportamiento lineal con rigidez $K=9.73 \text{ kgf/mm}$, muy similar a la rigidez del resorte vertical. Para la curva de descarga también es posible encontrar ambos tipos de comportamiento, lineal entre 5 y 40 mm y comportamiento no lineal entre 0 y 5 mm.

La diferencia entre la rama ascendente y descendente es de aproximadamente 90 Kgf en las zonas lineales. Lo anterior indica que existen mecanismos de disipación de energía, los cuales corresponde principalmente al roce en el sistema de soporte.

Es importante observar que existen diferencias en la cantidad de energía disipada entre las curvas del sistema flexible vertical y el sistema mixto 1, efecto de la mayor carga axial en las bisagras.

c) Ensayo Experimental Sistema Mixto 2

Este sistema mixto incorpora todas las componentes del dispositivo de aislación, es decir, sistema flexible vertical, sistema flexible horizontal y el sistema de disipación friccional.

El sistema de disipación friccional se implementa a partir del contacto entre dos pivotes revestidos con material de balata, utilizado para frenos de vehículos, con una barra de acero que se desplaza en sentido vertical. Los pivotes son comprimidos contra la barra de acero a través de dos resortes horizontales produciendo la fricción requerida. Por lo anterior, el dispositivo puede cambiar su amortiguamiento a partir del cambio de la deformación de los resortes y/o su rigidez.

Para este caso la rigidez de los resortes usados es de $K_H = 14.5 \text{ kgf/mm}$ con una pretensión inicial de $p_i = 47.1 \text{ kgf}$. La deformación de los resortes en el sistema montado fue de $\Delta x = 3 \text{ mm}$ por lo que la fuerza que aportó cada resorte fue de $f_H = 90.6 \text{ Kgf}$.

En el ensayo de este sistema se realizaron tres ciclos de carga-descarga, de la misma forma que en los ensayos anteriores.

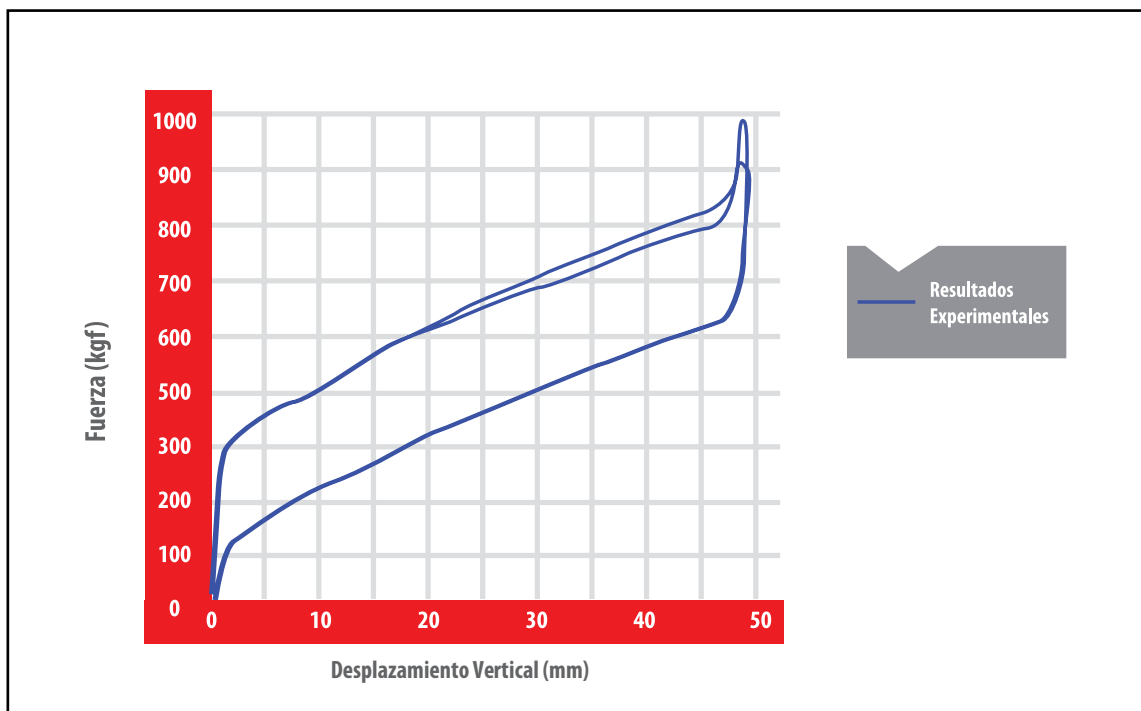


Figura 3-23: Constitutiva Experimental Sistema Mixto 2

En la constitutiva obtenida es posible distinguir diferentes comportamientos, los cuales muestran la influencia de los tres sistemas ya estudiados.

Entre 0 y 3 mm de deformación aproximadamente es posible apreciar una zona de importante rigidez. Este comportamiento es atribuible al sistema flexible horizontal, el cual producto de la no linealidad geométrica aporta importantes valores de rigidez al sistema en la etapa inicial de carga. El comportamiento local de esta zona es no lineal, sin embargo no es posible apreciar claramente en la Figura 3-23.

De 3 a 46 mm el comportamiento del sistema es lineal, principalmente influenciado por el sistema flexible vertical. En este ensayo se realizaron tres ciclos de carga con el objetivo de verificar cambios en el sistema producto del desgaste con una consecuente degradación de la rigidez. Al hacer el análisis de cada ciclo de carga, la rigidez obtenida en este rango fue de $K_1=10.5 \text{ kgf/mm}$, $K_2=9.88 \text{ kgf/mm}$ y $K_3=9.81 \text{ kgf/mm}$ para cada ciclo

respectivamente. Los resultados anteriores denotan cambios en las rigideces obtenidas, sin embargo la degradación de los valores tienden a estabilizarse. La rigidez promedio en este rango fue de $K=10 \text{ kgf/mm}$.

A los 47 mm de deformación es posible apreciar un aumento considerable en la fuerza y rigidez del sistema, esto se debe al impacto entre la barra vertical con la placa de soporte inferior al completar el recorrido.

Al descargar el sistema hay una disminución considerable en la fuerza que ejerce el dispositivo, esto se debe a la influencia del sistema de disipación que comienza a trabajar en su rama de fuerza negativa. Es importante considerar que el sistema es descargado sin forzamiento externo y, por lo tanto, sólo la fuerza restitutiva de los sistemas flexible vertical y horizontal hacen que el dispositivo vuelva a su posición inicial en 0 mm de deformación vertical. En la rama de descarga es posible identificar los dos tipos de comportamiento influenciados por el resorte vertical y el sistema flexible horizontal respectivamente. Adicionalmente se puede observar que la rama de descarga no presenta variaciones de importancia entre los diferentes ciclos.

3.5. Comparación de Resultados

A partir de los resultados obtenidos se realiza la comparación entre los modelos teóricos, numéricos y los resultados de los ensayos experimentales.

Se analizaron cuatro comparaciones para verificar la validez de cada modelo en las instancias de análisis. Los resultados presentados en esta sección son el análisis del sistema flexible vertical, el análisis del sistema mixto 1 y el sistema mixto 2, en los cuales se comprara el modelo teórico, numérico y experimental para cada caso. También

se presenta el análisis del sistema flexible horizontal donde sólo se compara el modelo teórico y el modelo numérico debido a que no fue posible realizar el ensayo experimental respectivo.

a) Análisis del Sistema Flexible Vertical

Los resultados obtenidos al analizar el sistema flexible vertical muestran una correspondencia entre los resultados numéricos y el resultado experimental. Esto principalmente porque la rigidez utilizada en el modelo de elementos finitos esta calibrada de acuerdo con los datos del modelo experimental. Los modelos teórico y numérico no logran captar el efecto de la fricción de las bisagras que componen el sistema de soporte del dispositivo, ya que no fue incluido un modelo que contemplara este comportamiento.

En términos numéricos, la rigidez obtenida para el modelo teórico y numérico fue de $K_z=9.45 \text{ Kgf/mm}$ y para el ensayo experimental fue de $K_z=9.25 \text{ Kgf/mm}$ como promedio. Los resultados comparados gráficamente es posible apreciarlos en la Figura 3-24.

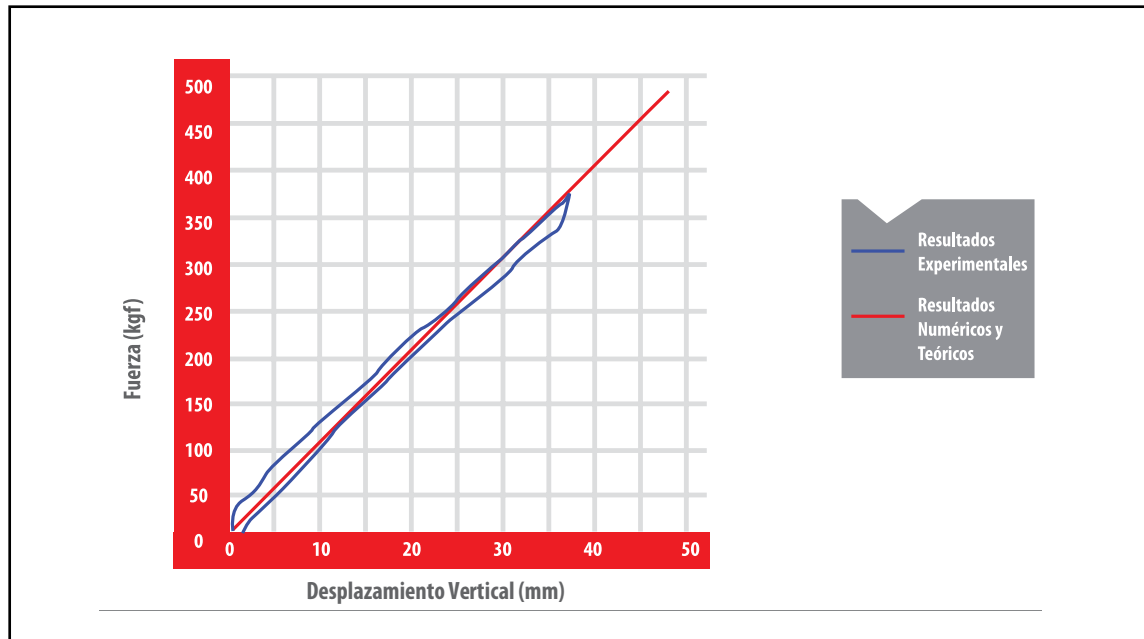


Figura 3-24: Comparación del sistema flexible vertical

b) Análisis del Sistema Flexible Horizontal

Debido a la inestabilidad del sistema físico no fue posible reproducir un ensayo experimental del sistema flexible horizontal. Sin embargo fue necesario verificar el modelo teórico frente a un modelo numérico de elementos finitos. Se generó el modelo de elementos finitos con los mismos parámetros utilizados en el modelo teórico.

Los resultados obtenidos, presentados en la Figura 3-25, muestran que en ambos casos los modelos consideran los efectos de la no linealidad geométrica del dispositivo. Ambos modelos también observan el efecto de la pretensión inicial de los resortes horizontales. En el modelo teórico, la fuerza inicial necesaria para deformar el sistema fue de $f_i=133.3$ kgf, en el modelo numérico fue de $f_i=128.27$ kgf. En el primer tramo de la curva, el modelo teórico es levemente más rígido que el modelo numérico, en cambio

en la rama de descenso el modelo numérico es más rígido que el modelo teórico. En el modelo teórico el cambio de rigidez positiva a negativa se produce en $\Delta x=25$ mm, en el modelo numérico el cambio se produce en $\Delta x=27$ mm.

Considerando ambos resultados es posible concluir que el modelo numérico hecho en ANSYS reproduce de forma satisfactoria el comportamiento del sistema flexible horizontal.

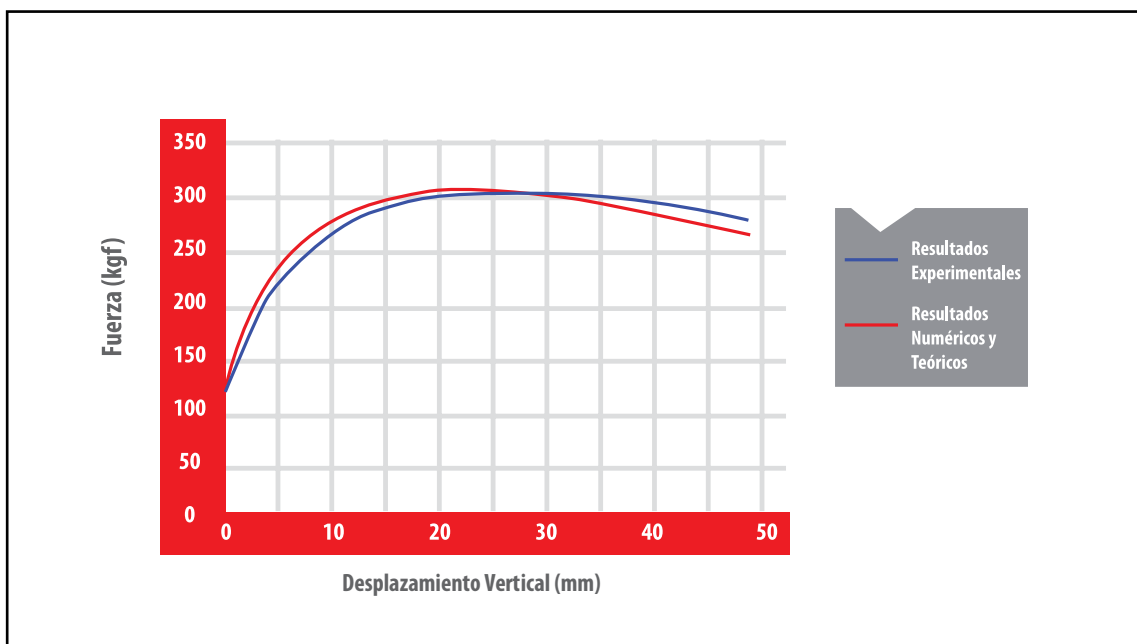


Figura 3-25: Comparación del sistema flexible horizontal

c) Análisis del Sistema Mixto 1

Este sistema contempla el análisis del sistema flexible horizontal y el sistema flexible vertical en conjunto. Se presentan los resultados del modelo teórico, del modelo numérico y los resultados del ensayo experimental.

El análisis de este sistema mixto, entrega una buena correlación entre el modelo numérico y teórico los cuales presentan una zona no lineal entre 0 y 15 mm de deformación

principalmente influenciada por el sistema flexible horizontal, a partir de los 15 mm la influencia es del sistema flexible vertical principalmente.

Los resultados experimentales difieren de los resultados del modelo teórico y numérico. Si bien el dispositivo físico presenta un comportamiento similar que el esperado hay disipación de energía producto del roce de las bisagras del sistema de soporte. Este efecto no es reproducido por los otros modelos. La fuerza máxima que se produce en los ensayos experimentales es menor que en los otros modelos. Los resultados se presentan en la Figura 3-26.

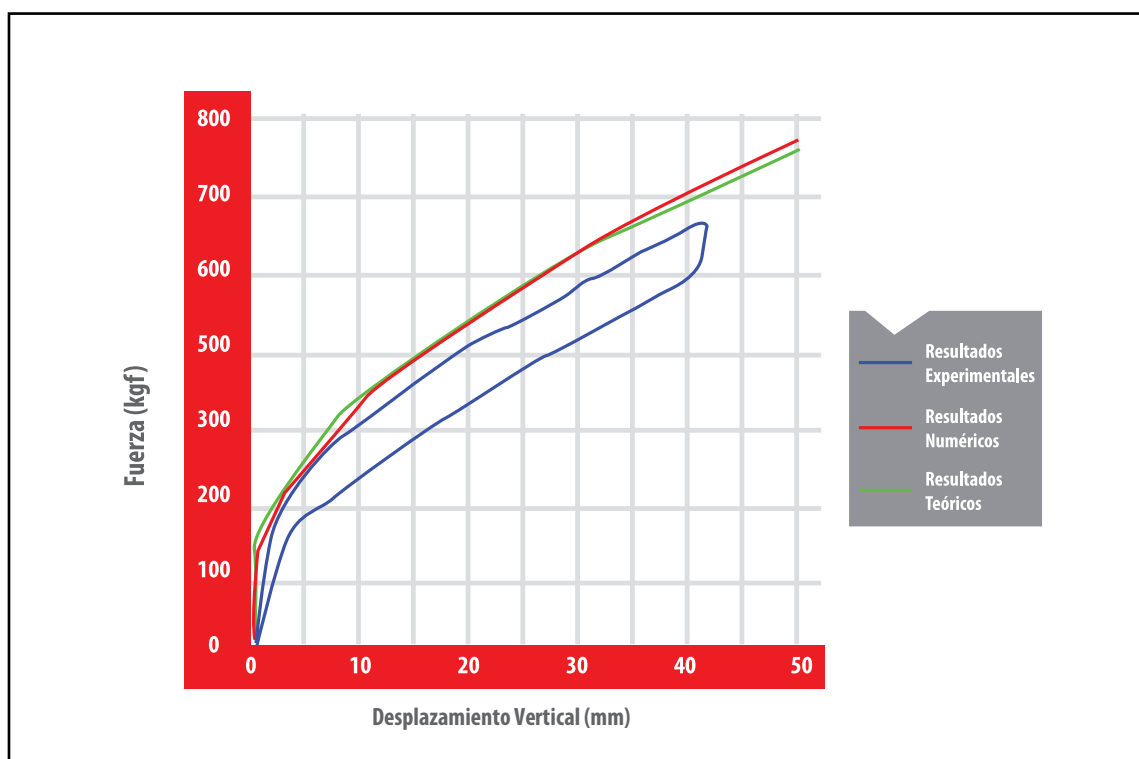


Figura 3-26: Comparación del Sistema Mixto 1

d) Análisis del Sistema Mixto 2

Este sistema contempla todos los sistemas del dispositivo de aislación y compara los modelos teóricos, numéricos y los resultados experimentales.

Para la determinación de los valores de disipación friccional utilizados en los modelos teórico y numérico, se contemplan los efectos de sistema de roce y una estimación de los efectos del roce que se produce en el sistema de soporte. El aporte del sistema de disipación friccional es de aproximadamente 63.5 Kgf y el del roce producido en las bisagras es de 45 Kgf aproximadamente, lo que nos entrega un total de 108.5 Kgf de fuerza total disipada tanto en la carga como en la descarga. Estos valores fueron incorporados a los modelos.

En la Figura 3-27 se puede apreciar que las constitutivas de los modelos teórico y numérico comparados con los resultados experimentales entregan una buena correlación en cuanto al comportamiento general del dispositivo. Es posible apreciar las diferentes zonas de comportamiento.

La primera parte de las curvas muestra el comportamiento influenciado por el sistema flexible horizontal. En todas las constitutivas se verifica la influencia de este sistema hasta los 5 mm de deformación, a partir de este punto comienza la zona de influencia del sistema flexible vertical. Entre los 5 mm y los 48 mm se observa un comportamiento prácticamente lineal. La influencia del sistema de disipación friccional se observa claramente para todos los casos, los cuales muestran una cantidad similar de disipación de energía, de acuerdo a lo esperado.

Al final de la curva experimental se observa un incremento importante en la rigidez del sistema, producto del contacto de la barra de roce con la placa inferior. Esto no es reproducido en los modelos analíticos.

Los resultados obtenidos muestran que los modelos analíticos reproducen de forma satisfactoria el comportamiento del dispositivo experimental por lo que son una buena herramienta para ser utilizadas en el proceso de diseño de este tipo de aisladores.

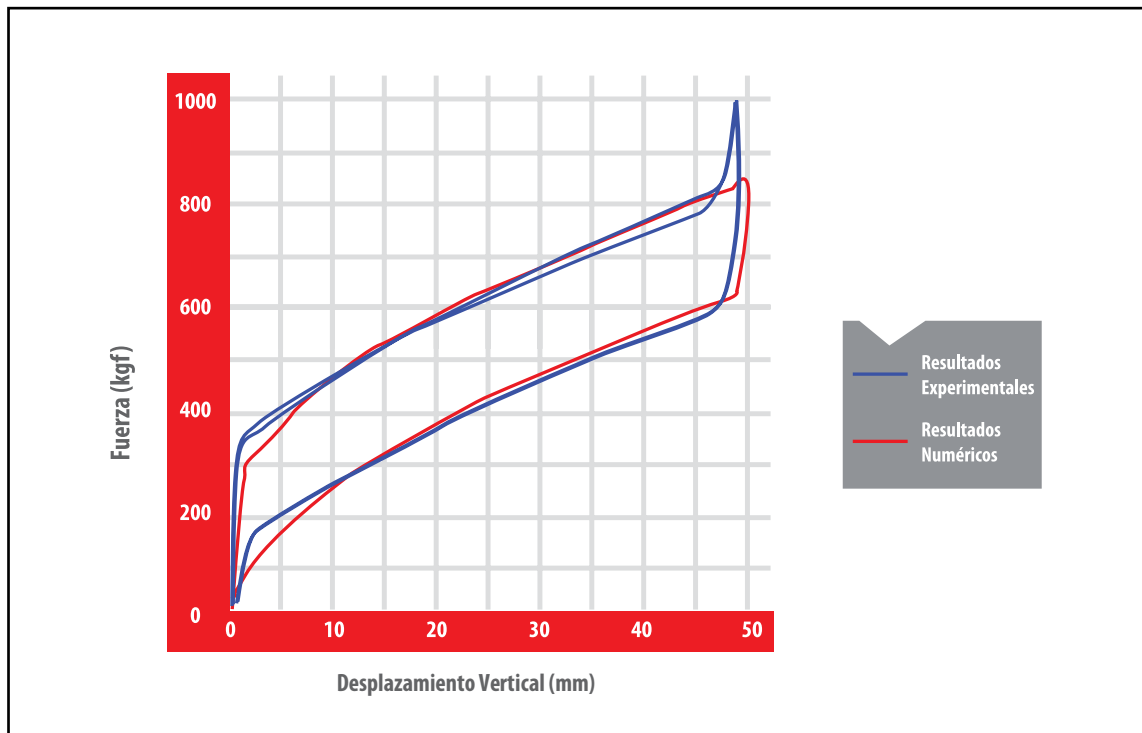


Figura 3-27: Comparación del Sistema Mixto 2

4. ANÁLISIS DE PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO CONSIDERANDO MODELOS NUMÉRICOS.

4.1. Modelación de elementos finitos mediante software ANSYS.

Debido a la complejidad de este tipo de estructuras, se hace necesaria la utilización de métodos de análisis que permitan verificar su comportamiento. Desde el inicio de las investigaciones desarrolladas por este grupo, se han respaldado los estudios con modelaciones matemáticas a través de uso del Método de Elementos Finitos consiguiendo resultados satisfactorios. Una de las alternativas utilizadas para estas simulaciones es el software comercial ANSYS.

La utilización de ANSYS se justifica por la capacidad de representar la interacción fluido estructura tanto en modelos bidimensionales (2D) como en tridimensionales (3D). Lo anterior se debe al desarrollo de elementos finitos y sus formulaciones, que permiten modelar tanto la estructura como el comportamiento del fluido.

En los estudios anteriores realizados por Rendel en 2005, Cerda en 2006 y González en 2009, se utilizó la plataforma clásica de dicho software (ANSYS Clásico), la cual permite el manejo de los modelos a través de una interfaz de programación donde el usuario debe incluir todas las condiciones del modelo directamente.

En este estudio se decidió implementar simulaciones en una nueva plataforma del programa llamada ANSYS Workbench. Esta permite una manipulación del software de forma gráfica a partir de parámetros geométricos donde son incluidas las condiciones de borde. El software maneja de forma semiautomática los parámetros del modelo, como la malla y los elementos finitos a utilizar. Adicionalmente cuenta con herramientas de post-procesamiento que permiten una mejor manipulación gráfica de los resultados.

Con lo anterior se busca una alternativa que facilite el proceso de generación de modelos para verificar el comportamiento de los estanques y también la utilización de esta herramienta de simulación como parte de procedimientos de diseño de estanques.

4.1.1. Validación de modelo de elementos finitos

Para validar la utilización de simulaciones en esta plataforma, se realiza la comparación de resultados con la “Validación analítica, numérica y experimental” hecha en el trabajo de González en 2009. Este desarrollo compara los resultados analíticos, experimentales y numéricos de una estructura cilíndrica con fluido en su interior. Los resultados obtenidos por González permiten afirmar que los resultados analíticos y numéricos representan los máximos experimentales.

El modelo desarrollado en WB (ANSYS Workbench), presenta las mismas propiedades de la simulación hecha por González en ANSYS Clásico (Tabla 4-1). Sin embargo existen modificaciones las cuales se describen en los párrafos siguientes.

Tabla 4-1: Propiedades de modelo de verificación

PROPIEDADES DEL MODELO	
Diámetro [mm]	274
Altura fluido (H) [mm]	300
Densidad del fluido [Kg/m ³]	1000
Compresibilidad fluido [MPa]	193000
Viscosidad del fluido [kg / (s-m)]	1.1 E-03
Espesor Manto [mm]	4
Elasticidad Polipropileno [MPa]	1000
Masa fluido [Kg]	17.98
Número total de nodos	10683
Número total de elementos	9185

a) Modelación a través de elementos finitos SHELL181.

La determinación del tipo de elemento cáscara externo se realiza de forma automática a través de ANSYS WB, donde se utiliza el elemento SHELL181 el cual es un elemento Shell genérico que permite análisis no lineales y la manipulación de la cantidad de nodos a utilizar en el modelo, en este caso se utilizan características lineales y 4 nodos por elemento. En la modelación de González se utilizó un elemento finito tipo cáscara de comportamiento lineal y 4 nodos denominado SHELL63.

b) Interacción Fluido Estructura a través de elementos de contacto predefinidos.

Para la modelación de la interacción entre la estructura y el fluido, se utiliza el tipo de contacto “No Separation”. Este permite el deslizamiento tangencial y axial de los elementos en contacto. Sin embargo no permite la penetración en la dirección radial de la superficie cilíndrica. En la Figura 4-1 se muestran las superficies en contacto en azul y rojo.

Esencialmente este método consiste en añadir elementos finitos con formulación de contacto en la interfaz de interacción. Este método no exige la compatibilidad nodal entre las superficies de contacto.

En la modelación hecha por González, se utiliza una metodología que consiste en el acoplamiento de todos los nodos de la superficie en la dirección radial, a través de restricciones cinemáticas, dejando la libertad de movimiento en el sentido tangencial y axial. Este procedimiento exige la compatibilidad de la malla de elementos finitos en las superficies de contacto.

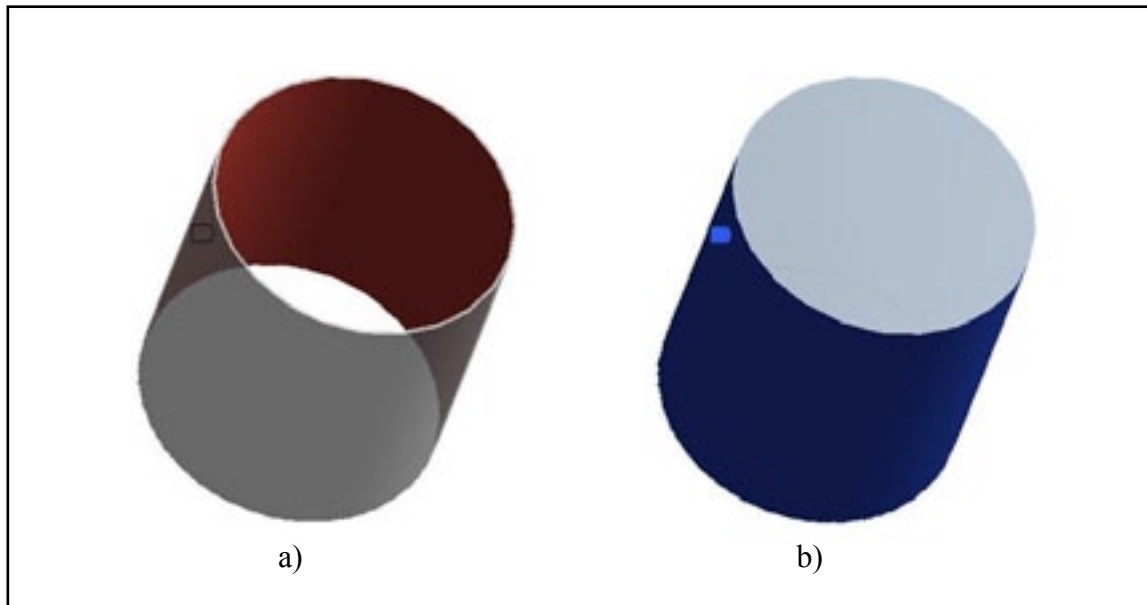


Figura 4-1: Superficies de interacción FSI (Fluido Estructura)

c) Utilización de mallado semiautomático.

Una de las potencialidades de WB es la manipulación de la malla de elementos finitos a través de operaciones estándar. Esto permite un manejo de los métodos de malla de acuerdo a las necesidades del modelo. En nuestro caso particular, por las características de los elementos FLUID80 se necesita que la malla del fluido esté completamente formada por elementos hexaédricos, lo cual es posible conseguir a través de la opción “Sweep” para mallado uniforme. En la Figura 4-2a se muestra el mallado general obtenido y en la Figura 4-2b se muestran detalles de la malla interna del fluido.

En la modelación hecha en ANSYS Clásico, se debe manipular la geometría a través de un proceso de prueba y error para obtener un mallado con las características deseadas.

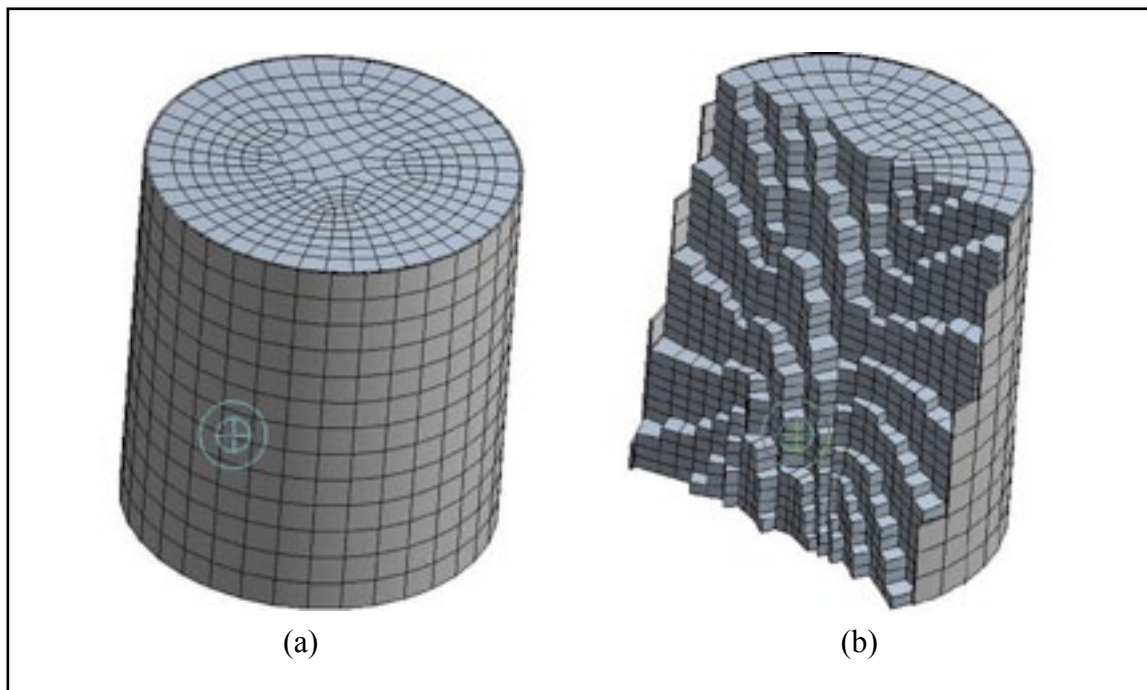


Figura 4-2: Malla de elementos finitos de modelo. a) Vista general, b) Detalle de mallado interno

Para validar el uso del procedimiento en ANSYS WB se realizan dos procedimientos: el primero corresponde a la comparación analítica y numérica del caso estático con influencia de la gravedad. El segundo método de verificación corresponde a la comparación analítica, experimental y numérica del análisis modal, utilizando como referencia los resultados obtenidos por González en 2009.

a) Verificación Estática.

i. Modelo Analítico.

Con este modelo se busca verificar las deformaciones en el manto. Mediante la utilización de la expresión (4.1) es posible obtener un valor para la deformación radial w de un recipiente cilíndrico con fluido en su interior. La deducción de esta expresión está desarrollada en detalle en el Anexo A de este documento.

$$w = -\frac{\gamma r^2 h}{Et} \left[1 - \frac{x}{h} - e^{-\beta x} \cos \beta x - \left(1 - \frac{1}{\beta h} \right) e^{-\beta x} \sin \beta x \right] \quad (4.1)$$

En este caso, reemplazando los valores de acuerdo a las propiedades de la Tabla 4-1 y a la deducción del Anexo A, se obtiene el valor de la deformación radial máxima, la cual se presenta en la Tabla 4-2.

ii. Modelo equivalente Hidrostático.

Se genera un modelo del manto exterior sólido, que representa la estructura. Como condiciones de borde, se restringen los grados de libertad del borde inferior y se aplica carga de presión variable en altura en la superficie interna de la geometría, lo cual simula el efecto de la presión hidrostática.

En la Figura 4-3 se muestran los resultados de las deformaciones y tensiones producidas por la presión hidrostática en este modelo equivalente.

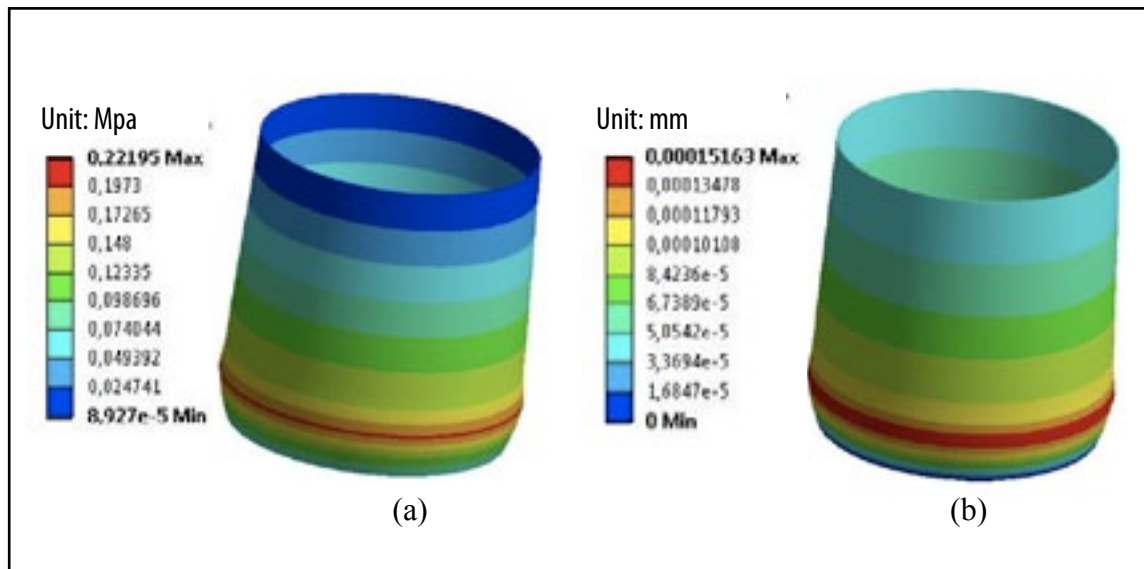


Figura 4-3: Modelo equivalente hidrostático. a) Tensiones Von Misses. b) Deformaciones

iii. Modelo FSI.

Este modelo está compuesto por elementos sólidos tipo SOLID185 que representan la estructura y elementos FLUID80 que simulan el fluido. En este caso se restringen todos los grados de libertad del borde inferior de la geometría estructural y se aplica la gravedad como campo de aceleraciones.

En la Figura 4-4 se muestran los resultados de las deformaciones y tensiones producidas en este modelo FSI.

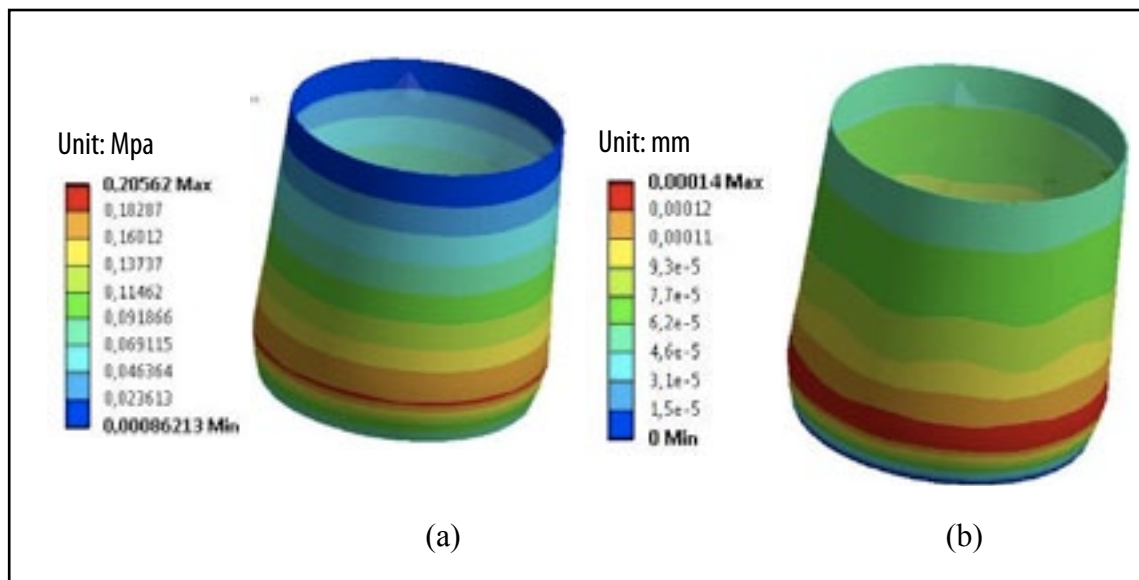


Figura 4-4: Modelo FSI. a) Tensiones Von Misses. b) Deformaciones

Los resultados obtenidos presentan leves diferencias en sus valores de tensiones y deformaciones máximas en el manto, los cuales se presentan en la Tabla 4-2.

Al observar las deformadas de los modelos es posible concluir que los resultados obtenidos son equivalentes en los tres modelos utilizados, lo que valida el uso del modelo FSI para este tipo de análisis.

Tabla 4-2: Resultados obtenidos de verificación estática

Modelo	Tensiones Máximas (Mpa)	Deformaciones Máximas (mm)
Analítico	-	0.00013
Hidrostático	0.22	0.00015
FSI	0.21	0.00014

b) Verificación Modal.

Con la finalidad de verificar el comportamiento dinámico del modelo FSI para el posterior análisis modal espectral, se valida el modelo desarrollado en WB a partir del trabajo hecho por González en 2009. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 4-3.

Tabla 4-3: Resultados del Análisis Modal

Modo	Teórico, modelo paredes rígidas		Experimental (Ruido Blanco)		Ansys Clásico		Ansys Workbench	
	Frec. [Hz]	Masa (*) [Kg] / %	Frec. [Hz]	Masa [Kg] / %	Frec. [Hz]	Masa (*) [Kg] / %	Frec. [Hz]	Masa (*) [Kg] / %
1	1.827	0.3726 / 95.8%	1.75	-- / --	1.79	0.3530 / 96.7%	1.73	0.3781 / 96.3%
2	3.110	0.0112 / 2.89%	3.4	-- / --	3.01	0.0098 / 2.7%	3.02	0.0167 / 2.73%

(*) Porcentaje de masa (%), se calcula con respecto a la masa de los modos convectivos.

Los resultados obtenidos para los modos principales de oleaje presentan valores muy cercanos entre todos los casos. Las diferencias se pueden explicar por: a) la diferencia en la geometría real del contenedor usado por González, el cual no es perfectamente cilíndrico como está supuesto en los modelos teóricos y numéricos, el contenedor real es de diámetro variable; b) Las propiedades mecánicas del contenedor en el modelo computacional no fueron obtenidas experimentalmente, sino de las propiedades nominales del polipropileno; c) las condiciones de borde usadas en el modelo fueron ideales, ya que no se modeló la base que fijaba el contenedor a la mesa vibradora.

Por último, las diferencias obtenidas en el modelo WB se pueden explicar, en parte, por la utilización de elementos de contacto en la interfaz fluido-estructura. Estos elementos penalizan el contacto de la interfaz añadiendo una rigidez a través de resortes, en la Figura 4-5 se muestra un esquema del funcionamiento de este elemento. Esto genera diferencias entre ambos modelos de elementos finitos.

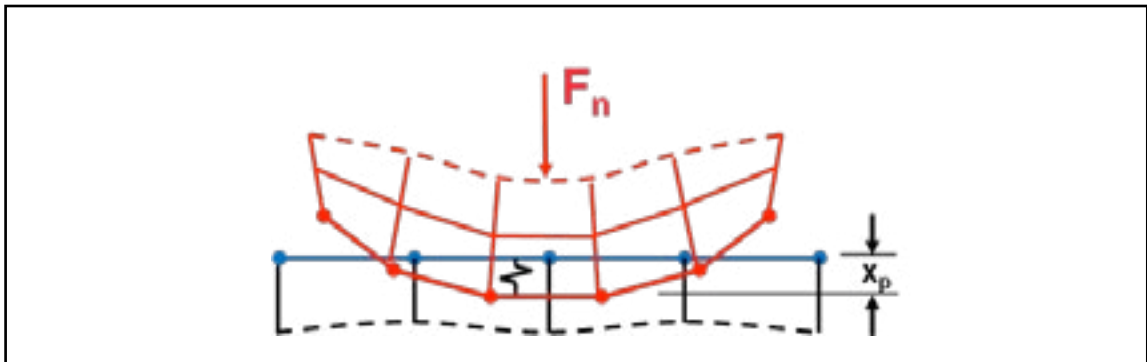


Figura 4-5: Esquema de funcionamiento de elemento contacto.

A continuación se muestran los resultados de las formas modales para ambas simulaciones. Es posible apreciar que en los dos casos las deformadas son similares. En este caso la manipulación del modelo en WB permite obtener mejores resultados gráficos.

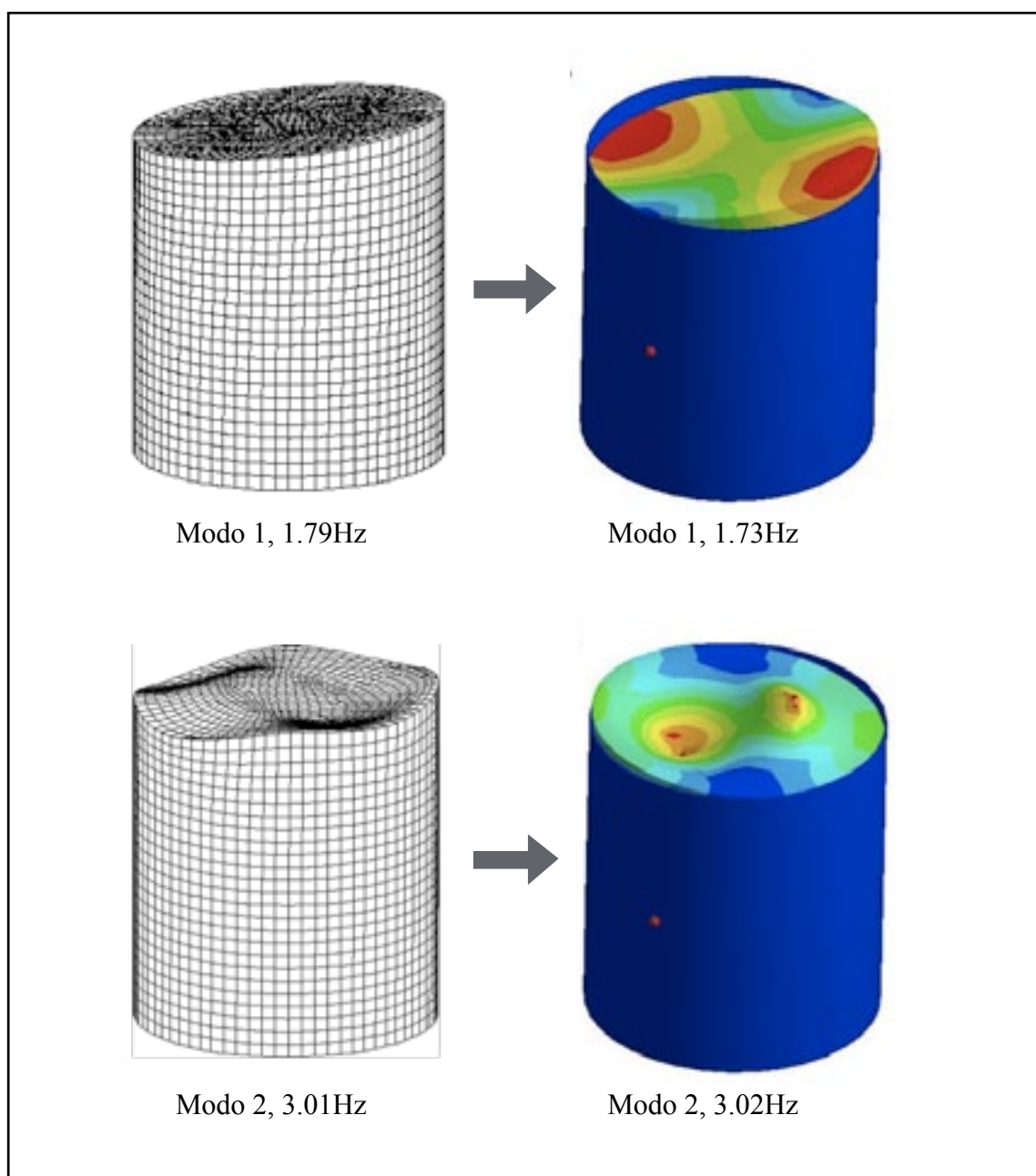


Figura 4-6: Comparación de formas modales.

A partir de las verificaciones estática y modal estudiadas anteriormente, es posible concluir que la metodología utilizada en la plataforma ANSYS Workbench permite obtener resultados representativos. Esto permite desarrollar modelos de mayor complejidad, incorporar geometrías detalladas, la disminución del tiempo de modelación y la obtención de mejores resultados gráficos.

4.1.2. Descripción de modelo real y simplificaciones consideradas

Con la finalidad de verificar el comportamiento de las estructuras observadas en terreno, se analiza el comportamiento de un estanque con patas a través del método de elementos finitos, el cual presentó daños de consideración durante el sismo.

El tipo de estanque analizado presentó graves fallas en el terremoto, atribuibles principalmente a espesores de pata y manto insuficientes. También se observaron problemas de importancia en el sistema de regulación de patas lo que provocó el colapso de estructura. En la Figura 4-7 se muestra el estado de dos de ellos después del sismo y donde se evidencian fallas en el sistema de regulación y en unión del manto con las patas.



Figura 4-7: Estado post sismo de estanques

Para la modelación fue necesario generar la geometría tridimensional del estanque. Las principales características de este se obtienen a través de mediciones en terreno, incluyendo dimensiones y espesores. En general, la estructura cuenta con de 20 m³ de capacidad y 5 patas de apoyo. El material utilizado corresponde a acero inoxidable del tipo A 304 L. Las dimensiones del estanque son: 3.3 m de diámetro, 2.25 m de altura de manto, 1.35 m de altura de pata promedio y 0.8 m de altura de cono superior. Los espesores, medidos a través de equipo de ultrasonido, son de 2.5 mm en las patas, y 2 mm en el manto y techo. En la Figura 4-8 se muestra el modelo CAD, esta geometría tiene el detalle de todos los elementos que componen el estanque.



Figura 4-8: Modelo CAD 3D de estanque.

Con la finalidad de asegurar el cálculo mediante el método de elementos finitos es necesario simplificar el modelo. Para esto se eliminan todos los detalles de las componentes no estructurales como portalones, piping, llaves de conexión, entre otros. También se simplifican las pendientes del fondo.

A diferencia de los otros modelos estudiados por este grupo de investigación, se consideran los detalles de curvaturas en las uniones de las placas, como las del manto con el fondo, con esto se busca mejorar los resultados en las tensiones en las zonas de unión.

El modelo geométrico es generado en tres partes: manto, estructura de patas y fluido. De éstas, el manto y la estructura de patas son modeladas a través de elementos finitos tipo SHELL181. Para la modelación del fluido, tal como ya se mencionó, se utiliza el elemento FLUID80. La unión entre el sistema de patas y el manto se genera a través de elementos de contacto “Bonded” el cual pega las superficies compatibilizando todos los desplazamientos. La unión entre el líquido y el manto se hace a través de la utilización de elementos de contacto tipo “No Separation” el cual vincula las superficies en sentido radial y deja libertad de movimiento en la dirección tangencial y axial del contacto.

En las Figuras siguientes se muestra el modelo geométrico simplificado y el detalle de las partes que lo componen. También se presenta el resultado de la malla de elementos finitos.

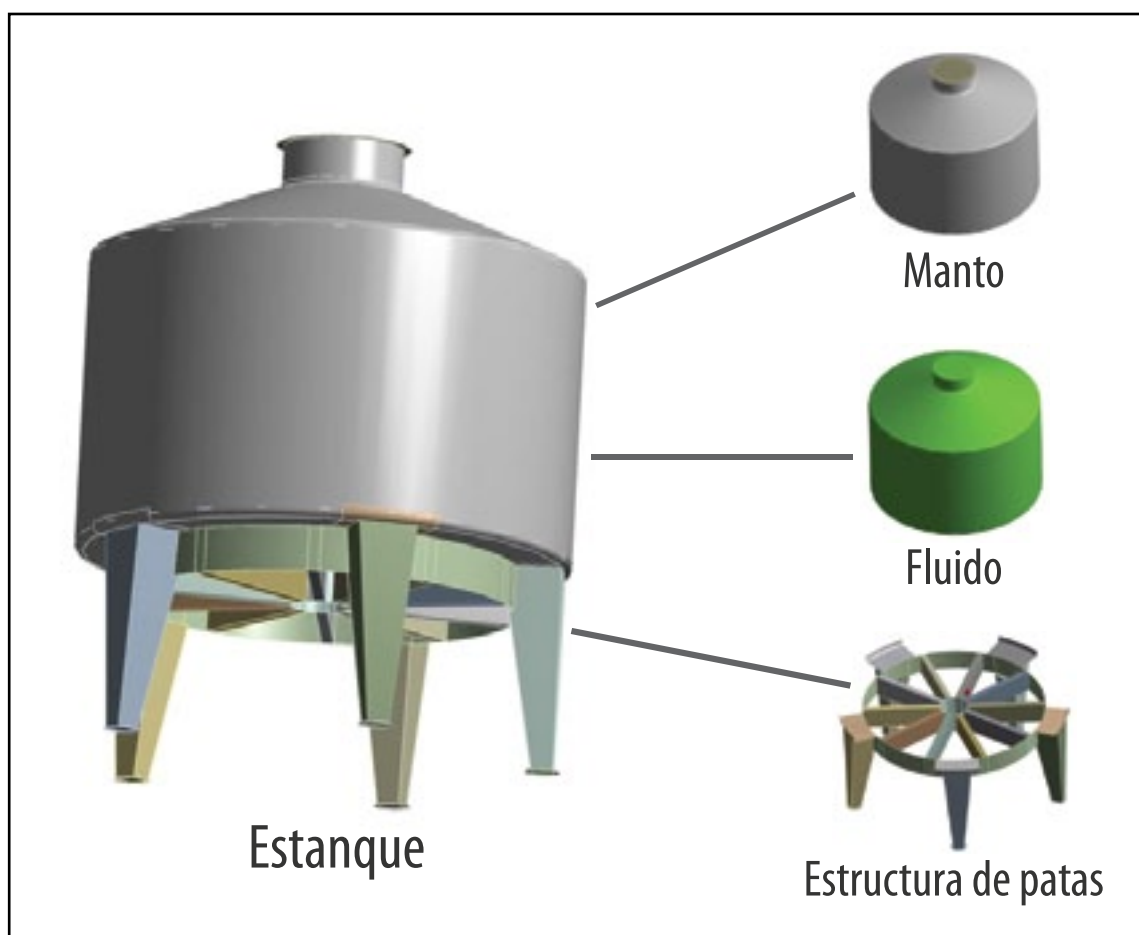


Figura 4-9: Modelo de estanque simplificado.

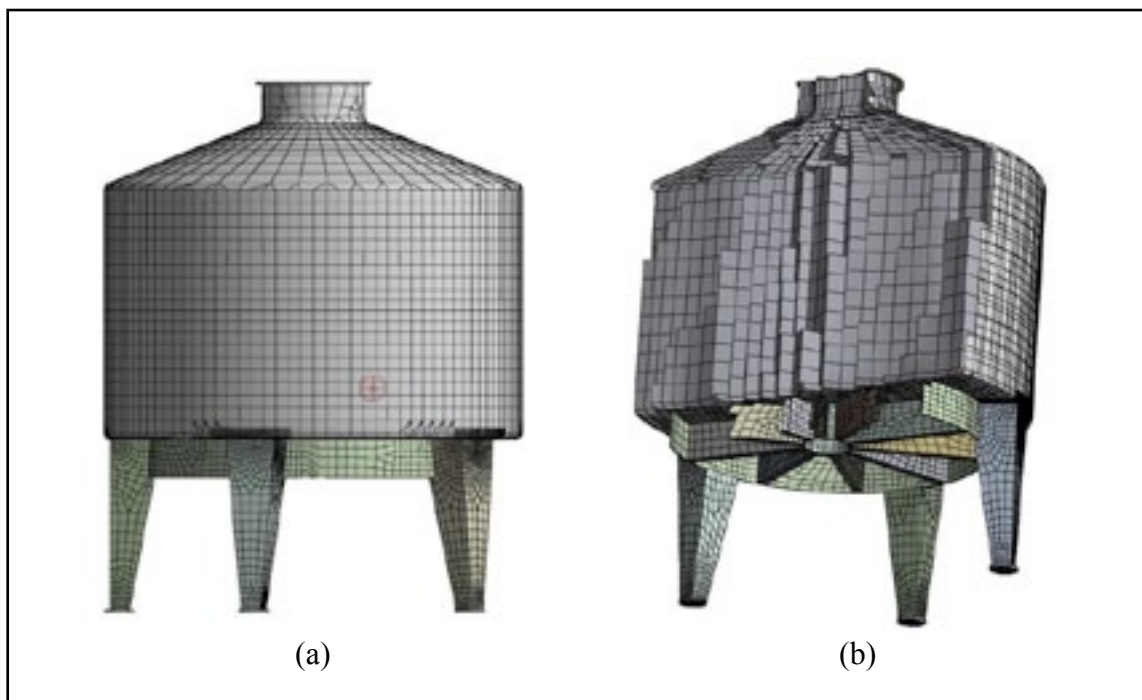


Figura 4-10: Malla de elementos finitos. a) Malla Externa. b) Corte Transversal

Es importante mencionar que todos los modelos numéricos son lineales. Esto se debe principalmente a que el elemento FLUID80 no acepta la utilización de formulaciones no lineales. Esto se traduce en que los resultados obtenidos corresponden a una interpretación cualitativa de los fenómenos más que información numérica precisa.

En adelante se entregan los resultados del análisis modal y el posterior análisis por superposición modal espectral del estanque con diferentes condiciones de vinculación. Para la superposición modal espectral se utiliza como referencia el espectro de diseño de la Norma Chilena 2369. También se analizan los resultados obtenidos del espectro de respuesta del registro de Curicó del Terremoto del 27 de febrero de 2010, datos facilitados por el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile.

Finalmente se realiza el mismo procedimiento anterior en el análisis de un modelo aislado. Para incluir el efecto de la flexibilización se incorpora en el modelo elementos verticales tipo COMBIN14 sobre los cuales es posible definir la rigidez de un resorte simulando el dispositivo de aislación propuesto en el capítulo 3. Para el análisis aislado sólo se analizan los resultados obtenidos del espectro de Curicó.

4.2. Análisis Modal.

Para verificar el comportamiento del sistema se realiza el análisis modal de la estructura considerando diferentes condiciones de uso. Para esto se generan 6 modelos que evalúan distintas situaciones a las cuales puede verse enfrentado el estanque durante un sismo, estos modelos se enumeran en la Tabla siguiente.

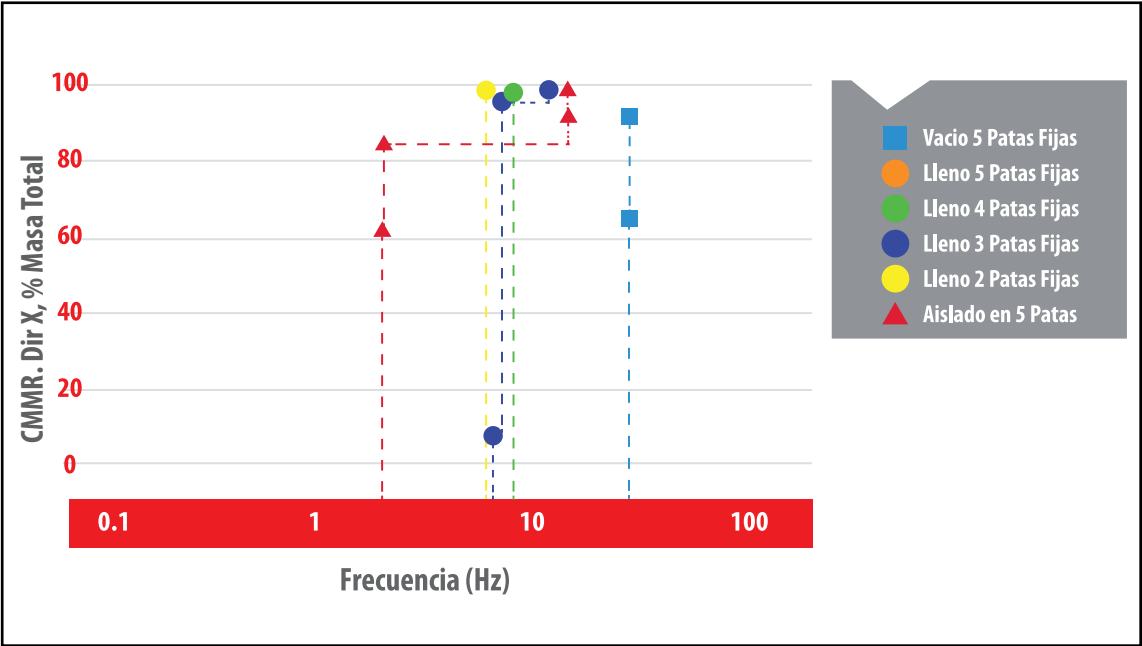
Tabla 4-4: Descripción de modelos para análisis modal

MODELO	DESCRIPCION
1	Estanque Vacío con 5 patas fijas
2	Estanque Lleno con 5 patas fijas
3	Estanque Lleno con 4 patas fijas
4	Estanque Lleno con 3 patas fijas
5	Estanque Lleno con 2 patas fijas
6	Estanque Lleno Aislado

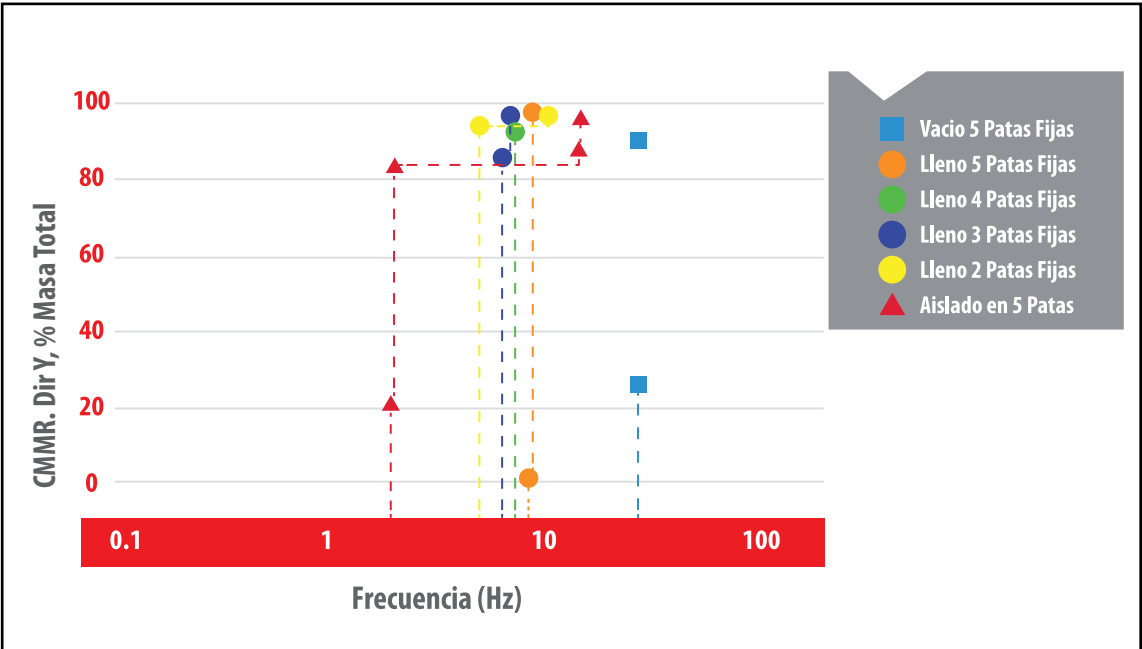
La determinación de los modos propios para los modelos con fluido, se realizó a través del método de extracción reducido. Para esto se debe definir los grados de libertad que intervienen en el cálculo de forma directa a través de la elección de los nodos maestros, los cuales permanecen activos luego de la condensación estática utilizada para resolver el sistema de ecuaciones. En este caso los nodos maestros son definidos en la interfaz Fluido Estructura.

En la práctica los estanques están generalmente llenos con vino por la necesidad de incorporar la menor cantidad de oxígeno en el proceso de fermentación y guarda. Esta condición permite despreciar el efecto de oleaje “sloshing” para evaluar el comportamiento estructural. Es importante mencionar que la mayoría de las normas de diseño de estanques exige contemplar dicho efecto.

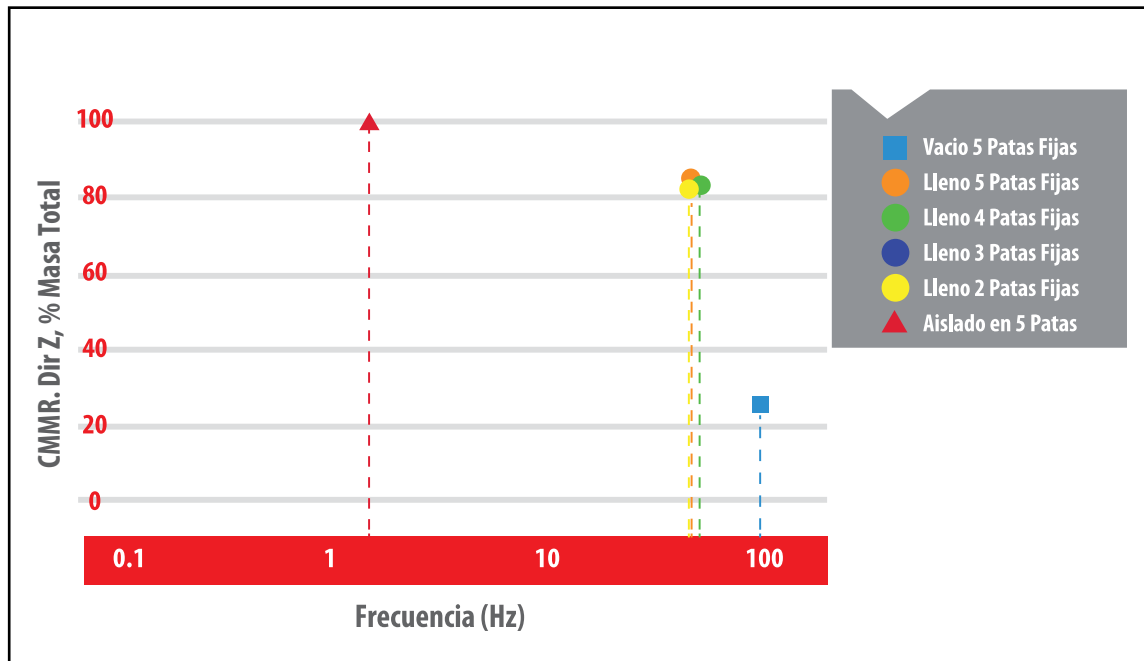
En la Figura 4-11 se presentan las curvas de porcentaje de masa acumulada en las direcciones X, Y y Z donde se consideraron sólo los modos que aportan más de un 1% de la masa total en las direcciones ya mencionadas. En la Tabla 4-5 se detallan las propiedades dinámicas de todos los modelos.



a)



b)



c)

Figura 4-11: Comparación de masa modal acumulada en porcentaje (Cummulative Modal Mass Ratio). a) Dirección X. b) Dirección Y. c) Dirección Z.

Tabla 4-5: Propiedades Dinámicas de Modelos FEM

MODELO	DESCRIPCIÓN	MODO #	FRECUENCIA (Hz)	PERIODO (s)	Masa Modo / Masa Total (%)		
					X	Y	Z
1	Vacio 5 Patas Fijas	1	26.66	0.038	66.7	26.02	-
		2	26.74	0.037	26.03	66.8	-
		33	63.97	0.016	0	-	21.8
2	Lleno 5 Patas Fijas	2	8.09	0.124	97.3	1.1	-
		3	8.14	0.123	1.1	97.4	-
		5	31.54	0.032	-	-	83.3
3	Lleno 4 Patas Fijas	2	6.91	0.145	-	95.3	-
		3	7.54	0.133	98.8	-	-
		4	12.97	0.077	-	3.7	-
		5	31.01	0.032	-	-	82.3
4	Lleno 3 Patas Fijas	2	6.11	0.164	11.06	88.2	-
		3	6.51	0.154	85.6	10.8	-
		4	11.61	0.086	2.5	-	-
		5	30.62	0.033	-	-	82.8
5	Lleno 2 Patas Fijas	2	4.75	0.211	-	96.4	-
		3	5.53	0.181	99.5	-	-
		4	9.98	0.100	-	3.1	-
		5	30.11	0.033	-	-	82.8
6	Aislado en 5 Patas	2	0.95	1.053	-	-	99.4
		3	1.79	0.559	63.3	22.2	-
		4	1.81	0.552	22.2	63.4	-
		6	13.5	0.074	8.5	4.9	-
		7	13.6	0.074	4.9	8.6	-

Para analizar los resultados obtenidos se diferencian tres condiciones. La primera considera el estanque vacío con 5 patas fijas (Modelo 1). La segunda condición considera los estanques llenos con patas fijas (Modelos 2 al 5). Y por último se considera la condición aislada (Modelo 6).

El estanque vacío presenta dos modos principales en las direcciones laterales, lo cuales aportan en conjunto un 93% de la masa total, sus frecuencias son del orden de los 26 Hz para ambos casos. En la dirección vertical no se logra obtener una cantidad de masa que logre representar el comportamiento del sistema. Sólo en el modo 33 es posible obtener un 21.8% de la masa con 63.97 Hz de frecuencia.

Tal como se espera, el comportamiento de la estructura en condición vacía es muy rígida. Esto se debe principalmente a la poca cantidad de masa del sistema, las condiciones del montaje y las propiedades del material.

Para los modelos llenos con patas fijas es posible apreciar una significativa flexibilización del sistema, atribuible al aumento de la masa total del sistema al considerar el contenido líquido. En todos los modelos existe un modo principal en cada dirección lateral con aproximada un 95% de la masa total (Modelos 2, 3 y 5) y en algunos casos se presentan otros modos laterales de menor importancia relativa. Lo anterior permite afirmar que el comportamiento estructural para estanques llenos es posible de representar como un modelo de un grado de libertad. Los modos principales varían entre los 8 Hz en el modelo de 5 patas fijas y 4.75 Hz para el modelo con 2 patas fijas. Esto significa aproximadamente una tercera parte del modelo vacío. En la dirección vertical se obtiene un modo principal con aproximadamente un 83% de la masa total del modelo. También se verifica en todos los casos una frecuencia aproximada de 31 Hz, lo cual es la mitad del modo principal de caso vacío, sin embargo una comparación directa no es válida ya que en el caso vacío el modelo sólo alcanza un 22% de la masa total.

La idea de simular diferentes condiciones de vinculación para el estanque lleno se debe a dos razones. La primera corresponde a que en la práctica es posible encontrar estructuras en diferentes condiciones de anclaje. La segunda razón se debe a la necesidad de evaluar el sistema estructural considerando la condición de falla de las patas de forma secuencial. Al considerar los modelos desde el 2 al 5 es posible apreciar una flexibilización del sistema estructural, lo cual se explica por la disminución de rigidez lateral al desvincular en el sentido horizontal las patas.

Para el modelo de base aislada es posible tener un 85% de la masa en dos modos principales, lo cuales presentan frecuencias de aproximadamente 1.8 Hz, lo cual significa aproximadamente una cuarta parte del modelo de base fija. Adicionalmente es posible encontrar un segundo grupo modal que en conjunto aportan un 13.5% de la masa total y sus frecuencias son del orden de 13.5 Hz. En la dirección vertical, el efecto de flexibilización es mucho más significativo, encontrándose un solo modo principal con un 99.4% de la masa total con una frecuencia de 0.95 lo que significa una treintava parte del caso fijo.

En las Figuras siguientes se muestran las formas modales principales de los modelos 1, 2, 4 y 6.

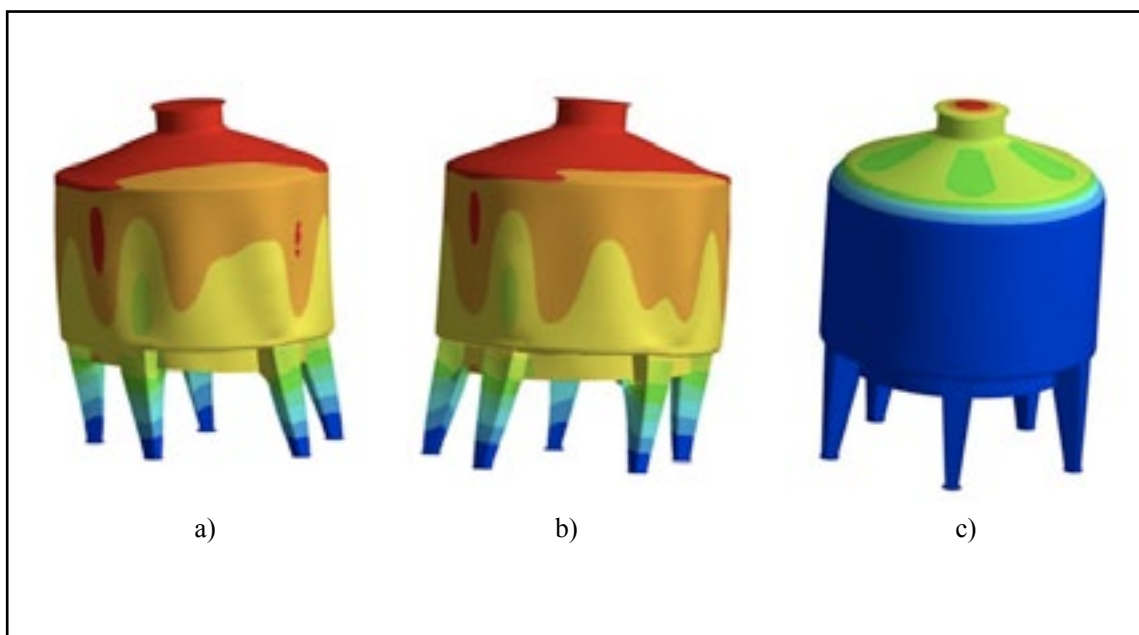


Figura 4-12: Formas modales Modelo 1 (Modelo Vacío). a) Modo 1. b) Modo 2. c) Modo

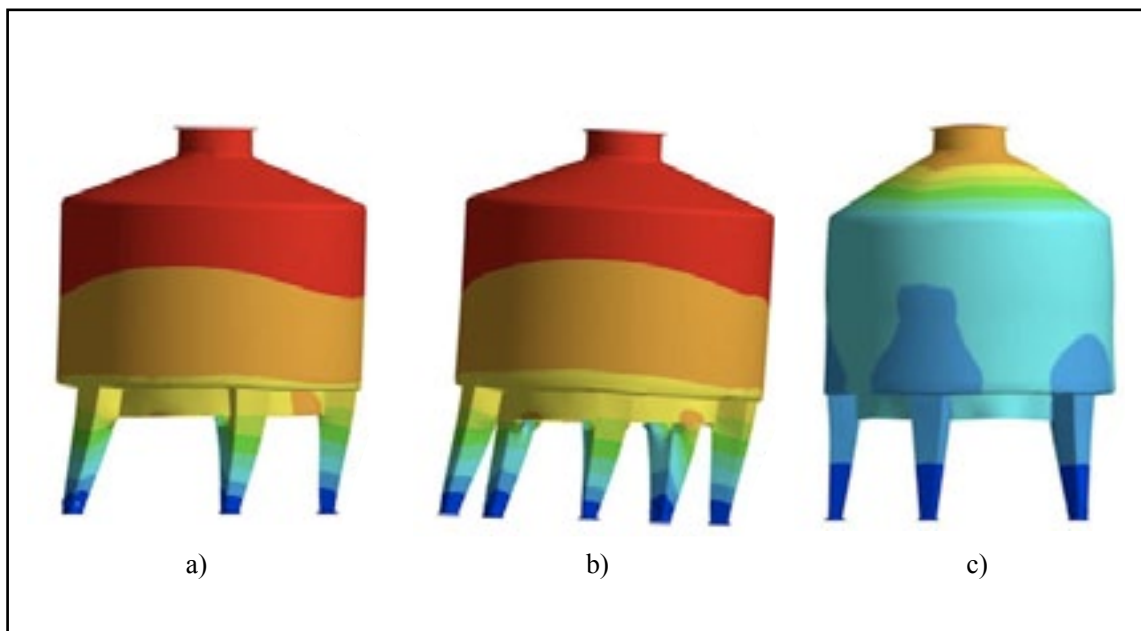


Figura 4-13: Formas modales Modelo 2 (Modelo lleno con 5 patas fijas). a) Modo 2. b) Modo 3. c) Modo 5.

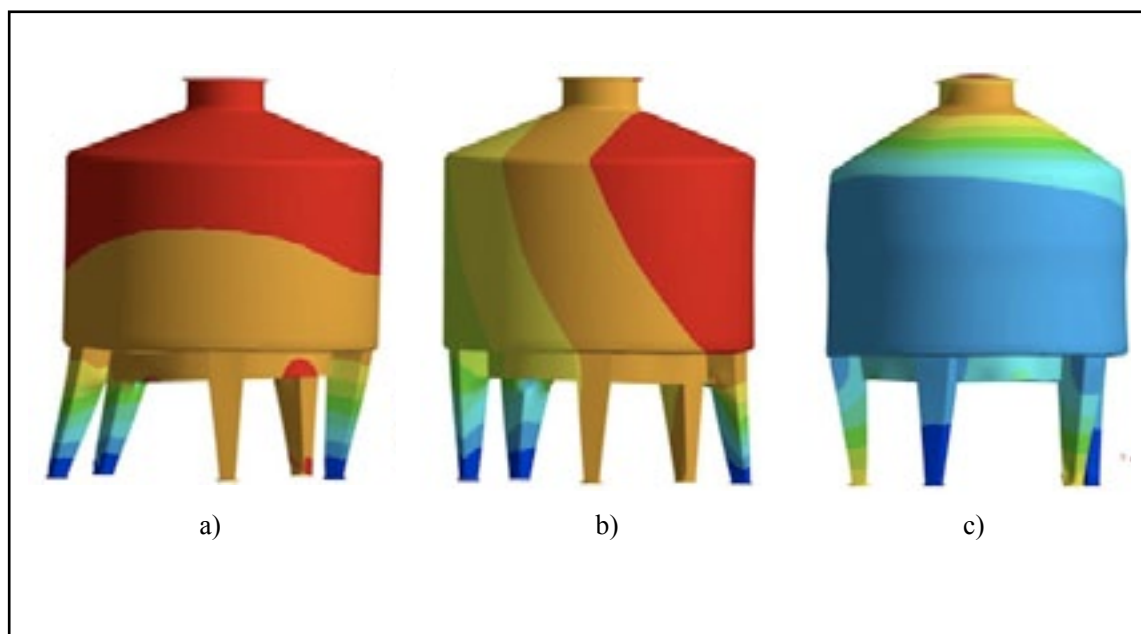


Figura 4-14: Formas modales Modelo 4 (Modelo lleno con 3 patas fijas). a) Modo 2. b) Modo 3. c) Modo 5.

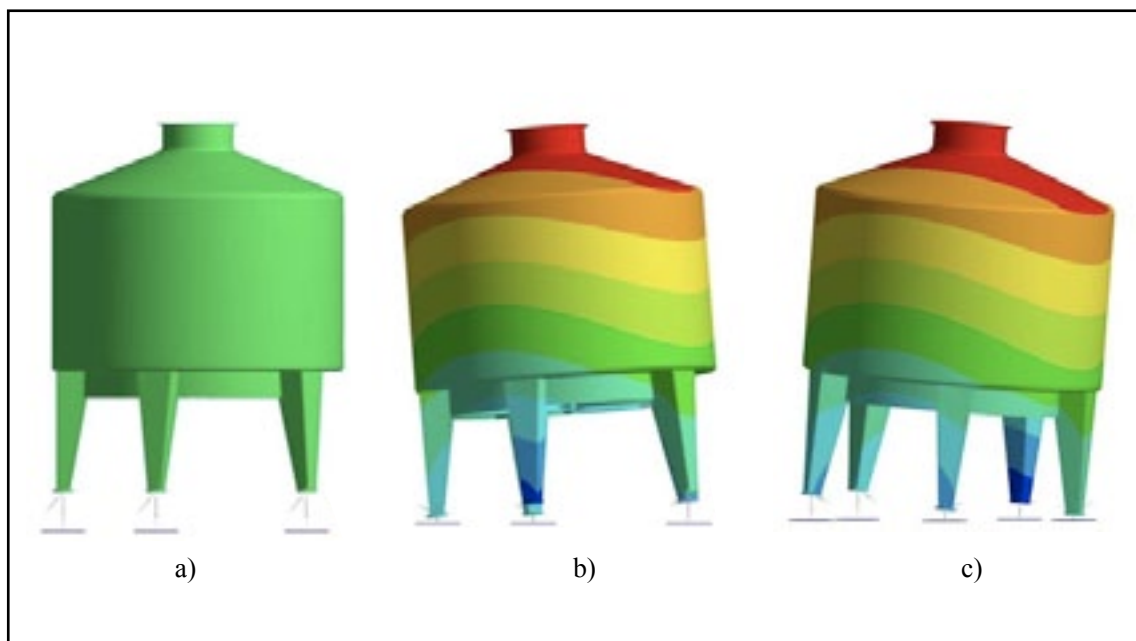


Figura 4-15: Formas modales Modelo 6 (Modelo lleno Aislado). a) Modo 2. b) Modo 3. c) Modo 4.

4.3. Análisis de Superposición Modal Espectral.

Con la finalidad de comprender los graves daños ocurridos durante el terremoto de Febrero de 2010, se analiza el modelo presentado a través del método de superposición modal espectral. Este análisis fue realizado en los seis modelos presentados en la Tabla 4-4. Sin embargo, se presentan en este texto los resultados obtenidos de los modelos 1, 2, 4 y 6.

En este estudio se contempla la verificación de los modelos, analizando su comportamiento frente al espectro de diseño propuesto por la Norma Chilena 2369 (INN,2003) y la imposición del espectro de respuesta del registro de Curicó con una razón de amortiguamiento del 2%, usualmente considerado en estructuras de acero. Los datos del espectro de Curicó fueron facilitados, para esta investigación, por la Escuela de Ingeniería de la Universidad de Chile.

Los espectros de diseño fueron calculados considerando zona sísmica 2, tipo de suelo II, razón de amortiguamiento de 2% y factor $R=4$. El espectro de diseño de la norma 2369, está definido por la siguiente expresión:

$$S_{\alpha} = \frac{2,75 \cdot A_0 \cdot I}{R} \cdot \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \cdot \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \quad (4.1)$$

Donde los parámetros toman los siguientes valores considerando las condiciones de diseño.

Tabla 4-6: Parámetros de diseño para Norma Chilena 2369

Parámetro	Valor
I	1
R	4
ξ	0.02
T'	0.35
n	1.33
A_0	0.4

En la Figura 4-16 se presentan los diferentes espectros utilizados en este estudio considerando una razón de amortiguamiento de 2% para todos los casos. En particular se muestra el espectro de diseño de la norma Chilena con factores de reducción de respuesta $R=1$ y $R=4$. También se presentan los espectros de respuesta en las direcciones Norte Sur, Este Oeste y Vertical del registro del Hospital de Curicó.

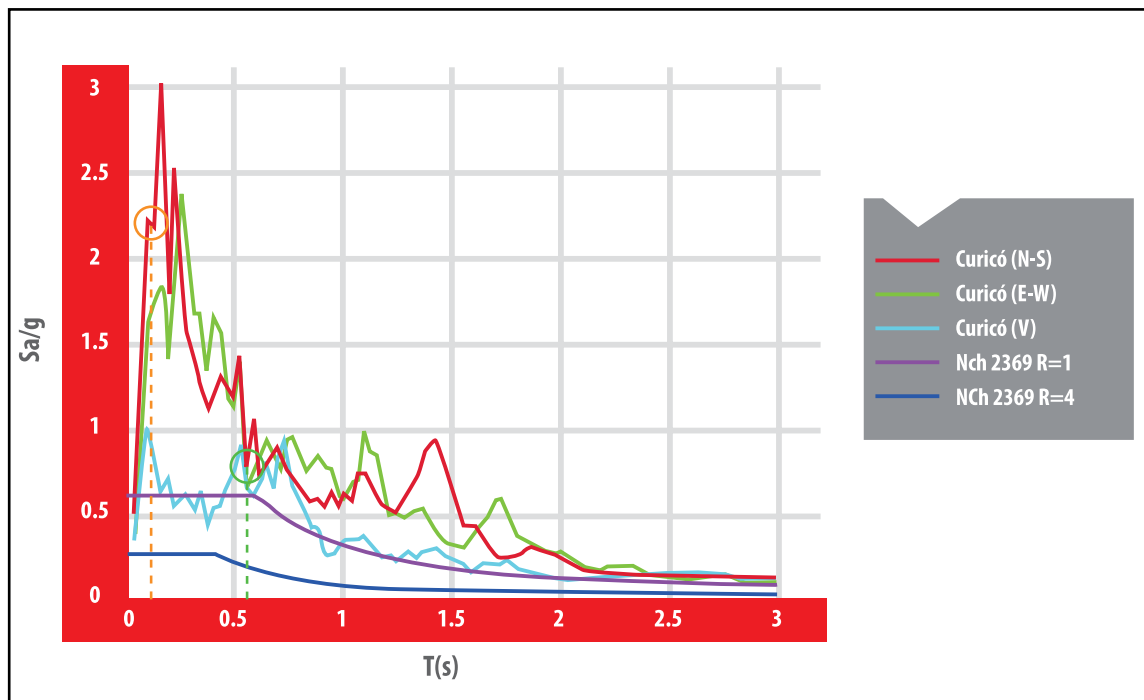


Figura 4-16: Espectros de Aceleraciones de Diseño y Respuesta.

El análisis de superposición modal espectral sólo se realizó en la dirección lateral X para todos los casos y la combinación modal se realizó utilizando el método de Combinación Cuadrática Completa (CQC).

La Norma Chilena 2369 of 2003 en su sección 11.7, establece para estanques elevados condiciones para evitar el pandeo local, considerando los efectos de las fuerzas laterales y verticales de diseño y las tolerancias de fabricación. Por esto se limitan las tensiones máximas de compresión en el manto al mínimo de los siguientes valores:

$$F\alpha = 135 F\gamma \quad e/D \quad F\alpha \leq 0.8 F\gamma \quad (4.2)$$

Donde:

$F\alpha$ = Tensión Admisible en condición sísmica.

$F\gamma$ = Tensión de Fluencia.

e = Espesor del manto.

D = Diámetro del manto.

Para los modelos presentados se verifica el nivel de tensiones en el manto, con el objetivo de ver si cumplen con esta condición de pandeo.

4.3.1. Resultados de la Superposición Modal Espectral

Los resultados presentados en los párrafos siguientes corresponden a la resultante de tensiones de la aplicación de los espectros de diseño de la Norma Chilena 2369 of 2003 y el espectro de respuesta del registro obtenido en el Hospital de Curicó por la Red Nacional de Acelerógrafos de la Universidad de Chile.

Para cada uno de los modelos se presentan tres Figuras. Las cuales corresponden a una vista general que considera todas las componentes, una Figura que muestra las tensiones que se producen en el manto y una última Figura que muestra las tensiones en la estructura de soporte.

Para el caso de verificación de tensiones en el manto, se considera la tensión máxima de compresión exigida por la norma 2369 en su sección 11.7. Para el modelo en análisis,

los parámetros usados son:

$F_y = 2110 \text{ Kg/cm}^2$. Tensión de fluencia del acero Inoxidable A 304.

$e = 2 \text{ mm}$. Espesor del manto.

$D = 3330 \text{ mm}$. Diámetro del manto.

Reemplazando los valores en la expresión (2), se obtiene la Tensión admisible en condición sísmica como:

$$F_a = 135 F_y \frac{e}{D} = 171.08 \text{ Kg/cm}^2 = 16.78 \text{ Mpa}$$

$$F_a \leq 0,8 F_y = 1688 \text{ Kg/cm}^2 = 166 \text{ Mpa}$$

De estas dos ecuaciones se obtiene el valor menor de 16.78 Mpa, el cual es comprado con las tensiones resultantes en el manto del análisis de superposición modal espectral.

a) Modelo Vacío

De forma general, los estanques que no contenían líquidos no presentaron ningún tipo de daño. Esto se explica por las características del sistema en estas condiciones. Si bien su comportamiento es muy rígido, la cantidad total de masa es muy baja lo que no induce grandes esfuerzos en la estructura.

A continuación se presentan los resultados de tensiones resultantes de aplicar el espectro de Curicó. En la Figura 4-17a se muestra el estado tensional de toda la estructura.

La tensión máxima se produce en la zona de encuentro de las patas con el anillo rigidizador. Sin embargo estos valores máximos alcanzan aproximadamente el 10% de la tensión de fluencia y por lo tanto no produce zonas de potencial plastificación.

En la Figura 4-17b se presentan las tensiones máximas resultantes en el manto, las cuales se encuentran en la zona baja, específicamente en el encuentro con las patas. En este caso tampoco se alcanza la tensión admisible para condición sísmica y por lo tanto no existen zonas de potencial pandeo en el manto.

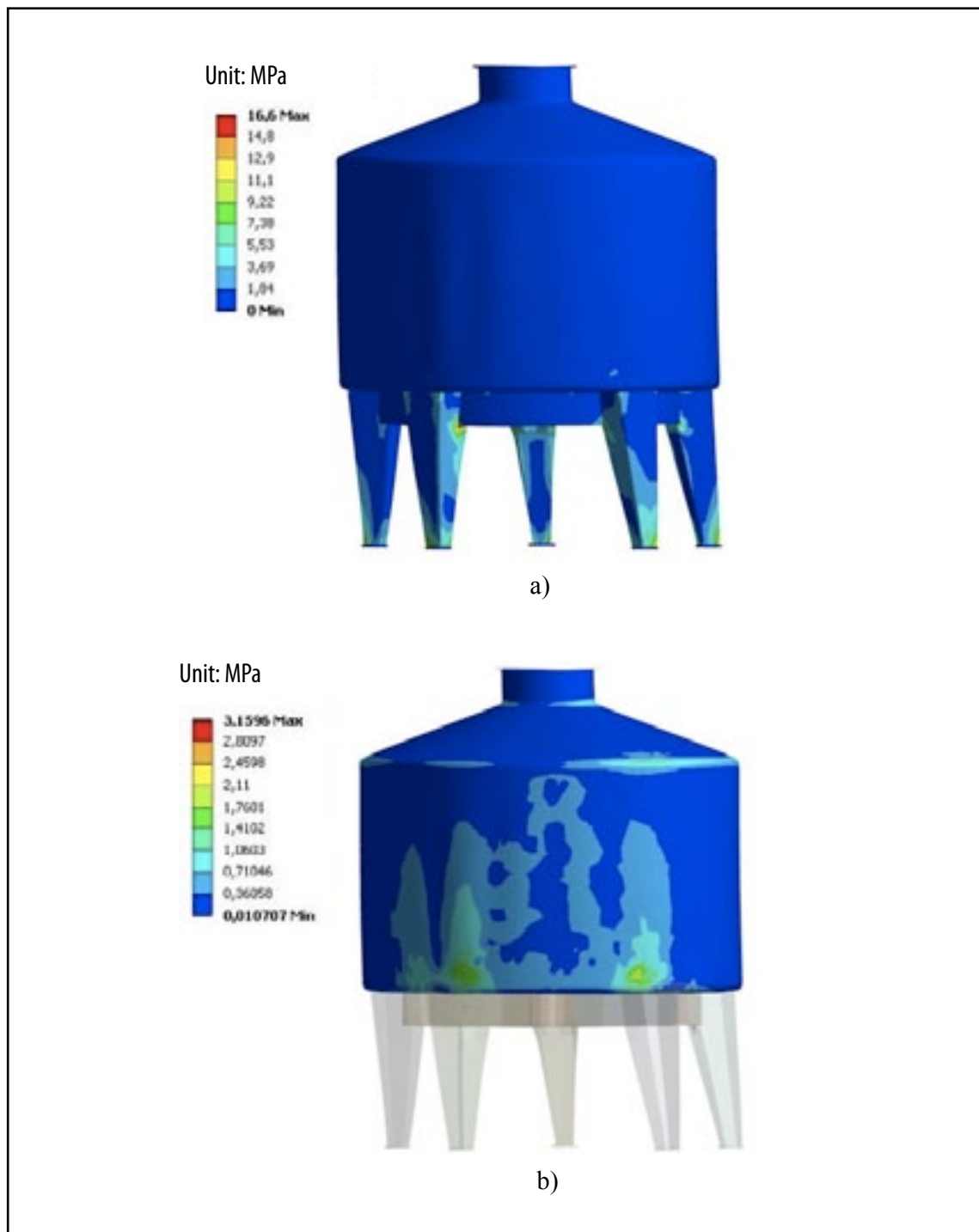


Figura 4-17: Tensiones Von Misses (Mpa). Espectro de respuesta de Curicó. Modelo vacío.

a) Modelo completo. b) Manto.

b) Modelos Llenos con patas fijas

En esta sección se presenta los resultados obtenidos para los modelos llenos 2 y 4, especificados en la Tabla 4-4. Para el modelo 2 todas las patas se encuentran empotradas y para el modelo 4 sólo tres patas se encuentran fijas.

En la Figura 4-18 se presentan los resultados de las tensiones aplicando el espectro de diseño de la norma chilena 2369 con un factor de reducción de respuesta $R=1$. La primera imagen muestra que, en términos globales, las mayores tensiones se producen en la estructura de patas. Es importante recordar que este tipo de análisis es lineal por lo que las tensiones máximas no son resultados numéricos válidos y sólo pueden tomarse como una referencia del comportamiento estructural.

La Figura 4-18b muestra las tensiones resultantes en el manto. En este caso se filtran con color rojo todos los resultados mayores a la tensión de compresión admisible en condición sísmica. Es posible observar entonces, zonas con valores mayores a los 16.78 Mpa, y por lo tanto con potencial de pandeo (ver detalle).

En la Figura 4-18c se muestran los resultados de tensiones en la estructura de patas. En este caso se filtran las tensiones mayores al valor de fluencia de 210 Mpa. De acuerdo a lo anterior se producen tensiones mayores a la fluencia en la unión de la pata con el anillo rigidizador, y en la base de las patas.

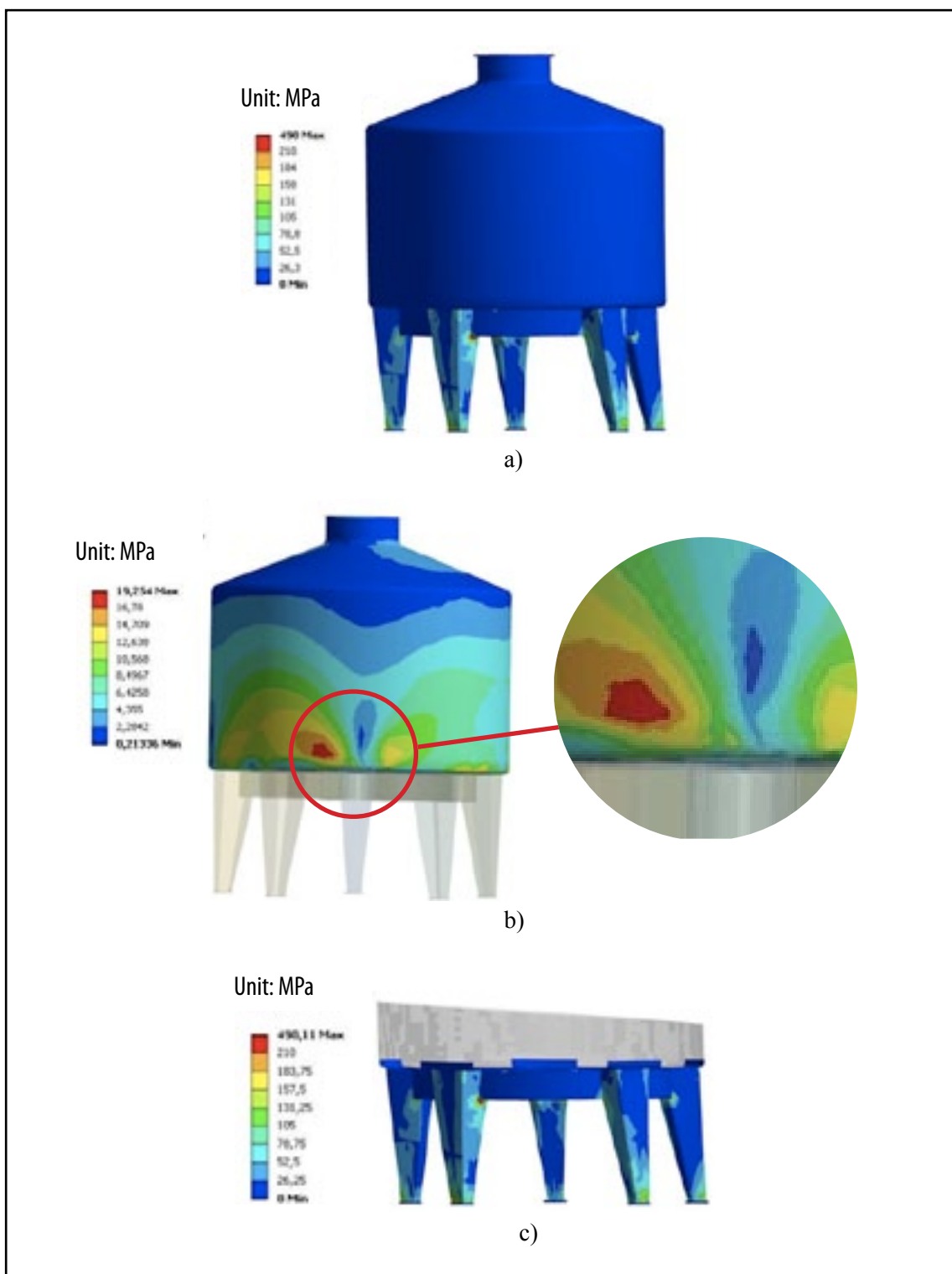


Figura 4-18: Tensiones Von Misses (Mpa). Espectro de diseño con $R=1$. Modelo lleno 5 patas fijas. a) Modelo completo. b) Manto. c) Patas.

En la Figura 4-19 se presentan los resultados de las tensiones aplicando el espectro de respuesta de Curicó para el modelo 2. Los valores de pseudo aceleraciones del espectro de Curicó sobrepasan en aproximadamente en 5 veces lo que especifica la norma para un $R=1$ y aproximadamente 10 veces para $R=4$, considerando los periodos fundamentales de esta estructura. Por lo anterior, las tensiones resultantes de este modelo muestran zonas con alto potencial de falla, lo cual es verificado por las evidencias obtenidas en las visitas a terreno.

La Figura 4-19b muestra las tensiones resultantes en el manto. En rojo se presentan todos los resultados mayores a la tensión de compresión admisible en condición sísmica. Es posible observar que toda la zona baja del manto presenta tensiones superiores a las admitidas por la norma. En la Figura 4-20 se puede observar un ejemplo de pandeo en el manto, justamente en dicha zona del estanque en estudio.

Las tensiones resultantes en la estructura de patas también aumentan de forma considerable aplicando este espectro. En la Figura 4-19c se muestra que toda la zona de unión entre la pata y el anillo rigidizador presenta tensiones sobre la fluencia. También las bases de la patas muestran zonas con tensiones de plastificación.

En la Figura 4-21 se muestra el detalle de las fallas producidas en este estanque. En la parte b) se aprecia claramente las deformaciones en la pata producto de la acumulación de tensiones en la zona de encuentro con el rigidizador. En la parte c) de esta Figura se presenta el detalle de la falla por pandeo que se produce en patas totalmente restringidas, lo cual logra predecir el modelo (ver detalle en Figura 4-21a)

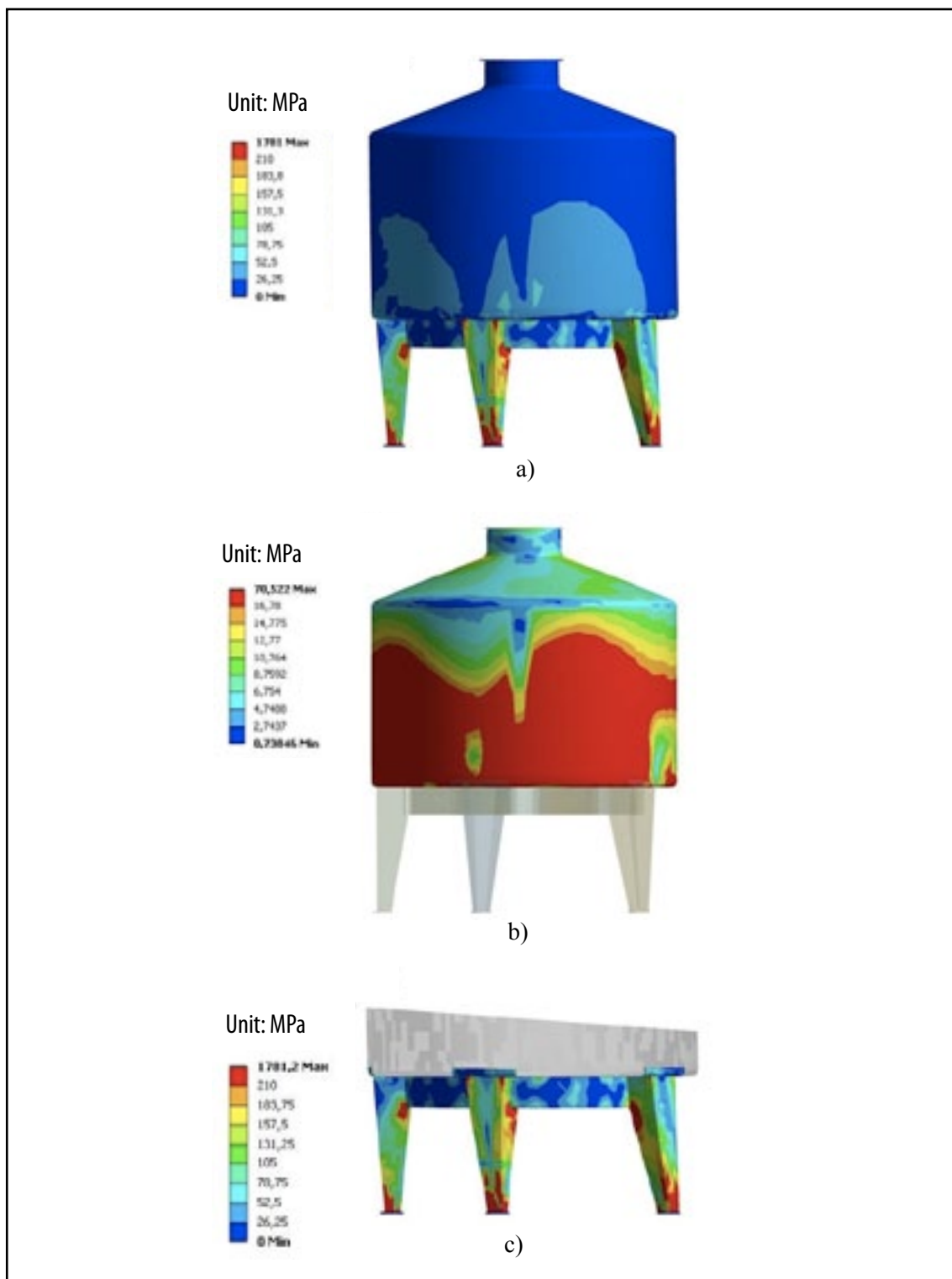


Figura 4-21: Tensiones Von Misses (Mpa). Espectro de respuesta de Curicó. Modelo lleno 5 patas fijas. a) Modelo completo. b) Manto. c) Patas.



Figura 4-20: Pandeo en el manto en estanque de 20 mil lt.

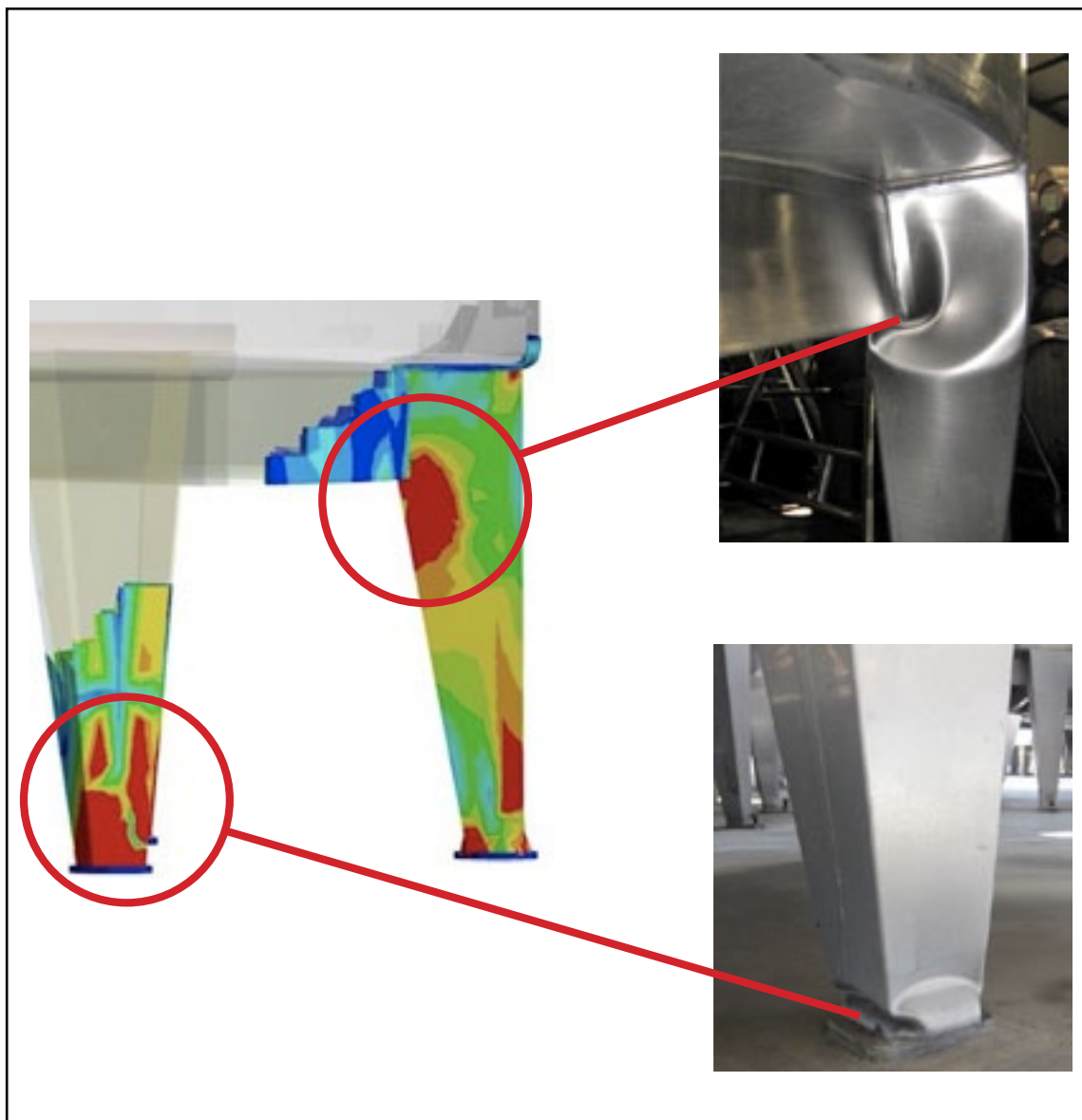


Figura 4-21: Fallas en Patas. Comparación con tensiones obtenidas en modelo FEM. a) Tensiones ANSYS. b) Falla en encuentro pata manto. c) Falla por pandeo en la base.

Si se considera la falla de alguna de las patas, o en el caso de patas que no estén completamente restringidas, es posible idealizar estos efectos en la modelación. Para esto dejamos sin restringir dos patas para ver el efecto en el sistema estructural

Como se puede esperar, en este caso todos los esfuerzos son tomados por las patas restringidas y por lo tanto presentan esfuerzos mayores en todas sus partes.

Para el manto, las tensiones admisibles para verificar pandeo son superadas prácticamente en todas las virolas lo cual indica un alto potencial de falla, ver Figura 4-22b.

En el caso de las patas, se puede observar tensiones sobre el valor de fluencia en toda su altura y por lo tanto el potencial de falla es mucho mayor que en el caso anterior, ver Figura 4-22c.

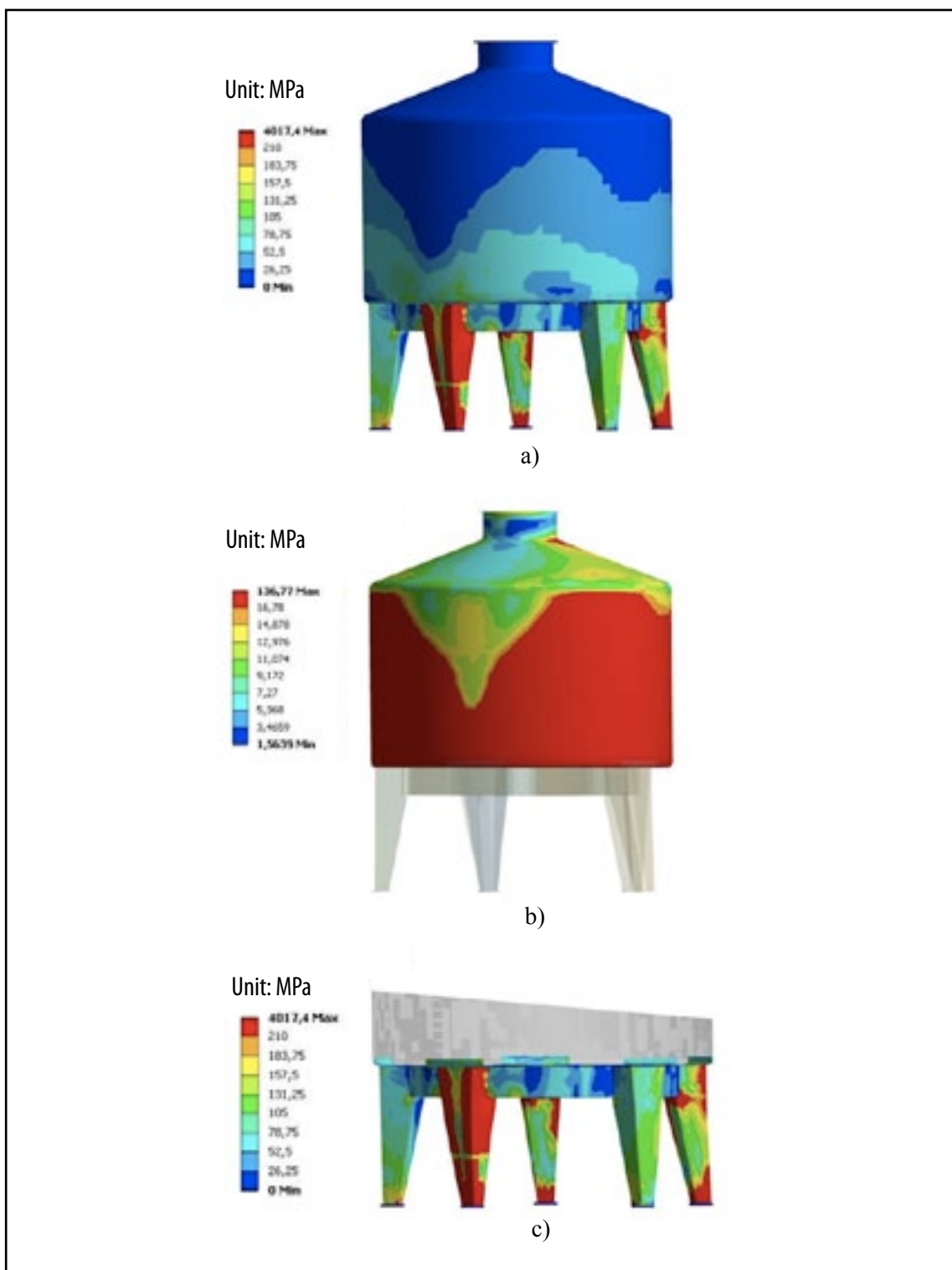


Figura 4-22: Tensiones Von Misses (Mpa). Espectro de respuesta de Curicó. Modelo lleno
3 patas fijas. a) Manto. b) Patas.

c) Modelo Aislado.

Para el análisis de este caso aislado se consideró la utilización del espectro de respuesta de Curicó con un 15% de amortiguamiento en todos los modos. Este valor fue establecido considerando los valores calculados en uno de los estudios anteriores de este grupo de investigación (Cerdeira, 2006). Adicionalmente y producto de la flexibilización del sistema, cambian los periodos fundamentales. Esto se traduce en una disminución considerable de la componente de pseudo aceleración. Esto significa en un sismo como el de estudio, una reducción considerable de sus efectos y por lo tanto una disminución en la demanda sísmica. Por ejemplo, para esta estructura, el modelo con todas sus patas fijas presenta una frecuencia fundamental lateral de 8 Hz lo cual corresponde a una pseudo aceleración de 2.16 g. La flexibilización cambia este valor a una frecuencia de 1.8 Hz lo cual corresponde a un valor de 0.8 g, prácticamente un tercio que el original. En la Figura 4-16 se muestra gráficamente este efecto.

Los resultados obtenidos en este caso son esencialmente diferentes que los anteriores. Principalmente, se observa una considerable disminución de las tensiones, con cambios importantes en la distribución de las zonas más afectadas. En este caso se presentan tensiones importantes en la zona baja del manto en unión con el fondo. Por otro lado, se aminoran las tensiones en las patas. Por ejemplo, los esfuerzos en las bases de estas ya no presentan valores sobre la fluencia, lo cual disminuye los riesgos de colapso por pandeo de este sector. En las uniones de la pata con el manto y los anillos rigidizadores, también se observa una disminución de importancia, sin embargo sigue existiendo concentración de tensiones que pueden provocar la fluencia.

Con respecto a las tensiones de pandeo en el manto, la Figura 4-23b muestra tensiones superiores a las permitidas sólo en la zona baja del manto, desapareciendo el de riesgo de pandeo del resto del manto.

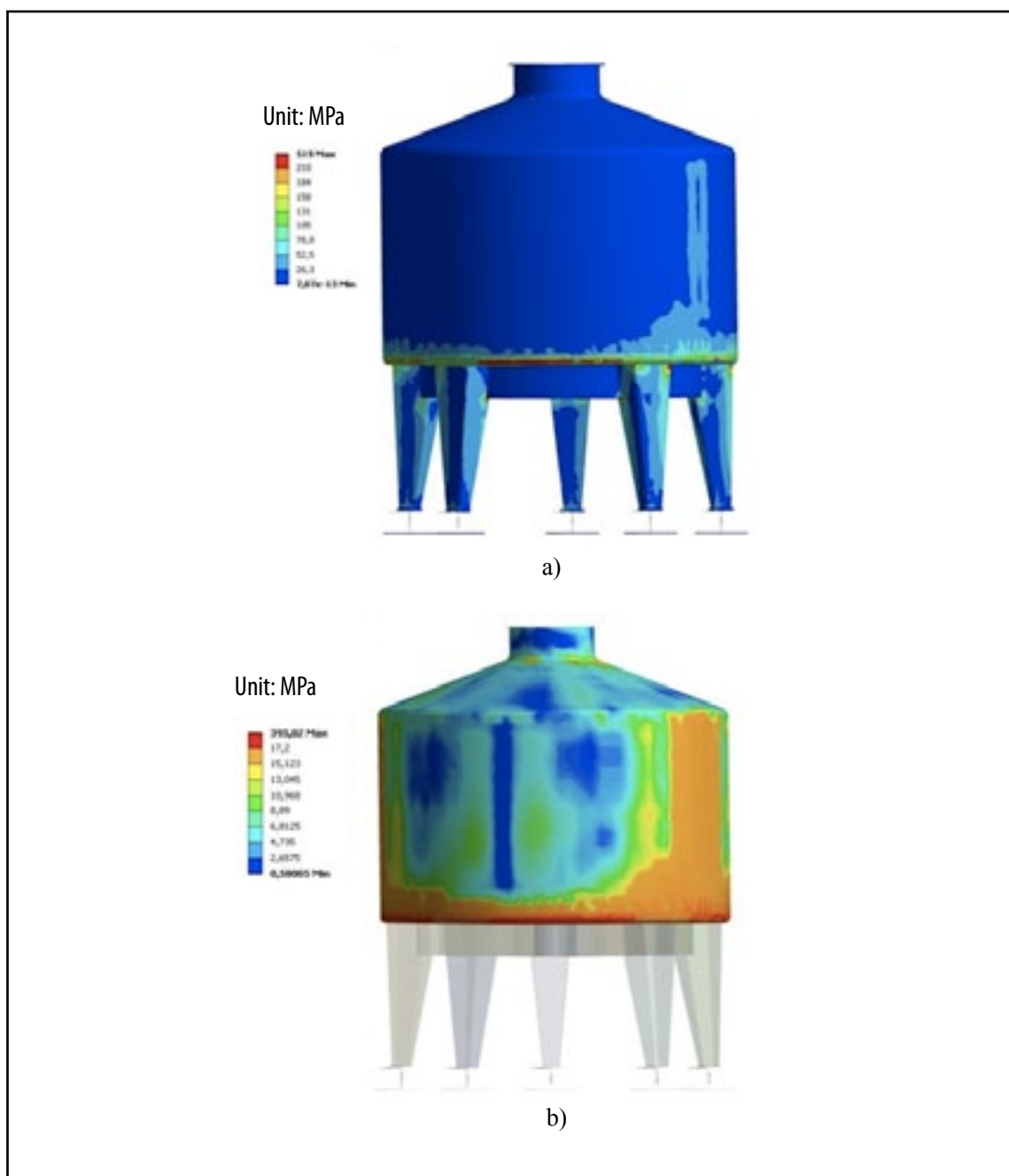


Figura 4-23: Tensiones Von Misses (Mpa). Espectro de respuesta de Curicó. Modelo lleno aislado. a) Modelo completo. b) Manto.

5. CONCLUSIONES

5.1. Conclusiones Generales

El sismo del 27 de febrero de 2010 mostró la vulnerabilidad de los equipos utilizados para almacenar contenidos líquidos. De acuerdo a lo estudiado por nuestro grupo de investigación, se debían presentar problemas principalmente en los estanques de acero inoxidable de pared delgada debido a sus bajos espesores y estructuraciones poco estandarizadas.

La utilización de sistemas de aislamiento sísmico tuvo excelentes resultados en estructuras que contaban con estos dispositivos. En estanques de almacenamiento de líquidos, si bien existen alternativas de aislamiento, no hubo evidencia de la utilización de este tipo de tecnologías para el sismo de febrero de 2010.

En general se puede afirmar que en este estudio se consiguió:

- I. Conocer en detalle el estado post sismo de gran parte de las viñas del valle de Curicó. Verificando graves problemas en las estructuras de almacenamiento de vino.
- II. Desarrollar mejoras al sistema de protección sísmica desarrollado por Gonzalez en 2009, consiguiendo atenuar problemas presentados en su primera versión.
- III. Se validó el dispositivo de aislamiento y sus mejoras mediante un modelo de elementos finitos, lo cual permite el desarrollo de prototipos virtuales.
- IV. Se desarrolló un modelo de elementos finitos para estimar el comportamiento de un estanque que presentó graves fallas durante el terremoto de Febrero de 2010. Mediante

la utilización del método de superposición modal espectral se consiguió conocer la distribución de esfuerzos para diferentes condiciones de carga y soporte.

V. Los resultados del modelo de elementos finitos permitieron identificar las zonas más vulnerables a la demanda sísmica y compararlas con los resultados del terremoto verificando su concordancia.

5.2. Comportamiento estructural de sistemas de almacenamiento en el Sismo del 27 de Febrero de 2010

Por la magnitud del sismo (M_w 8.8) y extensión de la ruptura (500km) el sismo afectó casi a la totalidad de las viñas del país, desde el Valle del Aconcagua por el norte, hasta el Valle del Bio-Bio por el Sur. El sismo ocurrió en una fecha favorable, ya que sólo había un factor de utilización de aproximadamente un 40% de la capacidad de almacenaje.

Según datos oficiales, se perdió aproximadamente un 12.5% de la producción del año 2009 (125 M de litros de vino), esto indicaría que el 25% de los estanques tuvo pérdidas parciales o totales de contenido.

En general, todos los equipos de almacenamiento de vinos presentaron fallas de consideración y la información obtenida en las diferentes visitas realizadas deja en evidencia la magnitud de los daños ocurridos. Por lo anterior, se hace necesaria una revisión exhaustiva de los procedimientos usados para diseñar, fabricar e instalar este tipo estructuras.

Los estanques de acero inoxidable fueron especialmente afectados por este sismo. Las razones principales de su mal comportamiento se deben a la utilización de procedimientos de diseño poco adecuados, bajos espesores de sus componentes y montajes deficientes.

a) Estanques Apoyados

De los tipos más comunes de falla en estanques apoyados se puede concluir:

Tanto los estanques fabricados de forma artesanal como los industrializados presentaron graves daños, con pérdidas considerables en ambos casos.

Se observaron fallas de pandeo en el manto, localizado en las zonas adyacentes a portalones, válvulas y anclajes o topes. Cuando la deformación era excesiva podía producirse la pérdida de vino por el portalón.

Se identificaron fallas de los anclajes, generalmente por escasa longitud del perno, mala calidad del hormigón de la losa o torta, o bien mala ejecución.

En estanques apoyados sobre bancada se observaron fallas por falta de anclajes y/o faldón insuficiente. En estos casos el estanque se salía de su base ocasionando incluso volcamiento.

Cuando la falla era de gran magnitud (o bien se producía la apertura del portalón) se produjo falla por vaciamiento rápido, con pérdida total del estanque.

b) Estanques Apoyados

Existe una gran variabilidad de estos tipos de estanques y soluciones de soporte. Lo anterior se tradujo en comportamientos disímiles, con fallas diferentes en cada tipo. En general, los estanques fabricados de forma artesanal tuvieron peores resultados que los industrializados, sin embargo en ambos casos la cantidad de daños fue considerable.

De los tipos más comunes de falla se puede concluir:

Se observaron fallas por incrustación de la pata (punzonamiento) en el manto, en estanques sin sistema de envigado. Con pérdida total de contenido.

Se identificaron fallas por pandeo de patas en estanques con sistema de envigado inferior. En algunos casos hubo pérdida de vino, en otros no, debido a que el manto del estanque muchas veces no presentaba daño.

El uso de patas centrales tuvo distintos resultados, pero en los casos donde falló se produjo desfondamiento del estanque con pérdida total de vino.

No se puede asegurar que los estanques no anclados al suelo se comportaron mejor que los anclados. Algunas veces los no anclados se desplazaban hasta que una de las patas caía en canaletas, produciendo el colapso.

En ciertos casos se produjo falla tipo dominó, en otros las pasarelas ayudaron a evitar el colapso total.

5.3. Sistema de Aislamiento Vertical Rotacional

La utilización de sistemas de mitigación sísmica cobra especial validez al considerar el excelente comportamiento presentado por estructuras que contaban con estas tecnologías. Los estudios anteriores realizados por este grupo de investigación, concluyen que el sistema de Aislación Vertical Rotacional es una de las formas más eficientes de protección sísmica para estanques.

La incorporación del sistema flexible horizontal permite al dispositivo permite desarrollar mayores fuerzas contra desplazamientos menores a través de la incorporación de una no linealidad elástica. Esto se traduce en dispositivos de tamaño menor, de aplicabilidad en estanques con patas de uso común.

Las mejoras del sistema de disipación a través del aumento del área de roce, permite un comportamiento uniforme, eliminando la direccionalidad del sistema anterior. Lo anterior permite estimar de mejor forma el amortiguamiento que se entrega al sistema, lo cual se traduce en diseños más precisos.

Las componentes del dispositivo de disipación son de simple análisis, lo cual permite la generación de modelos analíticos y numéricos para el desarrollo de prototipos virtuales de forma sencilla.

Los resultados obtenidos experimentalmente muestran que los dispositivos trabajan de la forma requerida, obteniendo curvas de histéresis con una disipación importante.

5.4. Análisis con simulación numérica.

Se verifica la correspondencia de los modelos numéricos hechos en la nueva plataforma ANSYS. Esto permitió el desarrollo de simulaciones con detalles geométricos y condiciones de borde más cercanos a los reales.

Se desarrolló un procedimiento sistemático de análisis, que permite simular el comportamiento de los estanques llenos de líquido de cualquier configuración geométrica, con muy buenos resultados gráficos.

Fue posible desarrollar modelos de un estanque real con diferentes condiciones de carga. En cada uno de los modelos fue posible identificar las zonas de mayor vulnerabilidad y contrastarlas con los efectos reales del terremoto. Los resultados obtenidos permiten tener una buena aproximación de las zonas de riesgo y potencial falla.

Si bien, la validez del análisis de superposición modal espectral para simular el sistema de disipación es discutible, los resultados obtenidos del modelo aislado muestran una atenuación importante de las tensiones máximas, especialmente en las patas, y una redistribución de estos esfuerzos.

5.5. Comentarios para futuros trabajos

Si bien, en las visitas a terreno se identificaron los problemas en todas las estructuras de almacenamiento de vino, en este trabajo se hizo énfasis sólo en los estanques con patas. Es por esto que es recomendable realizar otros estudios enfocados en estanques apoyados, barricas y estructuras de almacenamiento de vino.

Los ensayos experimentales permiten tener una idea clara del comportamiento del dispositivo de aislamiento, sin embargo para medir de forma efectiva los efectos de los disipadores es necesario realizar ensayos experimentales dinámicos. También es recomendable la ejecución de ensayos en mesa vibradora de todo el sistema estructural incluyendo el estanque, su contenido líquido y el sistema de aislamiento.

Los resultados obtenidos en la simulación numérica permiten verificar las zonas de mayor vulnerabilidad, sin embargo no son resultados numéricamente precisos. Es por esto que se hace necesario incluir los efectos de no linealidades tanto en la estructura como en los dispositivos de aislamiento. También se hace importante realizar análisis tiempo historia para estimar con mayor detalle el comportamiento estructural.

BIBLIOGRAFIA.

- ACI (2006) Seismic Design of Liquid Containing Structures and Commentary (ACI 350.3-06), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- API (2007), Welded Steel Tanks for Oil Storage, API Standard 650, eleventh edition, American Petroleum Institute, Washington, D.C.
- API (2008), Design and Construction of Large, Welded, Low-pressure Storage Tanks, API Standard 620, Eleventh edition, American Petroleum Institute, Washington, D.C.
- AWWA (2005) D100-05 Welded Carbon Steel Tanks for Water Storage, American Water Works Association, Washington, D.C.
- AWWA (2004) D110-04 Wire and Strand Wound Circular, Prestressed Concrete Water Tanks, American Water Works Association, Washington, D.C.
- AWWA (2006) D115-06 Tendon Prestressed Concrete Water Tanks, American Waterworks Association, Washington, D.C.
- Boroschek, R., Soto, P., and Leon, R. (2010), "Maule Region Earthquake, February 27, 2010, Mw = 8.8," Renadic Report 10/08, Department of Civil Engineering, University of Chile.
- Cerda, Fernando (2006). Protección Sísmica para Estanques de Acero Inoxidable de Pared Delgada (EAIPD) con apoyos. Tesis para Optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería. Pontificia Universidad Católica de Chile. Santiago, Chile.
- Cooper, David (2004). A history of steel tank structural design. Wine Business Monthly.
- Flores, Víctor (2009). Comportamiento de tanques atmosféricos de almacenamiento. Tesis para Optar al grado de Maestro en Ciencias en Estructuras. Instituto Politécnico Nacional, México.

- González, Andrés (2009). Estudio Teórico Experimental de Aislamiento Sísmico en Estanque de Acero Inoxidable de Pared Delgada (EAIPD) con Apoyos. Tesis para Optar al grado de Magíster Ciencias en Ingeniería. Pontificia Universidad Católica de Chile. Santiago, Chile.
- Hamdan, F.H. (1999). Seismic behaviour of cylindrical steel liquid storage tanks. *Journal of Constructional Steel Research*, v 53, n 3, 307-333.
- Haroun, Medhat. (1983). Behaviour of unanchored oil storage tanks: Imperial Valley earthquake. *Journal of Technical Topics in Civil Engineering*, v 109, n 1, 23-40.
- Haroun, M.; Tayel, M. (1995). Analysis of tank damage during the 1994 Northridge earthquake. *Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering*, n 6, Aug, 1995, p 763
- INN (2003), NCh 2369.Of2003. Earthquake resistant design of industrial structures and facilities, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- Liu, H., Schubert D. (2002). Water storage tank response to earthquake loads in Alaska. *Cold Regions Engineering Cold Regions Impacts on Transportations and Infrastructure: Proceedings of the Eleventh International Conference*, 2002, p 495-506.
- Maleky A., Ziyaeifar M. (2008). Sloshing damping in cylindrical liquid storage tanks with baffles. *Journal of Sound and Vibration*, v 311, n 1-2, 372-385.
- Malhotra, Praveen K. (1997), New method for seismic isolation of liquid-storage tanks. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 26(8), 839-847.
- Malhotra, Praveen K. (1998), Seismic Strengthening of Liquid-Storage Tanks with Energy-Dissipating Anchors. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, No. 4, April 1998, pp. 405-414.

- NZSEE (1986), Recommendations for Seismic Design of Storage Tanks, New Zealand National Society for Earthquake Engineering.
- Rendel, Michael (2006). Modelación del Comportamiento Último de Estanques de Acero Inoxidable para Almacenamiento de Vino Mediante un Programa de Elementos Finitos. Proyecto para Optar al grado de Magíster en Ingeniería. Pontificia Universidad Católica de Chile. Santiago, Chile.
- Ruegg, J.C., et al., 2010. "Interseismic strain accumulation measured by GPS in the seismic gap between Constitución and Concepción in Chile," Physics of the Earth and Planetary Interiors, 175, pp. 78-85.
- Shriali, M.K., Jangid, R.S. (2001), Seismic Response of liquid storage tanks isolated by sliding bearings. Engineering Structures, Volume 24, Issue 7, 909-921

ANEXOS

ANEXO A

El siguiente anexo presenta la deducción de las ecuaciones de la deducción de deformaciones radiales de una estructura cilíndrica sometida a efectos hidrostáticos. La referencia principal es la tesis desarrollada por Víctor Flores Lobos “Comportamiento de tanques atmosféricos de almacenamiento”.

El cálculo de los desplazamientos radiales de un recipiente circular (como el que se muestra en la figura A.1) debidos a los efectos hidrostáticos fue estudiado por Timoshenko y Krieger (1959). Los desplazamientos radiales pueden determinarse integrando la ecuación:

$$D \frac{d^4 w}{dx^4} + \frac{Et}{r^2} w = Z \quad (A.1)$$

En donde D corresponde a la rigidez de la lámina en flexión. Esta es:

$$D = \frac{Et^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (A.2)$$

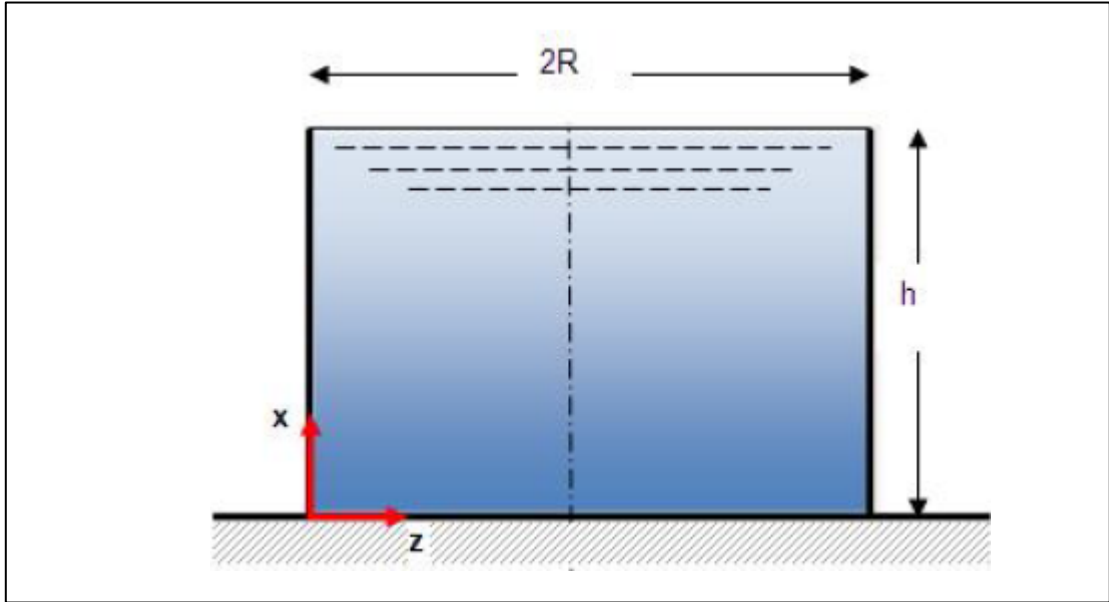


Figura A.1: Estanque cilíndrico sometido a presión hidrostática.

Luego, utilizando la notación

$$\beta^4 = \frac{Et}{4r^2D} = \frac{3(1 - \nu^2)}{r^2t^2} \quad (A.3)$$

La ecuación (A.1) se puede expresar de la siguiente forma:

$$\frac{d^4w}{dx^4} + 4\beta^4w = \frac{Z}{D} \quad (A.4)$$

La solución general de esta ecuación es:

$$w = e^{\beta x}(C_1 \cos \beta x + C_2 \sin \beta x) + e^{-\beta x}(C_3 \cos \beta x + C_4 \sin \beta x) + f(x) \quad (A.5)$$

En donde $f(x)$ corresponde a la solución particular y C_1, C_2, C_3, C_4 son las constantes de integración que dependen de las condiciones de borde del problema.

Por otro lado, el término Z de la ecuación (A.1) representa la intensidad de la carga, que en este caso es la presión hidrostática, es decir,

$$Z = -\gamma(h - x) \quad (A.6)$$

donde γ es el peso específico del líquido. Entonces, la ecuación (A.4) se convierte en

$$\frac{d^4 w}{dx^4} + 4\beta^4 w = -\frac{\gamma(h - x)}{D} \quad (A.7)$$

Considerando que la base se encuentra empotrada y está sujeta a la acción del esfuerzo circunferencial (tangencial), se puede calcular la deformación radial del manto del estanque con los bordes superiores libres a partir de una solución particular de esta ecuación, siendo ésta:

$$w_1 = -\frac{\gamma(h - x)}{4\beta^4 D} = -\frac{\gamma(h - x)r^2}{Et} \quad (A.8)$$

Sustituyendo la expresión anterior en lugar de $f(x)$ en la expresión (A.5), se obtiene la solución completa de la ecuación (A.7):

$$w = e^{\beta x}(C_1 \cos \beta x + C_2 \sin \beta x) + e^{-\beta x}(C_3 \cos \beta x + C_4 \sin \beta x) - \frac{\gamma(h - x)r^2}{Et} \quad (A.9)$$

En la mayoría de los casos prácticos el espesor de la pared t es pequeño en comparación con el radio r y la profundidad h del recipiente, por lo que se puede considerar la lámina como infinitamente larga. Las constantes C_1 y C_2 son nulas y se obtiene,

$$w = e^{-\beta x}(C_3 \cos \beta x + C_4 \sin \beta x) - \frac{\gamma(h-x)r^2}{Et} \quad (A.10)$$

Las constantes C_3 y C_4 pueden obtenerse ahora a partir de las condiciones en el fondo del recipiente. Suponiendo que el borde inferior de la pared está empotrado en una cimentación absolutamente rígida, se tendría para las condiciones de contorno lo siguiente:

$$(w)_{x=0} = C_3 - \frac{\gamma r^2 h}{Et} = 0 \quad (A.11)$$

$$\left(\frac{dw}{dx}\right)_{x=0} = \beta(C_4 - C_3) + \frac{\gamma r^2}{Et} = 0 \quad (A.12)$$

De estas ecuaciones, se obtiene:

$$C_3 = \frac{\gamma r^2 h}{Et} \quad (A.13)$$

$$C_4 = \frac{\gamma r^2}{Et} \left(h - \frac{1}{\beta}\right) \quad (A.14)$$

Finalmente, la expresión (A.10) toma la siguiente forma:

$$w = -\frac{\gamma r^2 h}{Et} \left[1 - \frac{x}{h} - e^{-\beta x} \cos \beta x - \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) e^{-\beta x} \sin \beta x\right] \quad (A.15)$$

Ésta evalúa los desplazamientos radiales en cualquier punto de la pared. Por otro lado, el esfuerzo en la dirección tangencial es:

$$N_t = -\gamma hr \left[1 - \frac{x}{h} - e^{-\beta x} \cos \beta x - \left(1 - \frac{1}{\beta h} \right) e^{-\beta x} \sin \beta x \right] \quad (A.16)$$

Y de la segunda derivada de la expresión (A.15) se obtiene el momento flector.

$$M_x = \frac{\gamma htr}{\sqrt{12(1-v^2)}} \left[-e^{-\beta x} \sin \beta x + \left(1 - \frac{1}{\beta h} \right) e^{-\beta x} \cos \beta x \right] \quad (A.17)$$