



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE  
ESCUELA DE INGENIERÍA

# **AISLAMIENTO SÍSMICO NO LINEAL VERTICAL-ROTACIONAL: APLICACIÓN A ESTANQUES DE APOYO DISCONTINUO**

**GASPAR ANDRÉS AUAD ÁLVAREZ**

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

Profesor Supervisor:  
JOSÉ LUIS ALMAZÁN CAMPILLAY

Santiago de Chile, Octubre 2015

© MMXV, GASPAR AUAD



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE  
ESCUELA DE INGENIERÍA

# **AISLAMIENTO SÍSMICO NO LINEAL VERTICAL-ROTACIONAL: APLICACIÓN A ESTANQUES DE APOYO DISCONTINUO**

**GASPAR ANDRÉS AUAD ÁLVAREZ**

Miembros del Comité:

JOSÉ LUIS ALMAZÁN CAMPILLAY

ALFREDO SERPELL BLEY

FERNANDO CERDA

MATÍAS HUBE

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

Santiago de Chile, Octubre 2015

© MMXV, GASPAR AUAD

*A todos quienes estuvieron  
presentes en esta importante etapa,  
especialmente a mi profesor guía*

*JLA*

## **AGRADECIMIENTOS**

Esta tesis fue financiada por: (1) Comisión Nacional de Investigación Científica y Tecnológica de Chile (CONICYT) a través del Proyecto Fondecyt 1120937, Fondequip EQM120198 y CONICYT-PCHA/MagisterNacional/2015 - 22151113; (2) Vicerrectoría de Investigación de la Pontificia Universidad Católica de Chile a través del Primer Concurso Programa Acelerador UC (2014-2015). Los autores de la investigación están muy agradecidos por el apoyo.

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

<b>Agradecimientos</b>	<b>iv</b>
<b>Índice de Figuras</b>	<b>vii</b>
<b>Índice de Tablas</b>	<b>x</b>
<b>Resumen</b>	<b>1</b>
<b>Abstract</b>	<b>2</b>
<b>1. Introducción</b>	<b>3</b>
1.1. Motivación . . . . .	3
1.2. Estado del arte: Sistemas de protección sísmica en estanques . . . . .	6
1.2.1. Sistemas de disipación de energía . . . . .	8
1.2.2. Aislamiento sísmico horizontal . . . . .	9
1.2.3. Aislamiento sísmico tridimensional aplicado a estanques de apoyo discontinuo . . . . .	11
1.3. Marco teórico . . . . .	17
1.3.1. Interacción fluido-estructura . . . . .	17
1.3.2. Solución de ecuaciones dinámicas no lineales mediante el método de Newmark . . . . .	21
1.3.3. Pandeo elástico de las patas . . . . .	23
1.3.4. Análisis de fragilidad . . . . .	23
1.4. Estructura de la tesis . . . . .	25
<b>2. Aislamiento sísmico no lineal vertical-rotacional: Aplicación a estanques de     apoyo discontinuo</b>	<b>26</b>
2.1. Introducción . . . . .	26
2.2. Sistema de aislamiento tridimensional no-lineal . . . . .	28
2.2.1. Descripción del sistema . . . . .	28

2.2.2.	Relaciones constitutivas elásticas . . . . .	30
2.2.3.	Diseño de resortes y verificación mediante modelos de elementos finitos . . . . .	33
2.2.4.	Disipador de energía friccional . . . . .	36
2.2.5.	Verificación constitutiva aislador mediante modelo de elementos finitos	38
2.2.6.	Rigidez lineal equivalente de los aisladores . . . . .	40
2.2.7.	Verificación experimental de los aisladores . . . . .	41
2.3.	Aplicación del sistema de aislamiento vertical - rotacional a estanques con patas . . . . .	44
2.3.1.	Formulación interacción fluido-estructura para estanques llenos . . .	44
2.3.2.	Modelos estructurales considerados . . . . .	47
2.3.3.	Determinación experimental de parámetros dinámicos . . . . .	49
2.3.4.	Diseño sistema de aislamiento . . . . .	52
2.4.	Reducción en la respuesta: Registros naturales . . . . .	57
2.4.1.	Reducción en el estanque de 4 patas . . . . .	60
2.4.2.	Reducción en el estanque de 6 patas . . . . .	62
2.5.	Análisis de fragilidad . . . . .	63
2.5.1.	Set de registros naturales . . . . .	64
2.5.2.	Registros artificiales . . . . .	65
2.5.3.	Criterio de falla y modelo de fragilidad . . . . .	67
2.5.4.	Discusión de los resultados . . . . .	68
<b>3.</b>	<b>Conclusiones</b>	<b>72</b>
<b>4.</b>	<b>Trabajo Futuro</b>	<b>74</b>
	<b>Bibliografía</b>	<b>75</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

1.1	Estanques usados en la industria del vino . . . . .	3
1.2	Fallas comunes en estanques de apoyo discontinuo . . . . .	7
1.3	Vista esquemática modelo estanque apoyo discontinuo ADINA . . . . .	13
1.4	Vista esquemática aislador propuesto por González . . . . .	14
1.5	Validación experimental aislador González . . . . .	14
1.6	Estudios sistema aislamiento Gonzalez . . . . .	15
1.7	Vista esquemática aislador propuesto por Sandoval . . . . .	15
1.8	Relación fuerza - deformación aislador Sandoval . . . . .	16
1.9	Estudios sistema aislameinto Sandoval . . . . .	16
1.10	Condiciones de borde presiones en estanque lleno . . . . .	18
1.11	Curvas de fragilidad estanque con apoyo continuo, Colombo . . . . .	25
2.1	Esquema Carcasa . . . . .	29
2.2	Esquema aislador ISO3D-A e ISO3D-B . . . . .	29
2.3	Constitutivas adimensionales resorte tracción . . . . .	32
2.4	Constitutivas adimensionales resorte torsional . . . . .	32
2.5	Relación fuerza deformación aislador con carga de servicio 5 tonf . . . . .	33
2.6	Zonas concentración de tensiones resortes de tracción . . . . .	35
2.7	Validación expresiones para cálculo de esfuerzo de corte . . . . .	35
2.8	Validación expresiones para cálculo de esfuerzo normales en resortes de torsión . . . . .	36

2.9	Vista esquemática del disipador friccional . . . . .	37
2.10	Modelo elementos finitos disipador . . . . .	37
2.11	Modelo elementos finitos ISO3D-A . . . . .	38
2.12	Comparación expresiones aproximadas y modelos elementos finitos ISO3D-A	39
2.13	Modelo elementos finitos ISO3D-B . . . . .	39
2.14	Comparación expresiones aproximadas y modelos elementos finitos ISO3D-B	40
2.15	Montaje experimental ISO3D-A . . . . .	42
2.16	Resultado experimental ISO3D-A . . . . .	42
2.17	Montaje experimental ISO3D-B . . . . .	43
2.18	Resultado experimental ISO3D-B . . . . .	43
2.19	Modelo aproximación 2D . . . . .	45
2.20	Respuesta aproximación 2D . . . . .	46
2.21	Modelo estanque 3.000 litros . . . . .	48
2.22	Modelo estanque 30.000 litros . . . . .	49
2.23	Montaje experimental parámetros dinamicos . . . . .	50
2.24	Medición ensayo mesa vibradora . . . . .	51
2.25	Estimación función de transferencia . . . . .	52
2.26	Aisladores ISO3D-B: constitutiva elástica, tensiones y rigidez tangente . . .	56
2.27	Aisladores ISO3D-A: constitutiva elástica, tensiones y rigidez tangente . . .	58
2.28	Registros terremoto del Maule . . . . .	59
2.29	Espectros de pseudoaceleración terremoto Maule . . . . .	60

2.30	Respuesta del modelo de estanque de 4 patas sometido al registro de Curicó .	61
2.31	Historia ISO3D-B registro Curicó . . . . .	61
2.32	Respuesta del modelo de estanque de 4 patas sometido al registro de Curicó .	63
2.33	Historia ISO3D-A registro Curicó . . . . .	63
2.34	Ajuste espectral . . . . .	66
2.35	Espectro registros artificiales . . . . .	66
2.36	Curvas de fragilidad estanque 4 patas . . . . .	69
2.37	Curvas de fragilidad estanque 6 patas . . . . .	70

## ÍNDICE DE TABLAS

2.1	Expresiones analíticas adimensionales para resortes horizontales y flexurales .	31
2.2	Parámetros dinámicos de la estructura . . . . .	53
2.3	Información modal estanque 4 patas . . . . .	55
2.4	Parámetros aisladores estanque 4 patas . . . . .	55
2.5	Información modal estanque 6 patas . . . . .	57
2.6	Parámetros aisladores estanque 6 patas . . . . .	58
2.7	Reducción carga axial y corte en la base de las patas 1 y 2. Estanque de 4 patas	62
2.8	Reducción carga axial y corte en la base de las patas 1 y 2. Estanque de 6 patas	64
2.9	Set de registros naturales análisis de fragilidad . . . . .	65
2.10	PGA probabilidad media de falla . . . . .	70

## RESUMEN

En los últimos 30 años el desarrollo de sistemas de aislamiento sísmico ha sido muy importante. Los más usados son los dispositivos elastoméricos y los aisladores tipo péndulo de fricción. Aunque diferentes entre sí, ambos generan aislamiento sísmico en direcciones horizontales, pero no en la dirección vertical. Los sistemas mencionados anteriormente pueden usarse en cualquier tipo de estructura, aunque varios autores han propuesto sistemas de aislamiento sísmico diseñados para aplicaciones específicas. Esta investigación presenta un sistema no-lineal tridimensional de aislamiento sísmico denominado aislamiento vertical-rotacional (VRI), basado en dispositivos llamados ISO3D. A diferencia de los sistemas convencionales, los ISO3D son verticalmente flexibles y lateralmente rígidos. Este sistema puede ser aplicado a cualquier tipo de estructura, en particular es atractivo como protección sísmica de estructuras de almacenaje soportado por patas, transformadores de potencia y equipos sensibles a aceleraciones verticales. En esta investigación, una aplicación a estanques de vino de apoyo discontinuo es presentada. Estas estructuras fueron seriamente dañadas durante el terremoto del Maule (Mw8.8, Chile, 2010), principalmente por pandeo local de las patas. Dos modelos son estudiados: un estanque de 3 m<sup>3</sup> de capacidad con 4 patas, y uno de 30 m<sup>3</sup> de capacidad con 6 patas. La interacción fluido estructura es considerada como una aproximación cuasi-estática, en donde el fluido se comporta como masa adherida a las paredes del estanque. Análisis tiempo historia muestran reducciones promedio de carga axial y corte entre 60% y 75%. Estos valores son comparables a los obtenidos mediante los sistemas típicos (aislamiento lateral). Finalmente, un análisis de fragilidad indica que el PGA que produce la falla del 10% y 50% se incrementa en promedio un 182% y 245%, respectivamente, usando sistemas VRI.

**Palabras clave:** aislamiento sísmico tridimensional, aislamiento sísmico no lineal, interacción fluido-estructura, estanques de acero inoxidable, método de elementos finitos, análisis de fragilidad

## ABSTRACT

In the last 30 years there has been a great development of seismic isolation systems. The most used are elastomeric type devices (with and without lead core) and frictional pendulum isolators (with single and double curvature). Although different, both devices generate seismic isolation in the horizontal directions, but not in the vertical direction. The systems mentioned above can be used in any type of structure, though several authors have proposed seismic isolation systems designed for specific applications. This research presents a nonlinear three-dimensional seismic isolation system called vertical rocking isolation (VRI) system, which is based in devices called ISO3D. Unlike conventional seismic isolators, the ISO3D device is vertically flexible and laterally stiff. Although the proposed system can be applied to any type of structure is particularly attractive as seismic protection system of special structures as fluid storage systems supported on legs (columns), power transformers, and vertical acceleration sensitive equipment. In this research an application to legged tanks of wine is presented. These structures were severely damaged during the Maule Earthquake (Mw8.8, Chile, 2010), mainly by local buckling of the legs. Two models were studied: a tank of 3 m<sup>3</sup> of capacity with 4 legs, and a tank with 30 m<sup>3</sup> of capacity with 6 legs. The fluid-structure interaction was considered by a quasi-static approach, in which the fluid behaves as a mass attached to the tank walls. Time-history analysis results shows average reductions on axial and shear loads at legs between 60% y 75%. This values are comparable to those typically obtained by conventional (lateral) isolation systems. Finally, a fragility analysis indicate that the PGA producing 10% and 50% of probability increases by an average of 182% and 245% by using VRI system, respectively.

**Keywords:** three dimensional seismic isolation; non-linear seismic isolation; fluid-structure interaction; stainless steel tanks; legged tanks of wine; finite element method; fragility analysis

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1. Motivación

En la actualidad las estructuras más usadas para el almacenaje y fermentación de vino son los estanques de acero inoxidable, tanto de apoyo continuo como discontinuo (figura 1.1). Existen algunas ventajas de este material sobre otros posibles, estas son:

- (i) Inertes químicamente
- (ii) Mejoran el control del proceso de fermentación
- (iii) Fáciles de limpiar
- (iv) Estéticamente superiores

Estos estanques entraron a las bodegas a partir de los años 50 en Estados Unidos (Cooper, 2004). Su uso en países con industria vitivinícola en sudamérica (Chile y Argentina) fue aproximadamente 30 años después.



Figura 1.1. Estanques usados en la industria del vino: (a) Apoyo continuo; (b) Apoyo discontinuo

El desempeño sísmico de este tipo de estructuras ha sido registrado en varias ocasiones: Terremoto de Caucete, Provincia de San Juan, Argentina, M7.4, 1977 (IDIA, 1987); durante el sismo se desarrollaron fallas en estanques de apoyo continuo. Fallaron los sistemas de anclaje y también se presentaron fallas de pandeo tipo pata de elefante

en zonas cercanas a la base. Terremoto de Greenville, California, USA, M5.8, 1980; en este evento se observaron muchas fallas por pandeo en estanques sin anclajes (Niwa & Clough, 1982). Terremoto de Morgan Hill, California, USA, M6.2, 1984; se produjeron fallas en los sistemas de anclajes (Swan, Miller, & Yanev, 1985). Terremoto de Loma Prieta, California, USA, M7.1, 1989; se presentaron fallas en la soldadura entre la pared y el fondo de la estructura (Benuska, 1990). Terremoto de San Simeon, California, USA, M6.5 2003; en este evento se registraron pérdidas por volcamiento de la estructura contenedora (Hardebeck et al., 2004). Terremoto Pisco, Ica, Perú, M7.9, 2007; pese a no existir registro técnico, los diarios informaron de pérdidas asociada a la infraestructura de las viñas más antiguas.

El evento mejor estudiado, en cuanto a las consecuencias en la industria chilena de vino, es sin duda el terremoto del Maule (Boroschek, Soto, & Leon, 2010). El 27 de febrero de 2010, un movimiento telúrico de magnitud 8.8 sacudió a Chile. El sismo afectó un área de aproximadamente 160,000 km<sup>2</sup>, en los cuales se incluye una importante porción de bodegas de producción y fermentación de vino. Chile es el décimo mayor productor y el quinto país que más exporta a nivel mundial. Actualmente hay más de cien bodegas a lo largo del país, siendo la zona central la que más concentra. El acero inoxidable es el material que más materializa los estanques de almacenaje con un 47% del total. Se estimaron las pérdidas en aproximadamente 125 millones de litros de vino como consecuencia del Terremoto del Maule. Esto se traduce en 250 millones de dólares, sin contar el fuerte impacto medioambiental que implica el derrame de este tipo de fluidos al suelo o reservas de agua dulce. Dado que en la fecha solo la mitad de los estanques estaba en uso, se concluye que la cuarta parte de los estanques falló perdiendo la totalidad o parte de su contenido.

El presente estudio se concentra particularmente en estanques de apoyo discontinuo, pues la naturaleza del sistema de protección sísmica propuesta aprovecha el tipo de vinculación al suelo de la estructura. Los estanques de acero inoxidable de pared delgada de apoyo discontinuo están destinados a la fermentación y guarda de pequeñas cantidades de

vino, de la más alta calidad. Los volúmenes varían entre los 3.000 a 50.000 litros, y la altura de la estructura no supera los 5 metros. Pese a no contener gran volumen de producto sus potenciales pérdidas son de igual o mayor importancia que las producidas por fallas de estanque de mayor capacidad de almacenaje.

Es posible identificar componentes comunes en este tipo de estanques: techo en forma cónica, manto, fondo, sistema de apoyo mediante patas y sistema de anclaje. Algunas de las fallas comúnmente observadas (Sandoval, 2011) se presentan en la figura 1.2. A continuación se describen:

- (i) **Techo:** En esta área se observaron daños producidos por impactos con otras estructuras, falla fácilmente evitable si los estanques son dispuestos de manera adecuada. También se registraron fallas asociadas a grandes succiones provocadas por el rápido vaciado del contenido, como consecuencia de falla en otros componentes estructurales.
- (ii) **Manto:** Este componente presentó fallas asociadas a la interacción con otras partes del estanque. Ejemplo de lo anterior es el pandeo del manto producido por el punzonamiento de las patas del estanque. Esta falla ocurre pues la pata (elemento con una mayor rigidez relativa) se conecta directamente al manto, cuyo espesor es insuficiente. Al igual que algunas fallas del techo, se produjeron fallas en el manto debido a impactos con otros equipos y/o estructuras, y por el vaciado rápido del fluido.
- (iii) **Fondo:** Generalmente el fondo está unido al manto mediante un anillo rígido que evita la concentración de tensiones. Cuando este elemento no existe se pueden presentar falla por inestabilidad debido, nuevamente, al punzonamiento de las patas.
- (iv) **Sistema de apoyo:** A este sistema estructural se asocian generalmente las fallas de estanques con apoyo discontinuo. Debido a la baja estandarización de estos elementos, existe una gran variedad. Sin embargo, cerca del 70% de los estanques con patas poseen elementos de sección variable en altura. Éstas constan

de una placa de acero plegada en cuatro lados. Las fallas observadas se debieron principalmente al deficiente espesor de la placa que conforma la pata. Las fallas comunes son: pandeo en unión manto-apoyo; pandeo en la base de la pata y colapso lateral.

- (v) **Sistema de anclaje:** La falla más común fue el arranque de los elementos de sujeción por fuerzas de tracción superiores a la resistencia nominal.

Si se desea catalogar los tipos de falla, se puede lograr definiendo dos categorías: (i) Fallas asociadas a malas prácticas y (ii) Fallas debido a deficiencias estructurales. Asumiendo que la disposición espacial de los estanques es adecuada, vale decir, no se producirán fallas por malas prácticas, es posible asociar la totalidad de las fallas restantes a los esfuerzos que se producen en el sistema de apoyo. Limitando estas solicitaciones es posible asegurar un buen desempeño sísmico de los estanques con apoyos discontinuos. Lo anterior motiva esta investigación: si es posible desarrollar y validar numérica y experimentalmente un sistema de aislamiento sísmico que reduzca los esfuerzos en la base de las patas, se garantizará que estas estructuras de valioso contenido no colapsen bajo cargas sísmicas de gran intensidad.

## **1.2. Estado del arte: Sistemas de protección sísmica en estanques**

A continuación se presenta el estado del arte en relación a sistemas de protección sísmica aplicados a estanques, tanto de apoyo continuo como discontinuo. Se establecen tres categorías: (i) Sistemas de mitigación de vibraciones mediante disipación de energía; (ii) Reducciones en las solicitaciones sísmicas mediante el uso de aislación sísmica horizontal; y (iii) Aislamiento sísmico tridimensional aplicado a estanques de apoyo discontinuo.

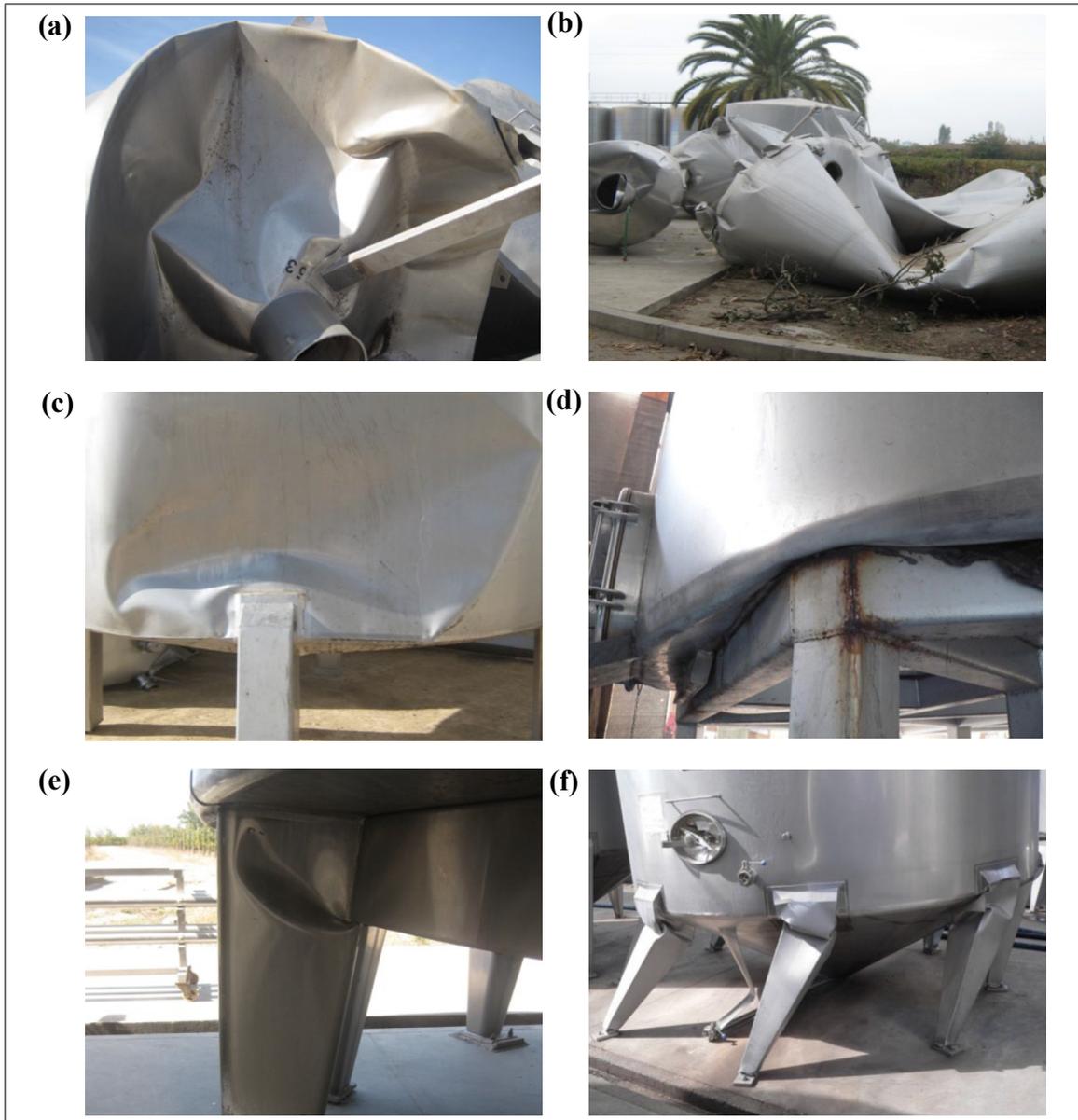


Figura 1.2. Fallas comunes en estanques de apoyo discontinuo: (a) Falla en el techo por succión; (b) Falla en el manto por succión; (c) Falla en el manto por punzonamiento de las patas; (d) Falla en el fondo por punzonamiento de las patas; (e) Pandeo elástico en la parte superior de la pata; y (f) Colapso lateral

### 1.2.1. Sistemas de disipación de energía

En las investigaciones de Maleki & Ziyaeifar (2007), (2008) se estudió un dispositivo de disipación de energía compuesto por *baffles*, dispositivos que obstaculizan el oleaje, con estos aparatos se aumenta la disipación de energía, la amplitud del modo convectivo, y en consecuencia las cargas hidrodinámicas. El sistema, aplicado a estanques cilíndricos de mayor ancho que los de almacenaje de combustible, buscaba usar el potencial de los *baffles* para incrementar el amortiguamiento hidrodinámico del *sloshing* (oleaje) bajo excitación sísmica horizontal. Ensayos experimentales confirmaron que los factores de amortiguamiento estimados eran concordantes con los obtenidos experimentalmente. También se estudió el impacto de los dispositivos en estructuras con aislamiento sísmico. En promedio, tanto en estanques con base fija como aislada se pueden lograr reducciones en la altura máxima de *sloshing* de un 30%.

Pirner & Arushadze (2007) desarrollaron un nuevo tipo de amortiguador pasivo líquido sintonizado. Este se implementó dentro de un estanque rectangular de dos grados de libertad (uno horizontal y otro rotacional). El dispositivo fue probado experimentalmente. Se concluyó que el dispositivo disminuye efectivamente tanto las vibraciones indeseadas horizontales como las torsionales.

Liu & Lin (2009) implementaron computacionalmente un modelo de estanque tridimensional con *sloshing* y *baffles*. Estos últimos fueron modelados bajo el método de fuerza virtual de borde (VBF, *virtual boundary force*). El modelo fue validado con soluciones analíticas disponibles y datos experimentales de estanque con *sloshing* bidimensionales. Luego de la validación, el estanque de estudio 3D con *baffles* verticales fue estudiado y analizado. Se observó que el fuerte *sloshing* provocaba rompimiento en la superficie libre y fuerte turbulencia. Los desplazamientos de la superficie libre y presión impulsiva se reducen drásticamente con el uso del dispositivo estudiado.

Malhotra (1998) estudió la implementación de disipadores de energía en los anclajes de estanques con apoyo continuo. Los dispositivos son amortiguadores de acero que disipan energía mediante deformación plástica inducida por el levantamiento de las paredes de la estructura. Se estudiaron dos casos: un estanque esbelto y otro de base amplia. Los resultados mostraron grandes reducciones en el momento volcante sobre la fundación en comparación con los sistemas de anclaje tradicionales. En general, el desempeño de estanques con el sistema de disipación es superior, en cuanto al levantamiento de la base, tensiones en la pared y separación radial entre el fondo y la fundación.

Curadelli (2011) estudió un disipador de energía metálico implementado en un estanque esférico de almacenamiento de gas. El efecto de los disipadores fue evaluado numéricamente mediante un set de análisis no lineales. Se realizó un análisis de fragilidad donde se patentó el mejor desempeño de la estructura con disipadores. Para la estructura con base fija la máxima aceleración del suelo (PGA) de fragilidad media fue de  $3.5 \text{ m/s}^2$ , para sistema con disipación de energía el PGA fue de  $7.4 \text{ m/s}^2$ . También se evaluó la probabilidad de alcanzar el estado límite, la reducción de este parámetro por el uso de disipadores es de un 85%.

Colombo & Almazán (2015) estudiaron el uso de disipadores metálicos en estanques de almacenaje de vino de apoyo continuo. El sistema de protección está dispuesto en los anclajes de la estructura. Sus modelos numéricos consideraron la interacción fluido-estructura-suelo. Mediante un set de análisis tiempo historia no lineales verificaron la influencia de los disipadores en la respuesta estructural. Se concluyó que los disipadores reducen la probabilidad de alcanzar el estado último en un 80%, en relación a estanques con sistema de anclaje tradicional.

### **1.2.2. Aislamiento sísmico horizontal**

En el trabajo de Shrimali & Jagid (2004) se realizó el análisis sísmico de estanques cilíndricos de apoyo continuo bajo excitaciones sísmicas registradas durante terremotos. En este trabajo se obtuvo la respuesta mediante análisis modal espectral, usando distintos

métodos de combinación. Finalmente se propone un método simplificado para evaluar la respuesta sísmica de estanques con aislamiento basal.

Cho et al. (2004) estudió la respuesta sísmica de estanques de almacenamiento de fluido considerando la interacción fluido-estructura-suelo. Para modelar la estructura se usaron elementos finitos, para modelar el fluido se utilizaron elementos de borde, para modelar los dispositivos de aislamiento se emplearon elementos hysteréticos biaxiales. Como conclusión se obtuvo que el aislamiento reduce efectivamente el desplazamiento radial y las fuerzas resultantes, sin embargo, incrementa la altura de *sloshing* y causa desplazamientos relativos excesivos entre la estructura y la fundación.

Panchal & Jangid (2008), (2012) estudiaron estanques de almacenaje de fluido con aislamiento sísmico mediante el uso del péndulo de fricción de curvatura variable. La estructura fue idealizada mediante tres grados de libertad asociados a las masas impulsiva, convectiva y rígida. El modelo numérico fue sometido a registros de falla cercana. Luego del análisis se concluyó que mediante el uso de los aisladores friccionales, el corte basal, los desplazamientos asociados al modo convectivo y las deformaciones del aislador pueden ser controladas en un rango adecuado sin alterar en demasía el desplazamiento impulsivo.

Abali & Uçkan (2010) estudiaron el péndulo de fricción para aislar estanques. Una de las ventajas de este tipo de aislador es que el período aislado es independiente del peso de la estructura, vale decir, del nivel de fluido en la estructura. Sin embargo la fuerza restitutiva y el amortiguamiento sí dependen de la carga axial. Es por ello que la investigación considera la variación en el peso que resiste cada dispositivo. El estudio analizó la eficiencia de sistema de aislación bajo varios parámetros: período fundamental, razón de aspecto del estanque y coeficiente de fricción. Como resultado se determinó una efectiva reducción del corte basal. Además se concluyó que el efecto del volcamiento no deben ser ignorado, especialmente para elevadas razones de aspecto.

Sheraki, Khaji & Ahmadi (2010) estudiaron el comportamiento de estanques aislados sísmicamente bajo registros sísmicos de período largo. Si bien el aislamiento sísmico

reduce la demandada sobre la estructura, existen efectos adversos como el aumento del *sloshing*. La respuesta de la estructura fue obtenida para diferentes parámetros como la razón de aspecto del estanque y la flexibilidad del sistema de aislamiento. Se concluyó que la respuesta dinámica de los estanques, en comparación con condición de base fija, disminuye. Para sismos de período largo, la respuesta estructural de estanques esbeltos y de base amplia es controlada por el sistema de aislamiento. Para estanques de razón de aspecto media se debe tener especial cuidado.

Soni, Mistry & Panchal (2011) estudiaron la respuesta dinámica de estanques con aislamiento basal mediante la implementación del doble péndulo de fricción de frecuencia variable. Se analizó la respuesta para un set de 20 registros de fuente lejana. Se utilizaron cuatro diferentes variaciones de los aisladores: diferente geometría y coeficiente de fricción en ambas superficies de deslizamiento. Se concluye que un diseño óptimo para estanques esbeltos se puede lograr haciendo que la superficie superior de deslizamiento tenga una rigidez inicial mayor en relación a la superficie inferior, además de proporcionar igual coeficiente de roce en ambas superficies. Para estanques de base amplia, ambas superficies deben tener igual rigidez y coeficiente de roce.

### **1.2.3. Aislamiento sísmico tridimensional aplicado a estanques de apoyo discontinuo**

Para el caso de las vibraciones de pequeña amplitud y alta frecuencia, como las producidas por motores eléctricos o tránsito vehicular, se conoce una gran variedad de dispositivos que brindan aislamiento vertical y tridimensional. Entre los más usados se encuentran los apoyos elastoméricos y los apoyos de resortes (Manson Industries, Barry Controls, Acrefine, Silentium, entre otros). Sin embargo, estos dispositivos no están diseñados para reducir solicitaciones producidas por eventos excepcionales como los terremotos destructivos. En el mejor de los casos, los dispositivos solo garantizan que la estructura o equipo soportado no colapse.

Esta investigación presenta un sistema tridimensional de aislación sísmica no lineal para estructuras y equipos, aplicada particularmente a estanques de apoyo discontinuo. Consiste en un conjunto de dispositivos que restringen dos grados de libertad y permiten el movimiento en los restantes. Eligiendo apropiadamente la ubicación y orientación de estos dispositivos, la estructura soportada tendrá tres modos de vibración de baja frecuencia (traslación vertical y rotación en torno a dos ejes horizontales), reduciendo así las vibraciones. Para lograr lo anterior los aisladores a disponer poseen una baja rigidez axial y una elevada rigidez lateral en una dirección. La denominación de aislación 3D se fundamenta en la diferencia con los sistemas de aislamiento tradicionales, que generan una interfaz flexible horizontal. El sistema propuesto aísla la estructura tanto para sollicitaciones horizontales como verticales.

La idea seminal (Almazán, Cerda, De la Llera, & López-García, 2007) fue propuesta inicialmente como un sistema lineal de aislación. En el estudio se analizó la respuesta modal y tiempo historia de un estanque de apoyo discontinuo de 6 patas y capacidad de 30.000 litros. Se modeló la estructura mediante el método de elementos finitos en el software comercial Adina. Esta herramienta permite realizar análisis modal y una formulación de la interacción fluido-estructura adecuada mediante el uso de la formulación lineal de velocidad potencial para el líquido. Para la respuesta en el tiempo se utilizó la herramienta computacional SAT-LAB. La figura 1.3 muestra el modelo desarrollado y analizado.

En la investigación se estudiaron tres condiciones de apoyo: (i) Base fija (FB, *fixed base*), (ii) un tradicional sistema de aislamiento horizontal (LAI, *lateral isolation system*) y (iii) aislamiento sísmico vertical-rotacional (VRI, *vertical-rocking isolation system*). El estudio permitió concluir que el sistema de protección sísmica produce reducciones en relación a modelos de base fija, en rangos que van desde el 31% al 91% comparables a los típicos obtenidos mediante aislación horizontal, cuyos rangos van desde el 20% al 79%.

La primera investigación teórica experimental de la implementación de un sistema de aislamiento vertical-rotacional en estanques de apoyo discontinuo fue desarrollada por González (2009). Se estudió y validó experimentalmente el comportamiento de un fluido

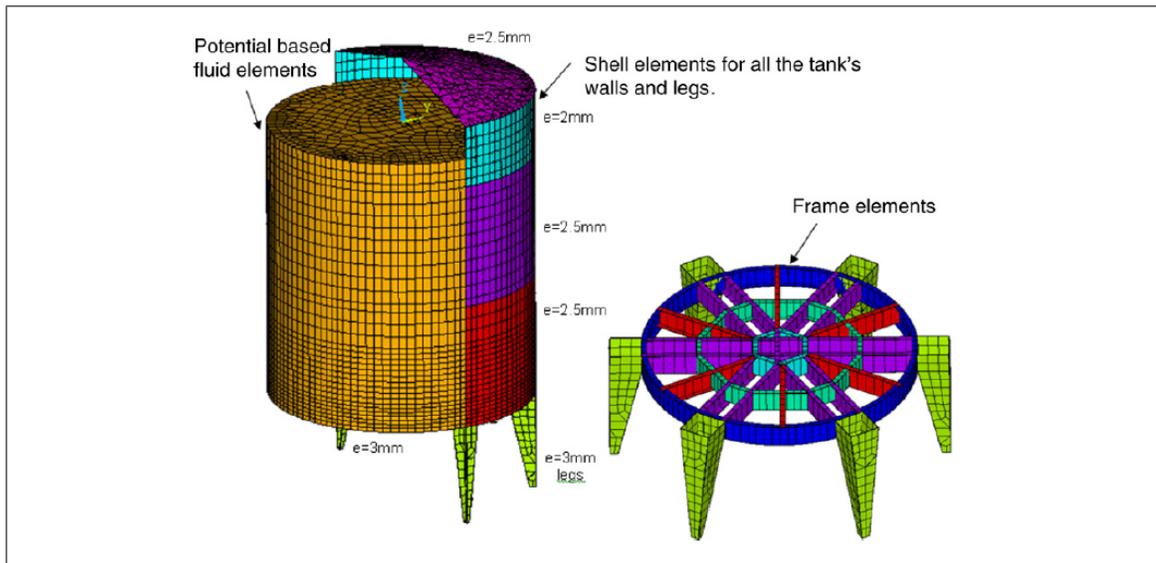


Figura 1.3. Vista esquemática modelo estanque apoyo discontinuo ADINA

en un contenedor cilíndrico. Los resultados obtenidos en laboratorio fueron comparados con soluciones analíticas y con un modelo de elementos finitos en el software comercial Ansys, mediante el uso del elemento FLUID80. Los resultados fueron satisfactorios.

En la misma investigación se estudió experimentalmente un aislador vertical friccional para la potencial implementación del sistema de aislación vertical-rotacional. La solución encontrada consistió en un dispositivo que en su interior posee un resorte en espiral de compresión actuando en dirección vertical. En paralelo actúa un disipador friccional. La figura 1.4 muestra esquemáticamente el aislador. La relación fuerza-deformación vertical fue estudiada teórica y experimentalmente, obteniéndose resultados consistentes, la figura 1.5 muestra estos resultados.

Finalmente se estudió el sistema de aislamiento numérica y experimentalmente. Para ello se realizó un modelo en Ansys. Se analizó la estructura modalmente, las reducciones obtenidas en cuanto a reacciones de vínculo fueron cercanas a un 50%. También se obtuvieron reducciones de un 40% en las tensiones máximas de Von Mises generadas en el manto y en el fondo del estanque estudiado. El trabajo experimental se realizó en una

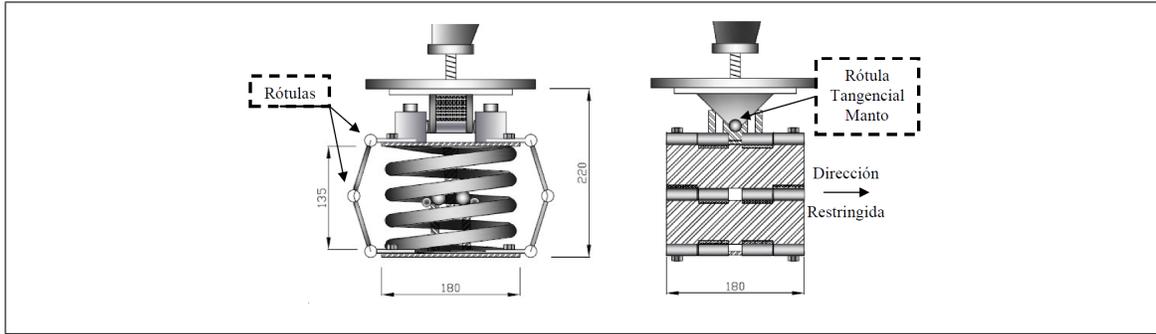


Figura 1.4. Vista esquemática aislador propuesto por González

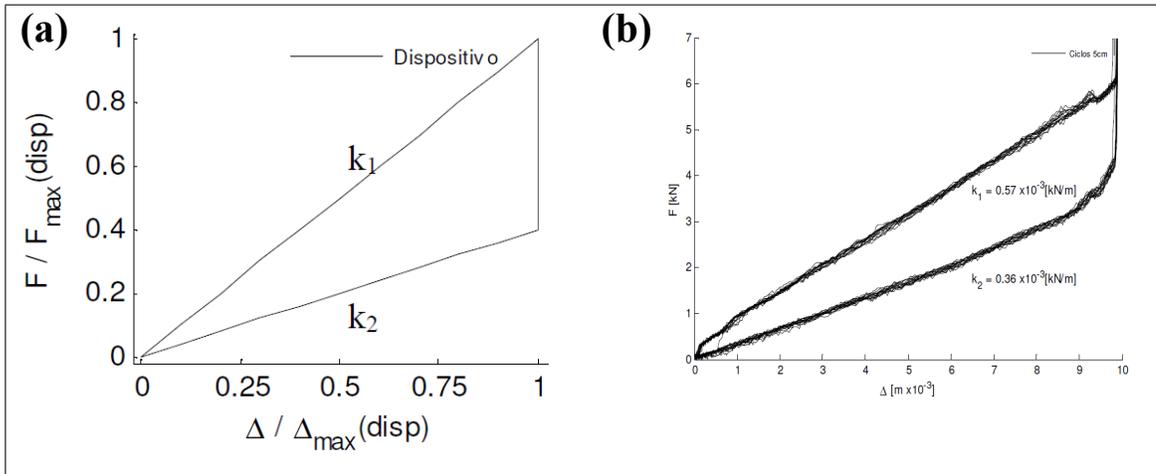


Figura 1.5. Validación experimental aislador González: Resultados (a) teóricos; y (b) experimentales

mesa vibradora 1D, los resultados obtenidos arrojaron una notoria reducción en las aceleraciones y presiones cuando se disponía del sistema de protección sísmica. La figura 1.6 muestra tanto el modelo computacional como el montaje experimental.

Si bien los resultados obtenidos con respecto al desarrollo de un posible aislador fueron positivos, se observaron algunos detalles a mejorar: (i) Grandes deformaciones debido al peso propio; (ii) Variabilidad en la fuerza de roce; (iii) Desgaste excesivo en piezas de contacto. Esto motiva el segundo estudio numérico y experimental del dispositivo de aislación (Sandoval, 2011). Para resolver los problemas del primer prototipo se agregó un resorte horizontal que disminuye las deformaciones por peso propio. También se ideó otro

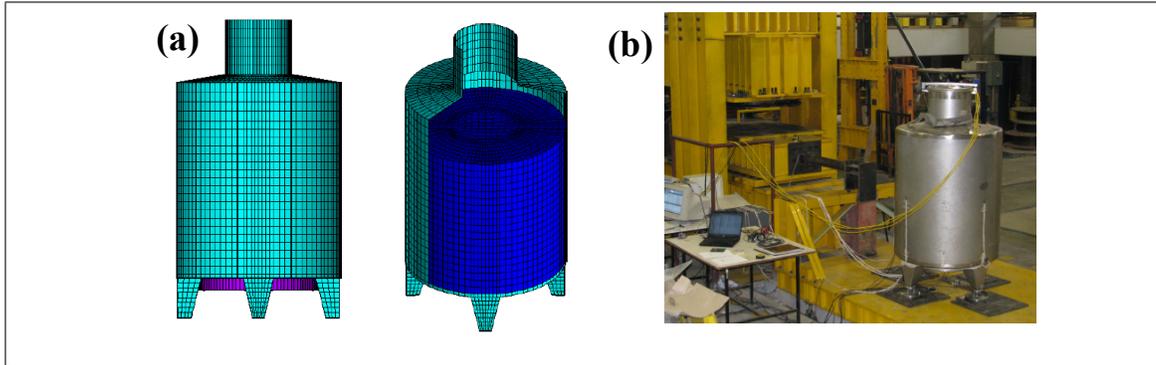


Figura 1.6. Estudios sistema aislamiento Gonzalez: (a) Numéricos; y (b) Experimentales

sistema de disipación con mejor desempeño. La figura 1.7 muestra de manera esquemática el aislador desarrollado.

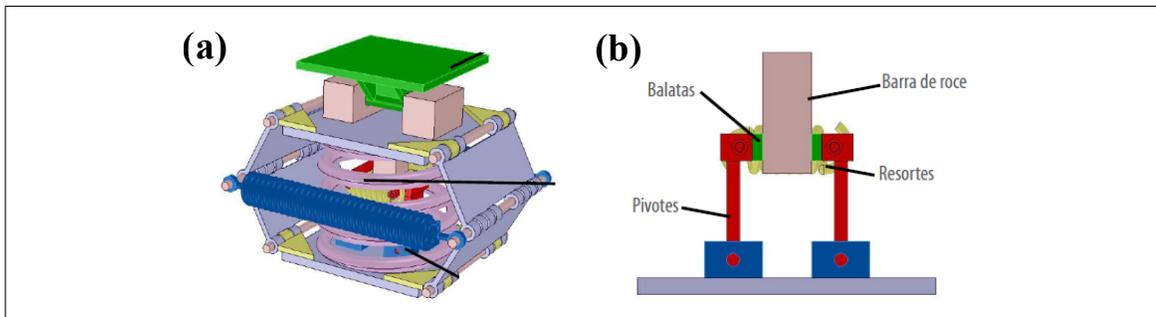


Figura 1.7. Vista esquemática aislador propuesto por Sandoval: (a) Aislado; y (b) Sistema de disipación friccional

La relación fuerza-deformación presenta un comportamiento rígido en pequeñas deformaciones axiales dada la alta rigidez inicial que porta el resorte de tracción. A grandes deformaciones el sistema se flexibiliza por la pérdida de rigidez del elemento horizontal producida por no linealidad geométrica. En este prototipo la fuerza de disipación es constante cuando existe desplazamiento relativo entre las superficies de contacto. La figura 1.8 muestra el aporte de cada elemento presente en el aislador.

La constitutiva del aislador fue validada numérica y experimentalmente. Los resultados obtenidos fueron los esperados. En la figura 1.9 se muestra la constitutiva del aislador

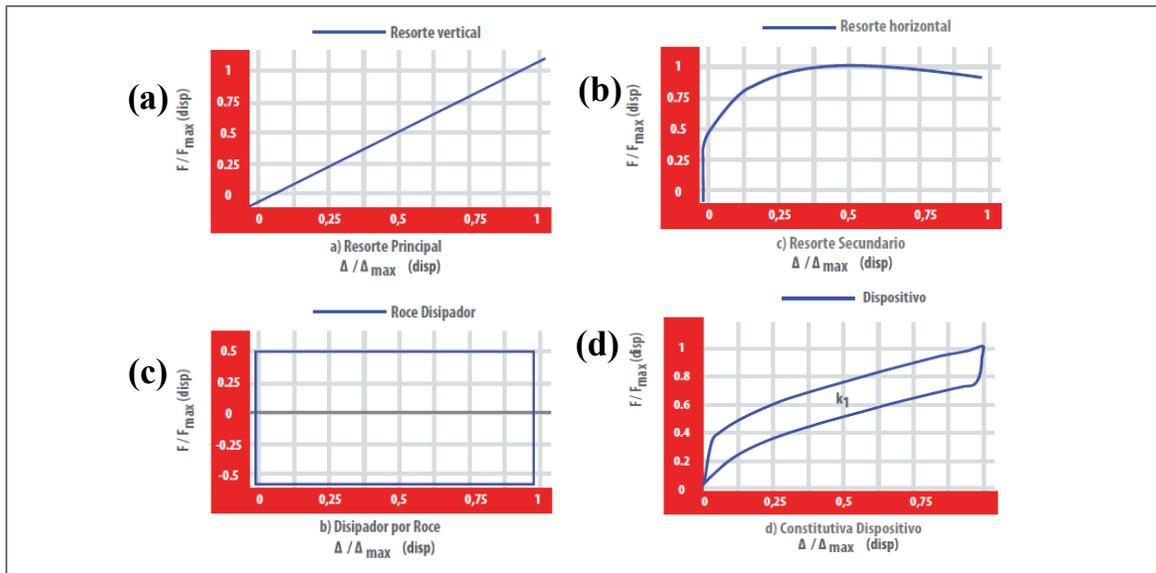


Figura 1.8. Relación fuerza - deformación aislador Sandoval: (a) Resorte de compresión; (b) Resorte de tracción; (c) Disipador Friccional; y (d) Aislador

obtenida mediante un modelo de elementos finitos en el software Ansys y las que se registraron experimentalmente.

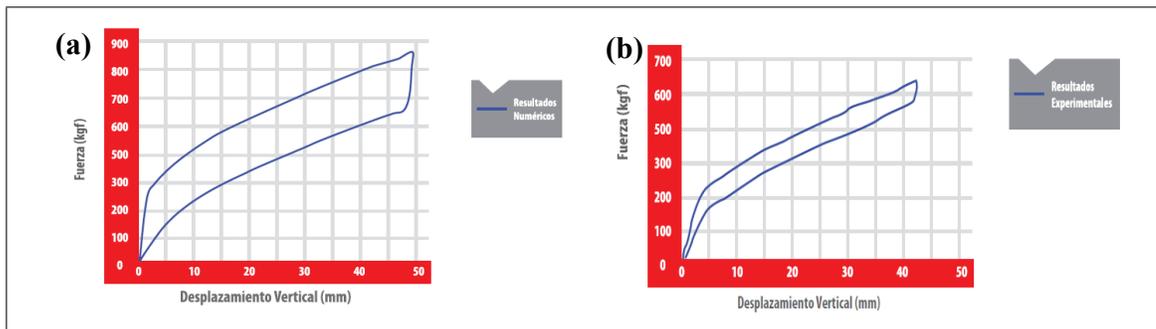


Figura 1.9. Estudios sistema aislamiento Gonzalez: (a) Numéricos; y (b) Experimentales

La presente investigación estudia nuevamente un aislador con resorte de tracción y compresión. Además se agrega una nueva variante del dispositivo usando resortes flexurales en los ejes centrales del aparato, resolviendo el problema de grandes deformaciones por peso propio con el uso de solo un tipo de resortes. También se desarrolla un nuevo

sistema de disipación friccional de energía más simple en su construcción.

### 1.3. Marco teórico

#### 1.3.1. Interacción fluido-estructura

Para obtener la respuesta en el tiempo de un estanque con apoyo discontinuo sometido a excitaciones sísmicas, se hace necesario formular de manera adecuada la interacción que existe entre el contenedor y su contenido. Identificando como el peor escenario posible la ocurrencia de un intenso terremoto cuando el estanque está completamente lleno (situación muy común en la práctica), se puede aceptar razonablemente que las variaciones en la altura de la superficie libre (*sloshing*) son despreciables. De esta manera los modos de vibración que prevalecen en la respuesta del vino en el interior del estanque son los asociados a modos impulsivos. Observada esta característica del problema, se procede a obtener una adecuada formulación del problema de interacción.

En (Zeinkiewicz, Taylor, & Zhu, 2005) se desarrollan algunos problemas de interacción. En particular el problema del estanque lleno se caracteriza por generar pequeños desplazamientos en el fluido pero importantes presiones en el contenedor. En este tipo de problema es posible escribir de manera simplificada la ecuación dinámica que gobierna el comportamiento del fluido:

$$\frac{\partial \rho \mathbf{v}}{\partial t} \approx \rho \frac{\partial \mathbf{v}}{\partial t} = \nabla p \quad (1.1)$$

Donde  $\mathbf{v}$  representa la velocidad del fluido,  $\rho$  la densidad y  $p$  la presión. Para obtener la ecuación 1.1 se requiere realizar algunas simplificaciones, estas son: (i) la densidad varía poco y puede ser considerada constante; (ii) la velocidad es suficientemente pequeña como para despreciar el término convectivo; y (iii) los efectos viscosos son despreciados, en cuanto a las tensiones desviatorias que producen.

La ecuación de continuidad, asumiendo las mismas hipótesis, es la siguiente:

$$\rho \operatorname{div}(\mathbf{v}) = \rho \nabla^T \mathbf{v} = -\frac{\partial \rho}{\partial t} \quad (1.2)$$

Notando que:  $d\rho = \frac{\rho}{K} dp$ , donde  $K$  es el módulo de bulk, se tiene que:

$$\nabla^T \mathbf{v} = \frac{1}{K} \frac{p}{t} \quad (1.3)$$

Si se opera con las ecuaciones 1.2 y 1.3, se puede obtener la conocida ecuación de Helmholtz:

$$\nabla^2 p = \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad (1.4)$$

En donde  $c = \sqrt{\frac{K}{\rho}}$  representa la velocidad de la onda de compresión en el fluido. Las condiciones de borde del problema de ondas en caso de un estanque lleno se pueden ver en la figura 1.10. En la parte superior del estanque (borde  $\Gamma_1$ ) se puede asumir condición de superficie libre, con ello se impone una presión conocida. Para los nodos que están en contacto con las paredes del estanque (borde  $\Gamma_2$ ) se impone una condición relacionada a la aceleración absoluta de la superficie de contacto.

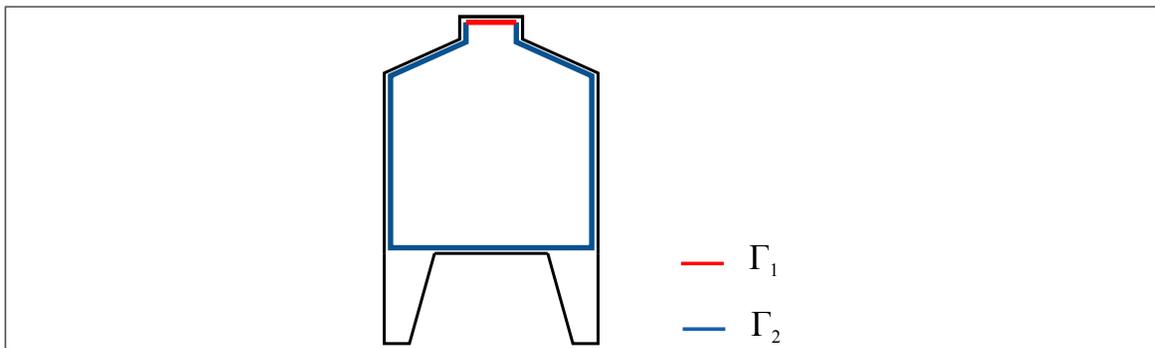


Figura 1.10. Condiciones de borde presiones en estanque lleno.

Luego, la formulación fuerte del problema es:

$$(S) = \begin{cases} \nabla^2 p - \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = 0 & \text{en } \Omega \\ p = 0 & \text{en } \Gamma_1 \\ \frac{\partial p}{\partial \hat{\mathbf{n}}} = -\rho \hat{\mathbf{n}}^T \ddot{\mathbf{u}}_a & \text{en } \Gamma_2 \end{cases} \quad (1.5)$$

Para realizar la aproximación por elementos finitos se aplica el método de Galerkin. Para ello se multiplica la primera expresión de la ecuación 1.5 por una función test  $\Phi$  y se integra por partes sobre  $\Omega$ . Reemplazando las condiciones de borde se obtiene:

$$\int_{\Omega} \Phi \left( \nabla^2 p - \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \right) d\Omega = - \int_{\Omega} \nabla \Phi \nabla p d\Omega + \int_{\Gamma_2} \Phi \left( \underbrace{\frac{\partial p}{\partial \hat{\mathbf{n}}}}_{-\rho \hat{\mathbf{n}}^T \ddot{\mathbf{u}}_a} \right) d\Gamma_2 - \int_{\Omega} \frac{1}{c^2} \ddot{p} d\Omega = 0 \quad (1.6)$$

Se aproximan las funciones incógnitas  $p(\mathbf{x}, t)$  y  $\ddot{p}(\mathbf{x}, t)$ ; la aceleración absoluta  $\ddot{\mathbf{u}}_a(\mathbf{x}, t)$  y las funciones test, vale decir:

$$\begin{aligned} p(\mathbf{x}, t) &= \mathbf{N}_p(\mathbf{x}) \mathbf{P}(t) \\ \ddot{p}(\mathbf{x}, t) &= \mathbf{N}_p(\mathbf{x}) \ddot{\mathbf{P}}(t) \\ \ddot{\mathbf{u}}_a(\mathbf{x}, t) &= \mathbf{N}_u(\mathbf{x}) \ddot{\mathbf{u}}_a(t) \\ \Phi_k(\mathbf{x}, t) &= N_k(\mathbf{x}) \end{aligned}$$

Donde  $\mathbf{N}_p(\mathbf{x})$  y  $\mathbf{N}_u(\mathbf{x})$  son las matrices de funciones de forma asociadas a las presiones y desplazamientos de la estructura contenedora;  $\mathbf{P}(t)$ ,  $\ddot{\mathbf{P}}(t)$  y  $\ddot{\mathbf{u}}_a(t)$  son los vectores de valores nodales de las presiones, la segunda derivada temporal de presiones y vector de aceleraciones absolutas de la estructura, respectivamente. Introduciendo las aproximaciones en la ecuación 1.6 se obtiene la siguiente expresión matricial:

$$\left( \underbrace{\int \mathbf{N}_p^T \frac{1}{c^2} \mathbf{N}_p d\Omega}_{\mathbf{M}_p} \right) \ddot{\mathbf{P}}(t) + \left( \underbrace{\int \nabla \mathbf{N}_p^T \nabla \mathbf{N}_p d\Omega}_{\mathbf{K}_p} \right) \mathbf{P}(t) = -\rho \left( \underbrace{\int \mathbf{N}_p^T \hat{\mathbf{n}}^T \mathbf{N}_u d\Gamma_2}_{\mathbf{S}} \right) \ddot{\mathbf{u}}_a(t) \quad (1.7)$$

Para la implementación computacional en Matlab se usaron tanto para  $\mathbf{N}_p$  como para  $\mathbf{N}_u$  funciones de forma lineales isoparamétricas.

### 1.3.1.1. El problema de interacción

Para plantear al problema de interacción se consideran conocidas a priori las matrices de la ecuación lineal de equilibrio dinámico de la estructura. Definiendo el vector de desplazamientos relativos al suelo de los nodos de la estructura  $\mathbf{u}$  y sus respectivas derivadas temporales se tiene:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u} + \mathbf{L}_f^T \mathbf{F}_u(t) = \mathbf{F}(t) + \mathbf{R}_p \mathbf{P}_w(t) \quad (1.8)$$

Donde  $\mathbf{F}(t)$  representa, por ejemplo, las fuerzas sísmicas,  $\mathbf{L}_f^T \mathbf{F}_u(t)$  las fuerzas no lineales de los aisladores y  $\mathbf{R}_p \mathbf{P}_w(t)$  las fuerzas de interacción. Para calcular este último término se aplica el principio de trabajos virtuales a las presiones de contacto entre el fluido y la estructura:

$$\mathbf{R}_p \mathbf{P}_w = \int \delta^T \hat{\mathbf{n}}_p(\mathbf{x}) d\Gamma \quad (1.9)$$

Tomando como desplazamientos virtuales las funciones de forma asociadas a la estructura, se tiene:

$$\int \delta^T \hat{n} p(\mathbf{x}) d\Gamma = \left( \underbrace{\int N_u^T \hat{n} N_p d\Gamma}_{\mathbf{R}_p} \right) \mathbf{P}_w \quad (1.10)$$

Donde el vector  $\mathbf{P}_w$  corresponde a las presiones en el contorno mojado. Es importante notar que:

$$\mathbf{S}^T = \int N_u^T \hat{n} N_p d\Gamma = \mathbf{R}_p \quad (1.11)$$

Reconociendo que la aceleración absoluta se puede escribir como:

$$\ddot{\mathbf{u}}_a = \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{R} \ddot{\mathbf{d}}_g \quad (1.12)$$

En donde  $\mathbf{R}$  es la matriz de influencia de las aceleraciones del suelo, el problema matricial de interacción queda definido por la siguiente ecuación:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_p & \rho \mathbf{S} \\ \mathbf{0} & \rho \mathbf{M} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{P}}(t) \\ \ddot{\mathbf{q}}(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \rho \mathbf{C} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{P}}(t) \\ \dot{\mathbf{q}}(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_p & \mathbf{0} \\ -\rho \mathbf{S}^T & \rho \mathbf{K} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{P}(t) \\ \mathbf{q}(t) \end{bmatrix} + \dots$$

$$\begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \rho \mathbf{L}_f^T \end{bmatrix} \mathbf{F}_u(t) = - \begin{bmatrix} \rho \mathbf{S} \mathbf{R} \\ \rho \mathbf{M} \mathbf{R} \end{bmatrix} \ddot{\mathbf{d}}_g(t) \quad (1.13)$$

### 1.3.2. Solución de ecuaciones dinámicas no lineales mediante el método de Newmark

Para solucionar el problema dinámico no lineal se utiliza el método de Newmark con aceleración constante. Para lograr la convergencia en cada paso de carga se utilizan iteraciones de Newton-Raphson. La ecuación a resolver se puede escribir de la siguiente manera:

$$m\ddot{\mathbf{u}} + c\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_s = \mathbf{p}(t) \quad (1.14)$$

Donde  $\mathbf{f}_s$  representa el vector de fuerzas restitutivas no lineales. En (Chopra, 1995) se propone un algoritmo para resolver el problema, este se describe a continuación:

- (i) Realizar cálculos iniciales:
  - (a) Determinación de estado: calcular  $(\mathbf{f}_s)_0$  y  $(\mathbf{k}_T)_0$
  - (b) Resolver  $m\ddot{\mathbf{u}}_0 = \mathbf{p}_0 - c\dot{\mathbf{u}}_0 - (\mathbf{k}_T)_0\mathbf{u}_0$
  - (c) Seleccionar  $\Delta t$
  - (d) Calcular  $\mathbf{a}_1 = \frac{4}{(\Delta t)^2}\mathbf{m}$  y  $\mathbf{a}_2 = \frac{4}{\Delta t}\mathbf{m} + \mathbf{c}$
- (ii) Calcular para cada instante de tiempo,  $i = 0, 1, 2, \dots$ 
  - (a) Inicializar  $j = 1$ ,  $\mathbf{u}_{i+1}^{(j)} = \mathbf{u}_i$ ,  $(\mathbf{f}_s)_{i+1}^{(j)} = (\mathbf{f}_s)$ , y  $(\mathbf{k}_T)_{i+1}^{(j)} = (\mathbf{k}_T)_i$
  - (b)  $\hat{\mathbf{p}}_{i+1} = \mathbf{p}_{i+1} + \mathbf{a}_1\mathbf{u}_i + \mathbf{a}_2\dot{\mathbf{u}}_i + m\ddot{\mathbf{u}}_i$
- (iii) Para cada iteración,  $j = 1, 2, 3, \dots$ 
  - (a)  $\hat{\mathbf{R}}_{i+1}^{(j)} = \hat{\mathbf{p}}_{i+1} - (\mathbf{f}_s)_{i+1}^{(j)} - \mathbf{a}_1\mathbf{u}_{i+1}^{(j)}$
  - (b) Verificar convergencia; si el criterio no se cumple, realizar pasos (iii)(c) al (iii)(g), en otro caso ir el paso (iv)
  - (c)  $(\hat{\mathbf{k}}_T)_{i+1}^{(j)} = (\mathbf{k}_T)_{i+1}^{(j)} + \mathbf{a}_1$
  - (d) Resolver  $(\hat{\mathbf{k}}_T)_{i+1}^{(j)}\Delta\mathbf{u}^{(j)} = \hat{\mathbf{R}}_{i+1}^{(j)} \Rightarrow \Delta\mathbf{u}^{(j)}$
  - (e)  $\mathbf{u}_{i+1}^{(j+1)} = \mathbf{u}_{i+1}^{(j)} + \Delta\mathbf{u}^{(j)}$
  - (f) Determinación de estado:  $(\mathbf{f}_s)_{i+1}^{(j+1)}$ , y  $(\mathbf{k}_T)_{i+1}^{(j+1)}$
  - (g) Reemplazar  $j$  por  $j + 1$  y repetir los pasos de (iii)(a) al (iii)(f); llamar al valor final como  $\mathbf{u}_{i+1}$
- (iv) Calcular los vectores de velocidad y aceleración
  - (a)  $\dot{\mathbf{u}}_{i+1} = \frac{2}{\Delta t}(\mathbf{u}_{i+1} - \mathbf{u}_i) - \dot{\mathbf{u}}_i$
  - (b)  $\ddot{\mathbf{u}}_{i+1} = \frac{4}{(\Delta t)^2}(\mathbf{u}_{i+1} - \mathbf{u}_i) - \frac{4}{\Delta t}\dot{\mathbf{u}}_i - \ddot{\mathbf{u}}_i$
- (v) Repetir para el siguiente paso de tiempo

### 1.3.3. Pandeo elástico de las patas

Como ha sido demostrado en la referencias (Gardner & Ashraf, 2006; Ashraf, Gardner, & Nethercot, 2006, 2008), el comportamiento de las patas de un estanque está controlado por el pandeo de uno de los componentes de su sección bruta. La ecuación propuesta por (Ashraf et al., 2008), que representa de la curva de interacción de fuerza axial y momento en la parte superior de la pata, tiene la siguiente forma:

$$G(N, M_y, M_z) = \frac{N}{(N_{RD})_{min}} + \frac{\kappa_y M_y}{a_{g,y} W_{el,y} \sigma_{0.2}} + \frac{\kappa_z M_z}{a_{g,z} W_{el,z} \sigma_{0.2}} \leq 1 \quad (1.15)$$

donde  $N$  es la carga axial;  $M_y$  y  $M_z$  son los momentos flectores actuando en las direcciones -Y y -Z de la sección;  $(N_{RD})_{min}$  es la resistencia mínima a compresión de la sección bruta;  $\kappa_j$  es el factor de interacción viga-columna;  $a_{g,j}$  es el factor de forma generalizado de la sección bruta;  $W_{el,j}$  es el módulo elástico; y los subíndices  $j = y, z$  hacen referencia a las direcciones -Y y -Z respectivamente. La ecuación 1.15, la cual ha sido propuesta en base a extensos ensayos experimentales, presenta resultados muy similares a los obtenidos por (E. González, Almazán, Beltrán, Herrera, & Sandoval, 2014), mediante análisis no lineales de elementos finitos.

### 1.3.4. Análisis de fragilidad

Se entiende por curva de fragilidad a la función que representa la probabilidad condicional de exceder un estado límite de capacidad dado un nivel de intensidad asociado a un evento sísmico. Se han propuesto variadas medidas de intensidad en la literatura técnica (Murotsu et al. (1994), Park et al (1985), Esteva et al (1985), Neves et al. (2008)), entre las más comunes se encuentran: pseudo-aceleración espectral en el período fundamental de la estructura, aceleración máxima del suelo y velocidad máxima de suelo (PGV). Cuando la medida de intensidad es el PGA (medida usada en el estudio), la distribución de probabilidad acumulada puede ser expresada a través de una función lognormal (Song et al. (1999), Ellingwood et al. (2009)), vale decir:

$$P_c(x) = \phi \left[ \frac{1}{\beta} \ln \left( \frac{x}{\mu} \right) \right] \quad (1.16)$$

Donde  $\phi [\ ]$  representa la función de probabilidad acumulada de una distribución normal. El parámetro  $\mu$  es el valor de la medida de intensidad que produce la falla en el 50% de los casos analizados y  $\beta$  es la desviación estándar logarítmica de la medida de intensidad para el estado límite  $C = 1$ .

Actualmente las curvas de fragilidad son herramientas muy útiles para evaluar el desempeño de una estructura bajo solicitaciones sísmicas. Para poder estimarla es necesario escoger un set de registros sísmicos adecuados, ya sean artificiales o naturales. También se debe definir una variable aleatoria  $C$  vinculada a la ocurrencia de la falla estructural, normalmente esta es definida de la siguiente manera:

$$C \begin{cases} = 1 & \text{si se alcanza el estado límite} \\ = 0 & \text{en otro caso} \end{cases} \quad (1.17)$$

Es posible estimar la curva de fragilidad al escalar todos los registros usados en el análisis a un nivel de intensidad  $Q = x$ . La probabilidad de falla estimada queda expresada por el número relativo de casos donde el estado límite es superado, es decir:

$$P_c = P[C = 1 | Q = x] \quad (1.18)$$

Finalmente, los parámetros de la ecuación 1.16 se obtienen al ajustar una función logarítmica a los resultados obtenidos mediante el uso de la ecuación 1.18.

El procedimiento descrito fue implementado por Colombo y Almazán (2015). En su trabajo fue estudiado el desempeño de un estanque de apoyo continuo con y sin protección sísmica. El sistema de control de vibraciones fue desarrollado mediante el uso de disipadores metálicos ubicados en los anclajes de la estructura. Los resultados de su trabajo

se muestran en la figura 1.11. En la ilustración se compara la probabilidad de alcanzar el estado límite dado un determinado PGA. Se muestra comparativamente el desempeño del estanque con sistema de disipación de energía, y con anclajes de distinta capacidad.

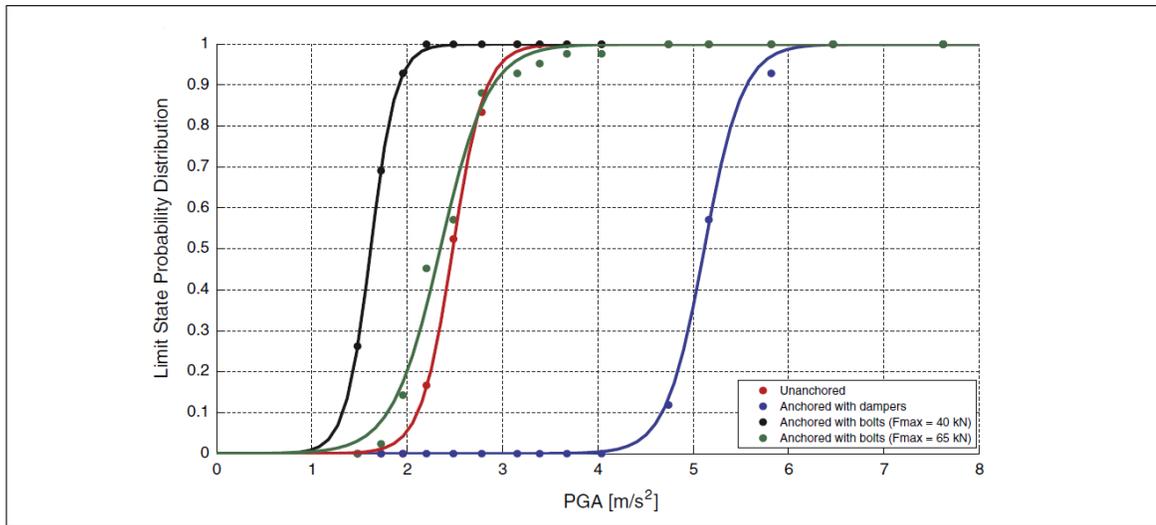


Figura 1.11. Curvas de fragilidad estanque con apoyo continuo

#### 1.4. Estructura de la tesis

El presente documento está dividido en 4 capítulos explicados a continuación:

En el Capítulo 1 se presenta la motivación de la presente investigación, el estado del arte en relación a los sistemas de protección sísmica de estanques y algunos conceptos importantes para el correcto entendimiento del trabajo.

En el Capítulo 2 se presenta el artículo escrito sobre la investigación. Este está compuesto por una introducción, el desarrollo numérico y experimental de los dispositivos que conforma el sistema de aislamiento, la descripción de los modelos estructurales empleados y el análisis del desempeño de los estanques con y sin aislamiento sísmico 3D.

En el Capítulo 3 se presentan las conclusiones de la investigación y en el Capítulo 4 posibles trabajos futuros en relación al artículo.

## **2. AISLAMIENTO SÍSMICO NO LINEAL VERTICAL-ROTACIONAL: APLICACIÓN A ESTANQUES DE APOYO DISCONTINUO**

### **2.1. Introducción**

En la actualidad las estructuras más usadas para el almacenaje y fermentación de vino son los estanques de acero inoxidable, tanto de apoyo continuo como discontinuo. Algunas ventajas de este material sobre otros posibles son: (i) Inertes químicamente; (ii) Mejoran el control del proceso de fermentación; (iii) Fáciles de limpiar; y (iv) Estéticamente superiores. Estos estanques entraron a las bodegas a partir de los años 50 en Estados Unidos (Cooper, 2004). Su uso en países con industria vitivinícola en sudamérica (Chile y Argentina) fue aproximadamente 30 años después.

El desempeño sísmico de este tipo de estructuras ha sido registrado en varias ocasiones: Terremoto de Cauce (IDIA, 1987), Terremoto de Greenville (Niwa & Clough, 1982), Terremoto de Morgan Hill (Swan et al., 1985), Terremoto de Loma Prieta (Benuska, 1990). Terremoto de San Simeon (Hardebeck et al., 2004). Terremoto Pisco. El evento mejor estudiado en territorio chileno es sin duda el terremoto del Maule (Boroschek et al., 2010). El 27 de febrero de 2010, un movimiento telúrico de magnitud 8.8 sacudió a Chile. El sismo afectó un área de aproximadamente 160,000 km<sup>2</sup>, en los cuales se incluye una importante porción de bodegas de producción y fermentación de vino. Chile es el décimo mayor productor y el quinto país que más exporta vino a nivel mundial. Tras el mencionado sismo, se estimaron las pérdidas en aproximadamente 125 millones de litros de vino, esto se traduce en 250 millones de dólares, sin contar el fuerte impacto medioambiental que produce el derrame de este tipo de fluido. Dado que en la fecha solo la mitad de los estanques estaba en uso, se concluye que la cuarta parte de los estanques falló perdiendo la totalidad o parte de su contenido.

Estudios recientes han desarrollado sistemas de protección sísmica aplicado a estanques de almacenaje de fluido. Los sistemas se pueden clasificar en dos grandes grupos:

(i) Sistemas de disipación de energía y (ii) Sistemas de aislación sísmica. Algunos ejemplos de disipación externa de energía aplicados a estanques son los estudios realizados por Maleki y Ziyaeifar (Maleki & Ziyaeifar, 2007) y (Maleki & Ziyaeifar, 2008), Pirner y Urushadze (Pirner & Urushadze, 2007), Liu y Lin (Liu & Lin, 2009), Malhotra (Malhotra, 1998), Curadelli (Curadelli, 2011) y Colombo (Colombo & Almazán, 2015). Ejemplos de sistemas de aislamiento sísmico lateral son los propuestos por: Shrimali y Jangid (Shrimali & Jangid, 2004), Cho et al. (Cho et al., 2004), Panchal y Jangid (Panchal & Jangid, 2008) y (Panchal & Jangid, 2012), Abali u Uçkan (Abalı & Uçkan, 2010), Shekari et al. (Shekari et al., 2010) y Soni et al. (Soni et al., 2011). La idea seminal de aislamiento sísmico tridimensional aplicado a estanques de almacenaje fue propuesta por (Almazán et al., 2007), en donde los dispositivos actuaban de manera lineal.

El presente estudio se concentra particularmente en estanques de apoyo discontinuo, pues la naturaleza de sistema de aislación tridimensional aprovecha el tipo de vinculación al suelo de la estructura. Los estanques de acero inoxidable de pared delgada de apoyo discontinuo están destinados a la fermentación y guarda de pequeñas cantidades de vino, de la más alta calidad. Los volúmenes varían entre los 3.000 a 50.000 litros, y la altura de la estructura no supera los 5 metros. Pese a no contener gran volumen de producto sus potenciales pérdidas son de igual o mayor importancia que las producidas por fallas de estanque de mayor capacidad de almacenaje. Es posible identificar componentes comunes en este tipo de estanques: techo en forma cónica, manto, fondo, sistema de apoyo mediante patas y sistema de anclaje. Algunas de las fallas comúnmente observadas (Sandoval, 2011) fueron (ver figura 1.2): Succión en el techo (a) y en el manto (b) producida por la rápida fuga de fluido en otros sectores de la estructura, comúnmente asociada a falla de apoyos o portalones; Punzonamiento en el manto (c) y fondo (d); y, (f) Colapso lateral de la estructura. Es posible asociar la totalidad de las fallas a los esfuerzos que se producen en el sistema de apoyo (E. González et al., 2014). Limitando estas solicitaciones es posible asegurar un buen desempeño sísmico de los estanques con apoyos discontinuos.

En este trabajo se propone un sistema de aislación no lineal tridimensional, por medio de flexibilización vertical-rotacional. El sistema es desarrollado por medio del uso de dos prototipos: ISO3D-A e ISO3D-B, verificados numéricamente mediante modelos de elementos finitos y también experimentalmente.

El sistema es evaluado mediante el análisis de dos estanques de apoyo discontinuo, uno de 3.000 litros y otro de 30.000 litros; bajo dos niveles de aislación: completa (CVRI) y parcial (PVRI). El análisis, en primera instancia, es llevado a cabo mediante análisis tiempo-historia usando registros naturales. De esta forma es posible determinar el factor de reducción en la respuesta promedio. Dada la poca certeza de la sollicitación sísmica, una herramienta útil para medir el desempeño estructural es el análisis de fragilidad. Por ello se realizan curvas de fragilidad para ambos estanques, bajo ambos niveles de aislación, para dos set de registros: naturales y artificiales.

## **2.2. Sistema de aislamiento tridimensional no-lineal**

### **2.2.1. Descripción del sistema**

El dispositivo en el cual se basa el sistema de aislación propuesto consiste de tres partes: (1) una carcasa metálica; (2) un conjunto de resortes; y (3) un sistema de disipación de energía. La carcasa está formada por un conjunto de seis placas rígidas articuladas, las que conforman un prisma hexagonal con 4 grados de libertad: traslación de la placa superior en las direcciones -U y -T, y rotación en torno los ejes -L y -T (figura 2.2). La figura 2.1 muestra una vista esquemática de la carcasa en configuración deformada e indeformada.

Los resortes, que proporcionan la acción restitutiva, se pueden clasificar como primarios y secundarios. Los resortes primarios proveen la flexibilidad necesaria para aislar vibraciones, mientras que los resortes secundarios se encargan de limitar la deformación debida al peso propio de la estructura. El sistema de disipación de energía está compuesto por un dispositivo friccional.

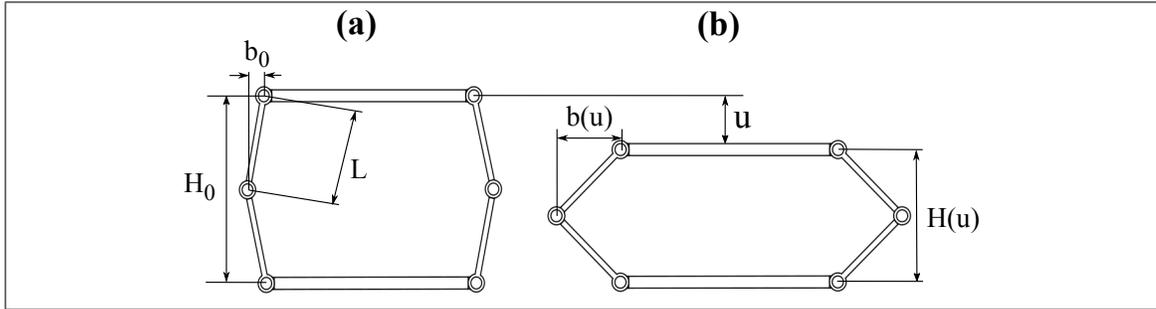


Figura 2.1. Vista esquemática 2D de la carcasa en posición no deformada (a) y deformada (b). Se define la distancia entre ejes:  $L$ ; La apertura y altura inicial:  $b_0$  y  $H_0$ ; la apertura y altura en función del descenso de la placa superior:  $b(u)$  y  $H(u)$

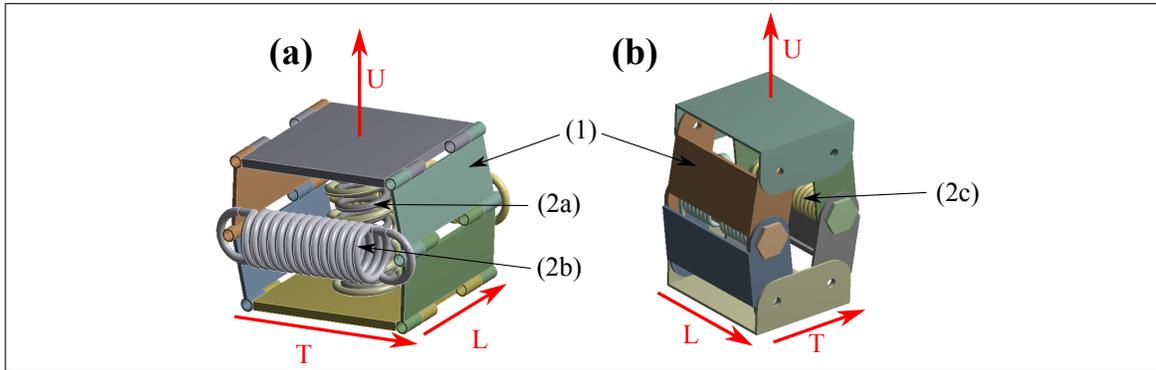


Figura 2.2. (a) Aislador ISO3D-A; y (b) aislador ISO3D-B. Componentes principales: (1) placas; (2a,b,c) resortes de compresión, tracción y flexión

La figura 2.2 muestra dos posibles realizaciones del dispositivo. El primero, denominado ISO3D-A (A. González, 2011) y (Sandoval, 2011), está formado por un resorte vertical de compresión y dos resortes horizontales de tracción actuando como resortes primarios y secundarios, respectivamente. Además, dentro del resorte de compresión posee un disipador friccional. El segundo, denominado ISO3D-B, está formado por resortes de flexión ubicados en los ejes de rotación de las placas, y un disipador de energía actuando en dirección vertical. Notar que ambos casos los movimientos en dirección  $-L$  y la rotación en torno a  $-U$  están restringidos.

### 2.2.2. Relaciones constitutivas elásticas

En esta sección se desarrollan las relaciones constitutivas genéricas del dispositivo. Estas relaciones se basan en dos hipótesis: (i) las placas se comportan como cuerpos rígidos; y (ii) los resortes se conservan en régimen elástico. Llamamos  $u$  al desplazamiento vertical del centro geométrico de la placa superior de la carcasa. Aplicando el Principio de Trabajos Virtuales, la fuerza elástica  $f_u$  proporcionada por cualquier tipo de resorte, y su correspondiente rigidez tangente  $k_u = \frac{\partial f_u}{\partial u}$  puede expresarse como:

$$f_u = (k_s s + f_o) \frac{\partial s}{\partial u} \quad (2.1)$$

$$k_u = (k_s s + f_o) \frac{\partial^2 s}{\partial u^2} + k_s \left( \frac{\partial s}{\partial u} \right)^2 \quad (2.2)$$

Donde  $s = s(u)$  y  $k_s$  son, respectivamente, la deformación y rigidez del resorte; y  $f_o$  la fuerza de pretensión (si existiera). Para facilitar la interpretación física y el diseño de estos dispositivos, se han obtenido expresiones analíticas adimensionales para  $f_u$  y  $k_u$ , tanto para resortes horizontales como flexurales en el eje central. Estas expresiones se presentan en la tabla 2.1.

La figura 2.3 muestra las curvas adimensionales de fuerza y rigidez para un resorte horizontal. Se observa una gran rigidez inicial debido a que prevalece el segundo término de la ecuación 2.2 que es siempre mayor que cero. A medida que la deformación aumenta, la rigidez disminuye, volviéndose negativa para grandes deformaciones, esto debido a que prevalece el primer término de la ecuación 2.2. Este efecto es más importante en cuanto la esbeltez inicial  $\beta = \frac{b_o}{H_o}$  tiende a cero. Un comportamiento similar ocurre cuando aumenta la pretensión inicial de los resortes horizontales: a medida que esta aumenta la pérdida de rigidez se hace más intensa. La figura 2.4 muestra las curvas adimensionales de fuerza y

Tabla 2.1. Expresiones analíticas adimensionales para resortes horizontales y flexurales

	Resortes horizontales de tracción	Resortes flexurales en el eje central
Deformación	$s(u) = 2(\beta - \beta_o)H_o$ $\beta = \frac{b(u)}{H_o} = \left( \beta_o^2 - \frac{\hat{u}}{2} - \frac{\hat{u}^2}{4} \right)^{1/2}$ $\beta_o = \frac{b_o}{H_o}; \hat{u} = \frac{u}{H_o}$	$s(u) = 2(\theta - \theta_o)$ $\theta = \sin^{-1} \left( \frac{1+\hat{u}}{(1+4\beta_o^2)^{1/2}} \right)$
Jacobiano	$\frac{\partial s}{\partial u} = -\frac{1+\hat{u}}{2\beta} < 0$	$\frac{\partial s}{\partial u} = \frac{1}{H_o \left( \frac{1}{4} + \beta_o^2 \right)^{1/2} \cos(\theta)}$
Hessiano	$\frac{\partial^2 s}{\partial u^2} = -\frac{1}{H_o} \left( \frac{1}{2\beta} + \frac{(1+\hat{u})^2}{8\beta^3} \right) < 0$	$\frac{\partial^2 s}{\partial u^2} = \frac{\sin(\theta)}{2H_o^2 \left( \frac{1}{4} + \beta_o^2 \right) \cos^3(\theta)} > 0$
Fuerza normalizada	$\hat{f}_u = \frac{f_u}{k_h H_o}; \hat{f}_o = \frac{f_o}{k_h H_o}$ $\hat{f}_u = - \left( 1 - \frac{\beta_o}{\beta} + \frac{\hat{f}_o}{2\beta} \right) (1 + \hat{u})$	$\hat{f}_u = \frac{f_u H_o}{k_\theta}$ $\hat{f}_u = \frac{2(\theta - \theta_o)}{\left( \frac{1}{4} + \beta_o^2 \right)^{1/2} \cos^3 \theta}$
Fuerza normalizada inicial	$\hat{f}_{u0} = -\frac{\hat{f}_o}{2\beta_o}$	0
Rigidez normalizada	$\hat{k}_u = \frac{k_u}{k_h} = - \left( 1 - \frac{\beta_o}{\beta} + \frac{\hat{f}_o}{2\beta} \right) - \dots$ $\left( 2\beta - 2\beta_o + \hat{f}_o \right) \frac{(1+\hat{u})^2}{8\beta^3} + \frac{(1+\hat{u})^2}{4\beta_o^2}$	$\hat{k}_u = \frac{k_u H_o^2}{k_\theta}$ $8 \frac{\cos(\theta) + (\theta - \theta_o) \sin(\theta)}{(1+4\beta_o^2) \cos^3(\theta)}$
Rigidez normalizada inicial	$\hat{k}_{u0} = -\hat{f}_o \left( \frac{1}{2\beta_o} + \frac{1}{8\beta_o^3} \right) + \frac{1}{4\beta_o^2}$	$\hat{k}_{u0} = \frac{2}{\beta_o^2}$
Rigidez normalizada para $u = \min(u) = -H_o$	$\hat{k}_{u\infty} = \left( 1 - \frac{2\beta_o - \hat{f}_o}{(1+4\beta_o^2)^{1/2}} \right)$	$k_{u\infty} = \frac{8}{1+4\beta_o^2}$

rigidez de un resorte torsional. Nuevamente, se puede notar que la rigidez disminuye a medida que aumenta la deformación. A diferencia del caso anterior, la rigidez es siempre positiva y tiende a permanecer constante para grandes deformaciones.

La figura 2.5 muestra las relaciones fuerza-deformación vertical obtenidas para dos aisladores diseñados para soportar una carga de servicio de 5 tonf. La deformación de servicio es baja dada la gran rigidez inicial del sistema, sin embargo, la rigidez tangente en

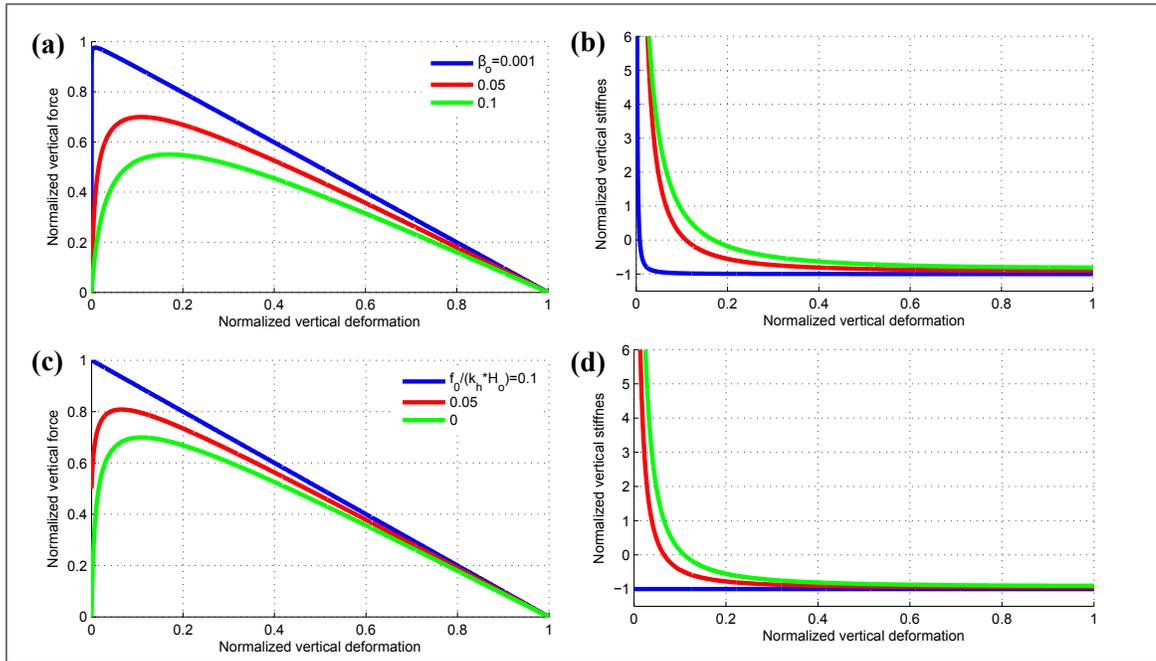


Figura 2.3. Curvas adimensional para resortes horizontales: Fuerza normalizada vertical (a) y rigidez normalizada (b) para  $f_0 = 0$ ,  $b_0 = 0.025$ ,  $0.05$ , y  $0.1$ ; Fuerza normalizada vertical (c) y rigidez normalizada (d) para  $b_0 = 0.5$ ,  $f_0 = 0.025$ ,  $0.05$ , y  $0.1$

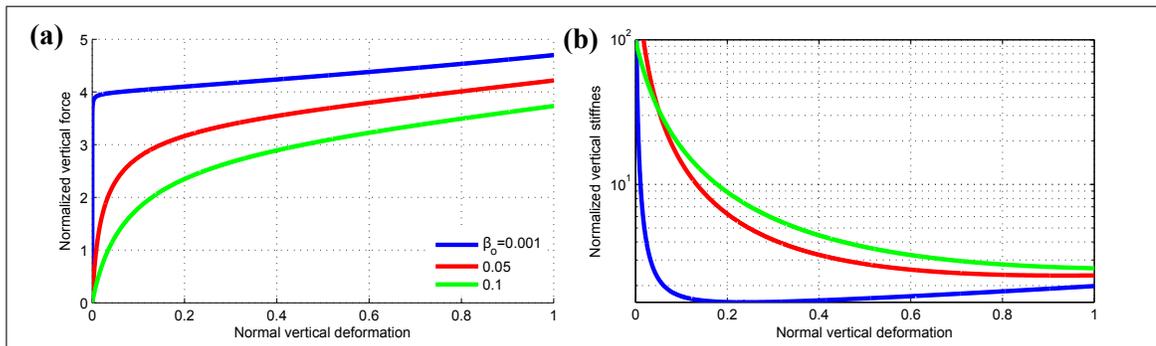


Figura 2.4. Curvas adimensional para resortes torsionales: Fuerza normalizada vertical (a) y rigidez normalizada (b) para  $f_0 = 0$ ,  $b_0 = 0.025$ ,  $0.05$ , y  $0.1$

este punto es mucho menor a la inicial permitiendo, teóricamente, un efectivo aislamiento.

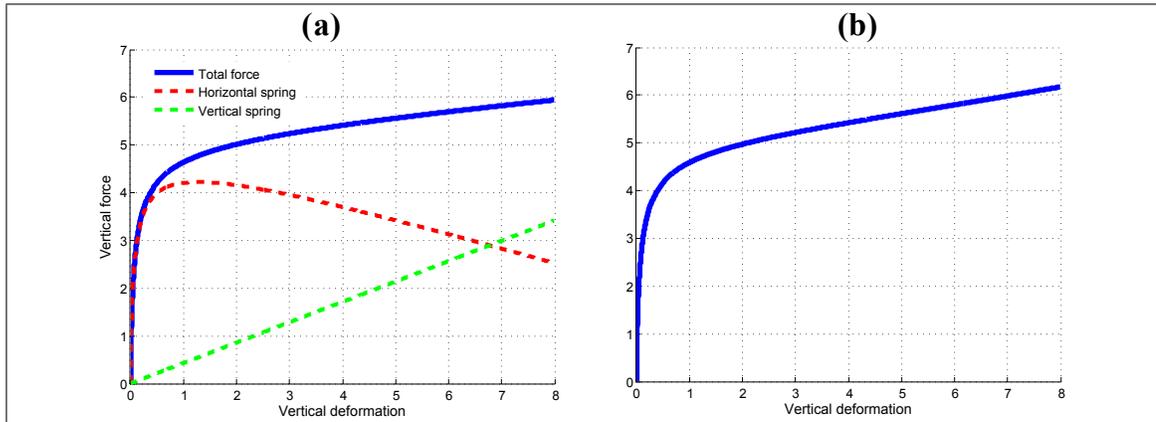


Figura 2.5. Relación fuerza deformación aislador con carga de servicio 5 tonf: (a) ISO3D-A; (b) ISO3D-B

### 2.2.3. Diseño de resortes y verificación mediante modelos de elementos finitos

El diseño de los resortes fue basado en lo propuesto por (Shigley, Mischke, & Brown, 2004). Los parámetros básicos de diseño de un resortes son: (i) el diámetro de espira:  $d$ ; (ii) el diámetro medio del resorte:  $D$ ; y (iii) el número de espiras activas:  $N_a$  (espiras que se deflectan durante el servicio). Se define el índice de resorte como:  $C = D/d$ . Se recomienda que este parámetro tome valores dentro del rango:  $5 \leq C \leq 9$ , aunque rangos bajos como 3 y altos como 15 son posibles de construir comercialmente. Cuando el índice es alto se dificulta su producción, mientras que cuando es bajo el elemento puede presentar problemas de control.

Es posible estimar la tensión máxima de corte en resortes de compresión mediante la expresión de la ecuación 2.3, donde  $P$  es la fuerza axial que actúa sobre el resorte. El factor de concentración de tensiones  $K_{w1}$  ayuda a representar la máxima tensión que se genera en la superficie interior del elemento. La resistencia mínima a la rotura del alambre que compone el resorte depende de la especificación del acero utilizado y del diámetro de espira. En general, la resistencia disminuye si el diámetro del alambre aumenta. La expresión 2.4 establece una relación entre la deformación del elemento  $u$  y la fuerza axial, donde  $G$  representa el módulo de corte del material que compone el resorte. Para evitar el pandeo en resortes de compresión estos deben tener una longitud libre  $L_f$  (longitud total

del resorte paralela a su eje longitudinal cuando este está sin carga) menor a cuatro veces el diámetro medio del elemento.

$$S = \left( \frac{4C - 1}{4C - 4} + \frac{0.615}{C} \right) \frac{8PD}{\pi d^3} = K_{w_1} \frac{8PD}{\pi d^3} \quad (2.3)$$

$$P(u) = \left( \frac{Gd^4}{8D^3 N_a} \right) u = K_v^a u \quad (2.4)$$

Los resortes de tracción, al igual que los de compresión, desarrollan tensiones de corte en las espiras. El diseño en general es similar a los de compresión, sin embargo, se debe tener una consideración especial con las tensiones que se generan en los extremos del elemento. La fuerza se transmite al cuerpo del resorte mediante ganchos. La figura 2.6 muestra dos lugares en donde se puede producir una importante concentración de tensiones. En la sección A se generan tensiones normales de gran intensidad, la ecuación 2.5 permite estimar el valor máximo. En la sección B se concentran tensiones de corte, estas se pueden estimar mediante la ecuación 2.6. Los elementos de tracción no poseen un cuerpo sólido que limite la sobrecarga, es por ello que se debe tener especial cuidado con las consecuencias que tendría superar el límite elástico del elemento de tracción.

$$S_A = K_1 \frac{16PD}{\pi d^3} + \frac{4P}{\pi d^2} \quad K_1 = \frac{4C^2 - C_1 - 1}{4C_1(C_1 - 1)} \quad C_1 = \frac{2R_1}{d} \quad (2.5)$$

$$S_B = \frac{8PD}{\pi d^3} \frac{4C_2 - 1}{4C_2 - 4} \quad C_2 = \frac{2R_2}{d} \quad (2.6)$$

Para validar la ecuación 2.3 se realizó un modelo de elementos finitos en el software Ansys del aislador ISO3D-A con dos resortes de compresión distintos y dos de tracción iguales. Los parámetros del resorte de compresión externo son:  $C = 7.5$ ,  $d = 0.9$  cm y  $N_a = 5.5$ ; los del resorte de compresión interno:  $C = 6.5$ ,  $d = 0.8$  cm y  $N_a = 8$ ; y los del resorte de tracción:  $C = 6$ ,  $d = 0.9$  cm y  $N_a = 14.5$ . La figura 2.7 muestra

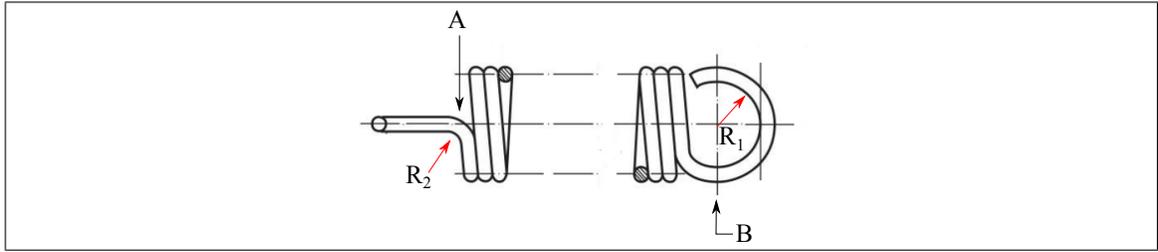


Figura 2.6. Zonas concentración de tensiones resortes de tracción

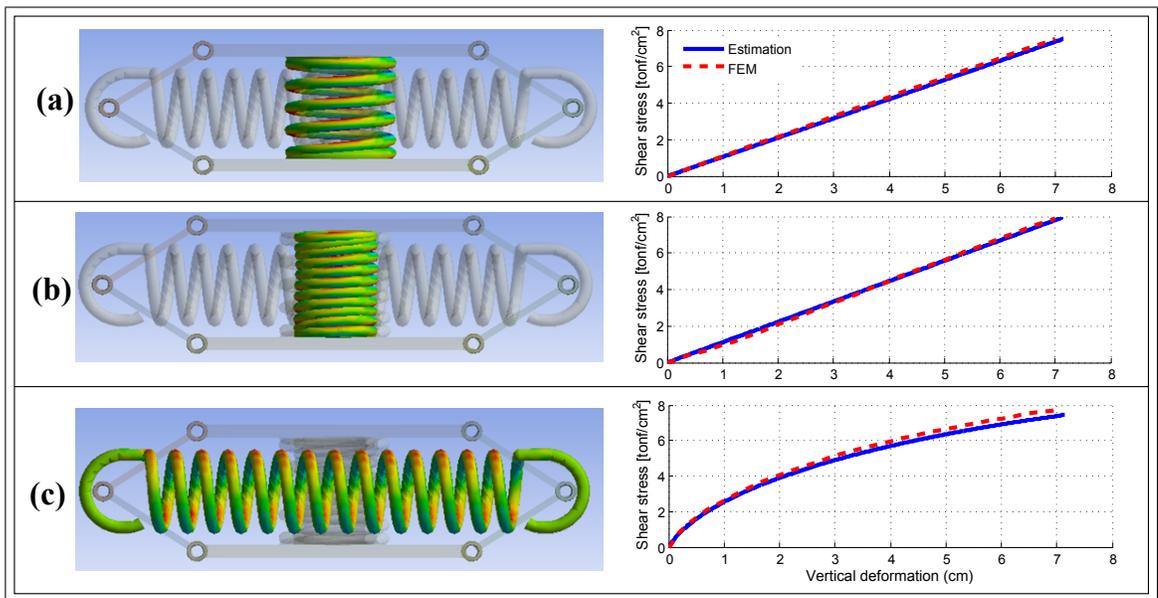


Figura 2.7. Validación expresiones para cálculo de esfuerzo de corte: (a) resorte de compresión externo; (b) resorte de compresión interno; (c) resorte de tracción

comparativamente los resultados del modelo de elementos finitos y los que predice la ecuación 2.3, validando dicha expresión.

De manera análoga a los resortes axiales, existen expresiones para estimar las tensiones en los resortes de torsión. En este caso las tensiones normales máximas se pueden determinar mediante la ecuación 2.7, donde  $E$  es el módulo de elasticidad del material que forma el resorte. Las tensiones máximas se generan en la superficie interior de la espira, el factor  $K_B$  corrige la aproximación.  $M$  representa el momento que se genera en

el resorte, este puede ser calculado en función de la deformación angular en radianes  $\theta_{rad}$ , la expresión se representa en la ecuación 2.8.

$$S = \left( \frac{4C - 1}{4C - 4} \right) \frac{32M}{\pi d^3} = K_B \frac{32M}{\pi d^3} \quad (2.7)$$

$$M(\theta_{rad}) = \left( \frac{Ed^4}{64DN} \right) \theta_{rad} = K_\theta \theta_{rad} \quad (2.8)$$

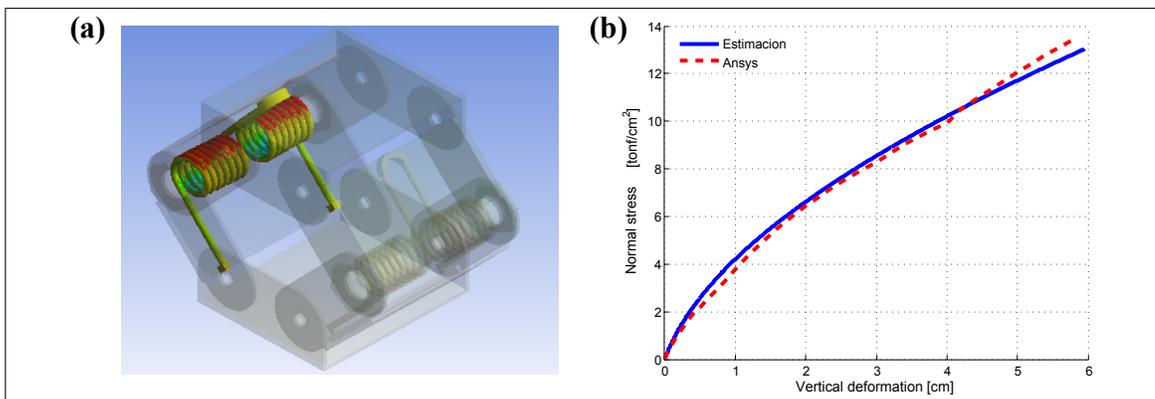


Figura 2.8. Validación expresiones para cálculo de esfuerzo normales en resortes de torsión

Para validar la ecuación 2.7 se realizó un modelo de elementos finitos en el software Ansys del aislador ISO3D-B. Este está compuesto de dos resortes dobles de torsión. Cada parte de los resortes tiene los siguientes parámetros:  $C = 6$ ,  $d = 0.5$  cm y  $N_a = 7.5$ . En la figura 2.8 se muestra comparativamente los resultados obtenidos mediante la expresión propuesta y el modelo realizado en Ansys.

#### 2.2.4. Disipador de energía friccional

El disipador friccional a implementar en los aisladores (figura 2.9), tanto para el ISO3D-A como para el ISO3D-B, consta de: dos placas delgadas iguales de acero; una cuña de penetración rígida del mismo material; y dos filetes de balata dispuestos en la

zona de contacto. Los parámetros de diseño del dispositivo corresponden a la geometría de las placas y la cuña.

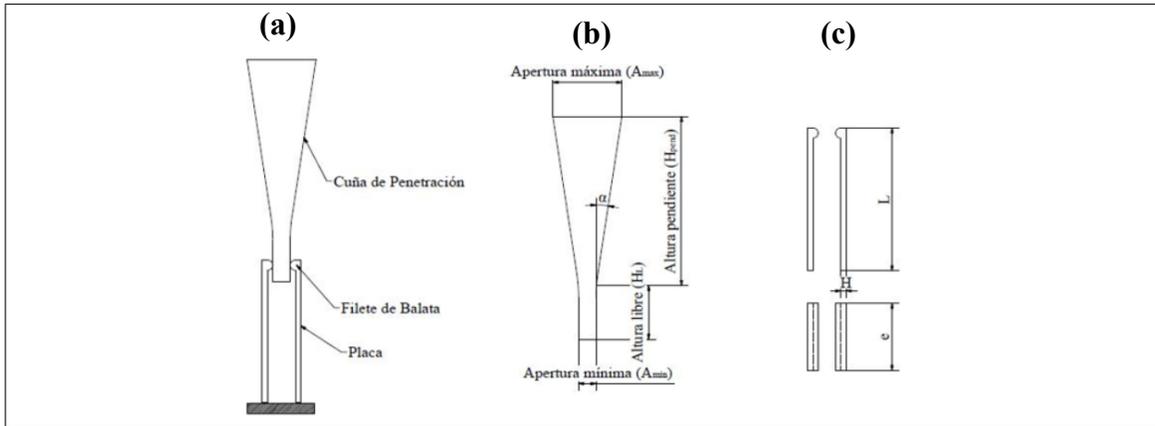


Figura 2.9. Vista esquemática del disipador friccional: (a) sistema completo; (b) parámetros de diseño cuña de penetración; (c) parámetros de diseño placas.

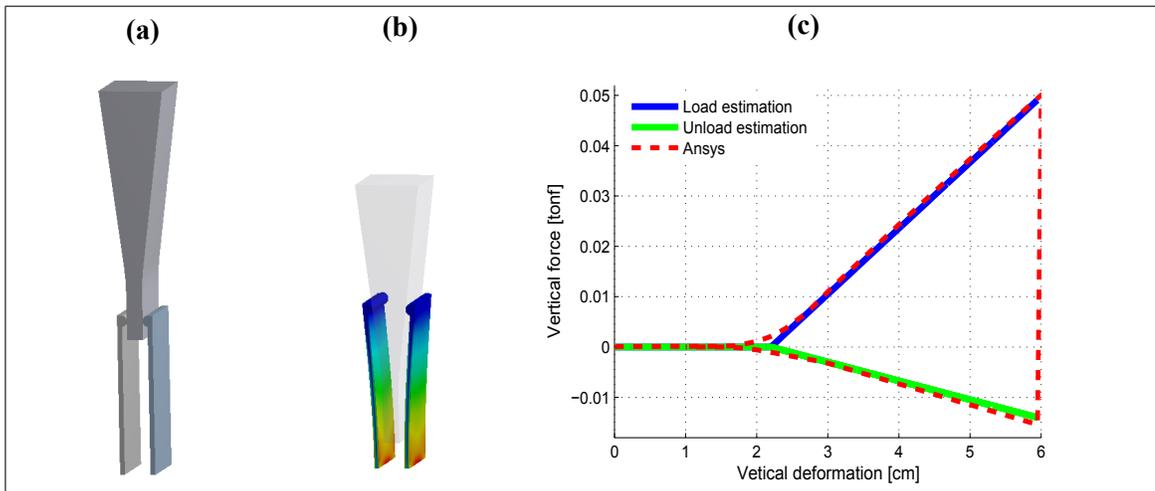


Figura 2.10. Modelo elementos finitos en software Ansys: (a) disipador no deformado; (b) disipador deformado; (c) curva carga-descarga

La rigidez lateral de las placas con respecto a una carga aplicada en el extremo libre es  $K_L = \frac{3EI}{L^3}$ , donde  $E$  es el módulo de elasticidad del acero e  $I = \frac{eH^3}{12}$  la inercia flexural de las placas. Si se asume que existe deslizamiento relativo entre las superficies, siendo

$\mu$  al coeficiente de roce dinámico ( $\phi = \tan(\mu)$ ), una expresión simplificada para la fuerza vertical en carga y descarga del disipador en función del descenso de la cuña  $u$  es:

$$F_d = \begin{cases} F_d^l = -(2K_L \tan(\phi + \alpha) \tan(\alpha)) u \operatorname{sign}(\dot{u}) = -k_d^l u \operatorname{sign}(\dot{u}) & \text{si } \dot{u} > 0 \\ F_d^u = -(2K_L \tan(\phi - \alpha) \tan(\alpha)) u \operatorname{sign}(\dot{u}) = -k_d^u u \operatorname{sign}(\dot{u}) & \text{si } \dot{u} < 0 \end{cases} \quad (2.9)$$

Para verificar las expresiones de la ecuación 2.9 se elaboró un modelo de elementos finitos en el software comercial Ansys (Figura 2.10). La Figura 2.10(c) muestra los resultados comparativos para un disipador con parámetros:  $A_{min} = 1$  cm;  $A_{max} = 4$  cm;  $H_L = 2$  cm;  $H_{pend} = 10.8$  cm;  $\mu = 0.3$ . En términos globales, las expresiones simplificadas tanto para carga como descarga son válidas.

### 2.2.5. Verificación constitutiva aislador mediante modelo de elementos finitos

Para verificar las expresiones de la tabla 2.1 (bajo las hipótesis descritas anteriormente) se realizaron modelos de los aisladores en el software comercial Ansys. Los resortes empleados para cada modelo fueron descritos en la sección 2.2.3. Los parámetros geométricos (figura 2.1) del aislador ISO3D-A son:  $L = 8$  cm,  $b_o = 1$  cm; los parámetros geométricos del aislador ISO3D-B son:  $L = 7.5$  cm,  $b_o = 1$  cm.

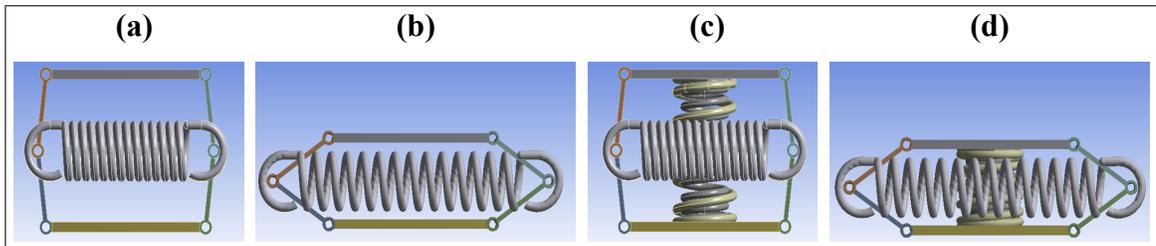


Figura 2.11. Modelo elementos finitos aislador ISO3D-A, aislador con: Resorte de tracción en posición no deformada (a) y deformada (b); Resorte de tracción y compresión en posición no deformada (c) y deformada (d)

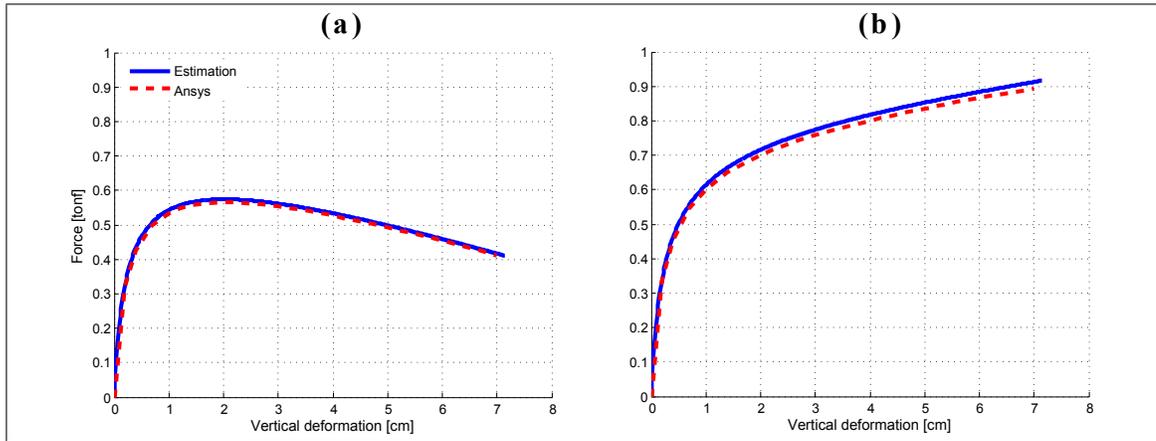


Figura 2.12. Comparación expresiones aproximadas y modelos elementos finitos: (a) Aislador con resortes de tracción; (b) Aislador con resortes de tracción y compresión.

En la figura 2.11 se muestran dos modelos correspondientes al aislador ISO3D-A. En esta se presenta un aislador con dos resortes de tracción tanto en posición inicial como en configuración deformada. También se puede observar un dispositivo con dos resortes de tracción y dos de compresión. La figura 2.12 muestra los resultados comparativos del modelo de elementos finitos y de las expresiones considerando flexibilidad concentrada en los resortes. Estas últimas resultan ser buenas aproximaciones del comportamiento global.

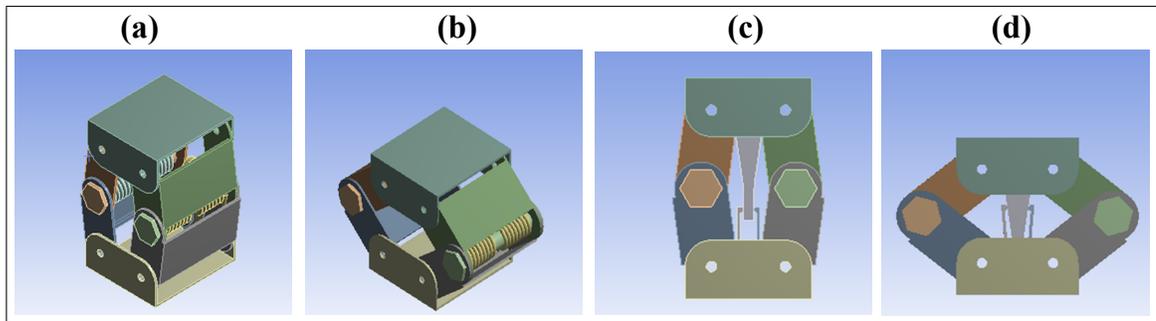


Figura 2.13. Modelo elementos finitos aislador ISO3D-B, aislador con: Resortes flexurales en posición no deformada (a) y deformada (b); Resortes flexurales y disipador friccional en posición no deformada (c) y deformada (d)

Para verificar el comportamiento global del aislador ISO3D-B con y sin sistema de disipación se generaron dos modelos de elementos finitos (figura 2.13). Los parámetros

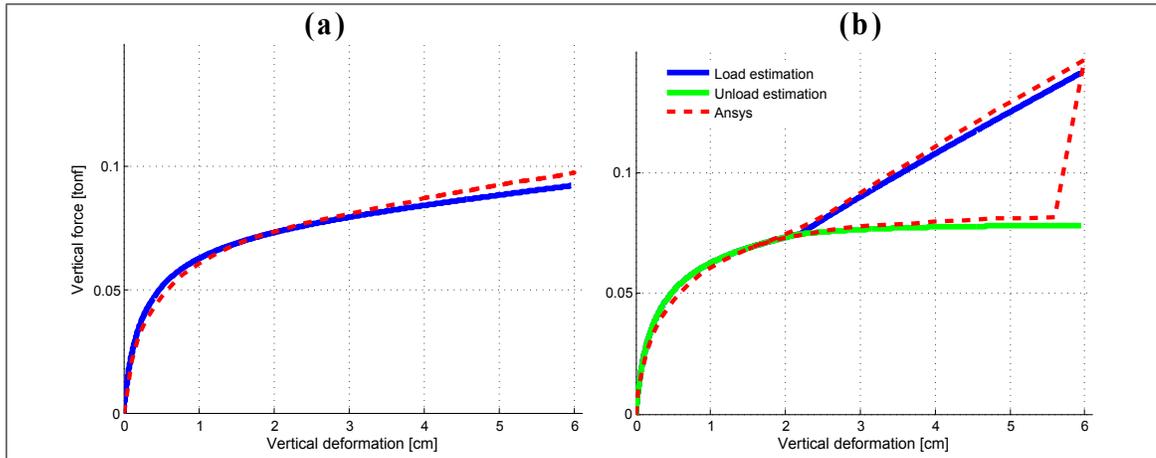


Figura 2.14. Comparación expresiones aproximadas y modelos elementos finitos aislador ISO3D-B con: (a) Resortes flexurales; (b) Resorte flexurales y disipador de energía.

del disipador son los mismos que los descritos en la sección 2.2.4. Los resultados comparativos se pueden consultar en la figura 2.14, en esta se verifica nuevamente que las expresiones simplificadas de concentración de flexibilidad en resortes y expresiones de la ecuación 2.9 son válidas.

### 2.2.6. Rigidez lineal equivalente de los aisladores

Si bien para la deformación de peso propio existe una rigidez tangente en los aisladores, este valor es representativo solo si pensamos en un análisis de reducción de vibraciones de alta frecuencia y baja amplitud (por ejemplo: vibración de máquinas). Sin embargo, para terremotos de gran intensidad este parámetro resulta de poca utilidad. Mejor opción es calcular una rigidez equivalente, representativa de un ciclo de carga y descarga de gran amplitud como los que ocurrirán en la realidad para un estanque lleno. De esta forma podemos estimar el período de la estructura aislada usando la rigidez equivalente de cada dispositivo, considerando tanto las fuerzas producidas por el sistema de resortes como las desarrolladas en el disipador friccional.

$$k_e = \frac{\int_0^{2\pi/\omega} f(u)u(t)dt}{\int_0^{2\pi/\omega} u^2(t)dt} \quad (2.10)$$

La ecuación 2.10 representa la linearización armónica en rigidez de una fuerza no lineal  $f(u)$ . La expresión  $u(t)$  representa la deformación que produce dicha fuerza. Normalmente, los ciclos de carga y descarga están centrados en la posición indeformada, los dispositivos presentados son distintos pues el ciclo de carga y descarga es en torno a una deformación inicial. Por esta razón, la función propuesta para representar la deformación es  $u(t) = u_0(1 + \sin(\omega t))$ , donde  $u_0$  representa una deformación inicial, no necesariamente la deformación de peso propio. Más aún, es recomendable que este valor adopte como valor la mitad de la media cuadrática de los *peaks* de las deformaciones máximas durante un terremoto de larga duración, como los chilenos; o la mitad de la máxima deformación si se trata de un sismo impulsivo. Dado que las expresiones para calcular la fuerza vertical de los aisladores es compleja, no se pudieron determinar expresiones analíticas para la rigidez equivalente, pero se puede determinar fácilmente de manera numérica.

### 2.2.7. Verificación experimental de los aisladores

Para verificar experimentalmente el comportamiento del aislador ISO3D-A se montó el ensayo ilustrado en la figura 2.15. Se ensayaron simultáneamente dos aisladores iguales aplicando una carga vertical y midiendo el desplazamiento de la placa superior de los dispositivos. Cada aislador posee dos resortes de tracción de rigidez  $k_h = 0.0279$  tonf/cm y dos resortes de compresión de rigideces  $k_v = 0.0733$  tonf/cm y  $k_v = 0.0342$  tonf/cm. El largo de las placas laterales es de  $L = 8$  cm, y la apertura inicial de los aisladores fue de  $b_0 = 1.5$  cm (figura 2.1).

Durante el ensayo se aplicaron cargas cíclicas que iban aumentando en deformación. Se realizaron un total de 6 ciclos de carga-descarga aumentando la amplitud 1 cm en cada



Figura 2.15. Montaje experimental ISO3D-A

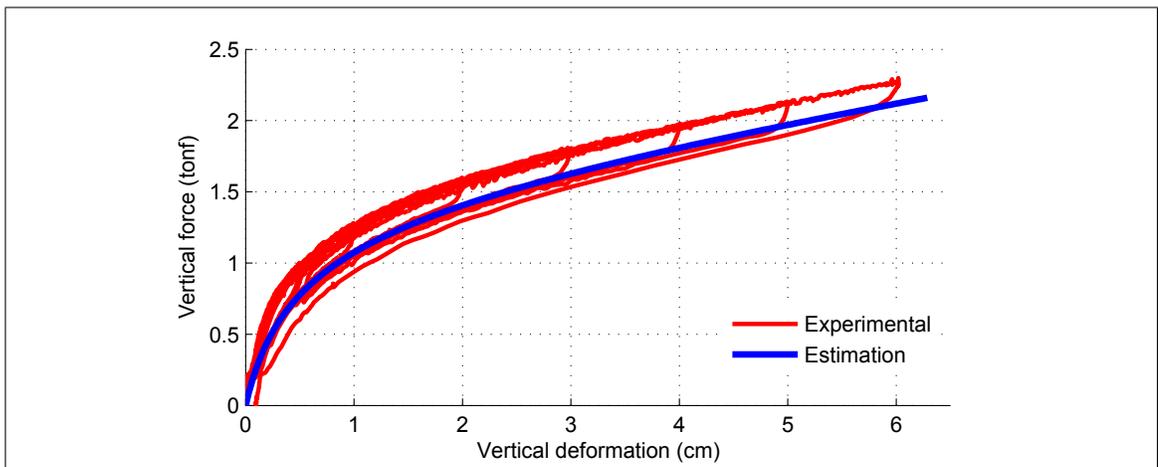


Figura 2.16. Resultado experimental ISO3D-A

ciclo posterior. Los resultados del ensayo se pueden ver en la figura 2.16

También se realizó una verificación experimental del aislador ISO3D-B. El montaje se puede ver en la figura 2.17. En el ensayo se dispusieron dos aisladores perpendiculares entre sí para dar estabilidad al sistema estudiado. Los dispositivos analizados poseen dos resortes de torsión en cada eje (4 en total) con rigidez de  $k_{\theta} = 0.087 \text{ tonf} \times \text{cm}$  cada uno. La apertura inicial de ambos aisladores fue de  $b_0 = 1 \text{ cm}$ . Se realizaron una serie de ciclos de carga-descarga, obteniéndose los resultados ilustrados en la figura 2.18. Si bien, se puede observar una importante presencia de roce producido por los contactos y

deslizamientos relativos de las piezas que componen el elemento, este primer prototipo permite validar las ecuaciones de fuerza vertical no lineal propuesta para la alternativa ISO3D-B.



Figura 2.17. Montaje experimental ISO3D-B

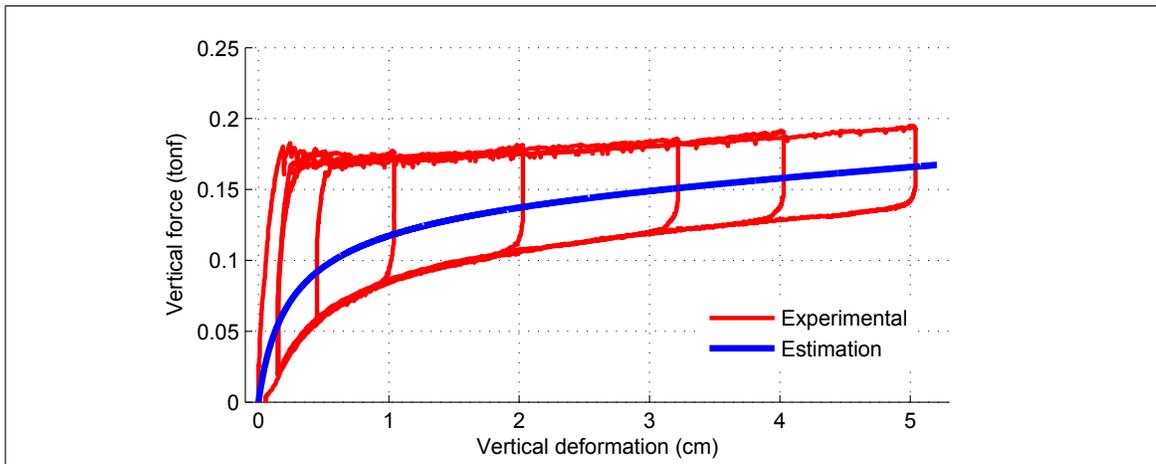


Figura 2.18. Resultado experimental ISO3D-B

## 2.3. Aplicación del sistema de aislamiento vertical - rotacional a estanques con patas

### 2.3.1. Formulación interacción fluido-estructura para estanques llenos

La obtención de las ecuaciones matriciales de interacción mediante el método de elementos finitos se detalla en la sección 1.2.1. La ecuación a resolver para determinar la historia en el tiempo de los modelos a estudiar es:

$$\begin{bmatrix} M_p & \rho S \\ 0 & \rho M \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{P}}(t) \\ \ddot{\mathbf{q}}(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ 0 & \rho C \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{P}}(t) \\ \dot{\mathbf{q}}(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_p & \mathbf{0} \\ -\rho S^T & \rho \mathbf{K} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{P}(t) \\ \mathbf{q}(t) \end{bmatrix} + \dots$$

$$\begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \rho \mathbf{L}_f^T \end{bmatrix} \mathbf{F}_u(t) = - \begin{bmatrix} \rho \mathbf{S} \mathbf{R} \\ \rho \mathbf{M} \mathbf{R} \end{bmatrix} \ddot{\mathbf{d}}_g(t) \quad (2.11)$$

En donde, el bloque superior está asociado a las presiones que se generan en el fluido y el inferior a los desplazamientos que se producen en la estructura.

#### 2.3.1.1. Aproximación estática del fluido

La velocidad de propagación de una onda de compresión en el vino es similar a la del agua, vale decir, cercana a los 1600 m/s. Luego, se espera que las frecuencias de vibración del fluido contenido en los estanques sean mucho mayores que las de la estructura. Además, las frecuencias que predominan durante un terremoto son generalmente menores a los 10 Hz. Solo los modos de bajas frecuencias serán excitados durante un sismo. Como consecuencia el fluido "percibe" de manera cuasi-estática la aceleración absoluta de la estructura:

$$\mathbf{K}_p \mathbf{P}(t) \approx -\rho \mathbf{S} \left( \ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{R} \ddot{\mathbf{d}}_g(t) \right) \quad (2.12)$$

La ecuación anterior solo es válida en estanques llenos (condición habitual en el tipo de estanque estudiado), pues si se produce *sloshing* en la superficie libre, puede existir acoplamiento modal entre el fluido y la estructura. Si se prescriben presiones conocidas en la parte superior del estanque, la matriz  $\mathbf{K}_p$  resulta ser invertible, luego se puede despejar el término  $\mathbf{P}(t)$  de la ecuación 2.12. Introduciendo este último término en la segunda fila de la ecuación 2.11 se obtiene:

$$(\mathbf{M} + \mathbf{M}_f) \ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = -(\mathbf{M} + \mathbf{M}_f) \mathbf{R}\ddot{\mathbf{d}}_g(t) \quad (2.13)$$

Donde  $\mathbf{M}_f = \rho \mathbf{S}^T \mathbf{K}_p^{-1} \mathbf{S}$  es la matriz de masa adherida. La ecuación 2.13 tiene por ventaja reducir el número de incógnitas a determinar en la integración numérica. Además, esta formulación permite agregar naturalmente la masa impulsiva del fluido a la matriz de masa de la estructura.

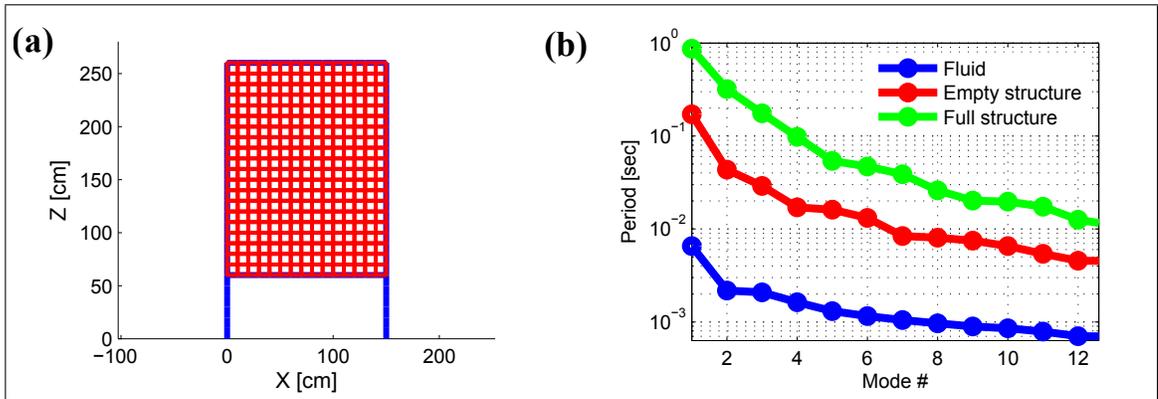


Figura 2.19. Modelo verificación aproximación 2D: (a) modelo interacción fluido-estructura; (b) comparación períodos fluido y estructura

Para validar la aproximación propuesta se elaboró un modelo 2D, a este se le agregó amortiguamiento modal en el fluido de  $\xi = 0.002$  para todos los modos. El amortiguamiento de la estructura también fue agregado modalmente y fue igual a  $\xi = 0.02$ . La figura 2.19(a) muestra la geometría y malla del estanque a analizar. La figura 2.19(b)

compara los períodos correspondientes al fluido y a la estructura (vacía y llena), confirmando que estos últimos son mayores a los asociados a presiones.

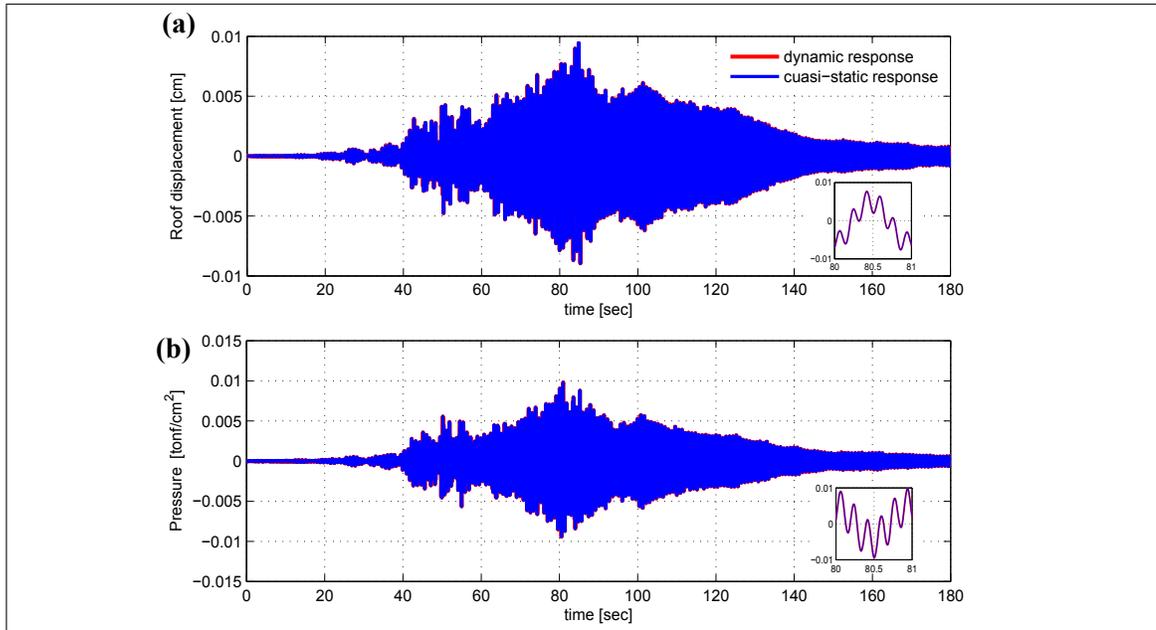


Figura 2.20. Respuesta aproximación 2D: (a) Desplazamiento lateral del techo de la estructura; (b) Presión en el centro del estanque

El modelo de interacción fluido-estructura fue sometido al registro de Curicó (Boroschek et al., 2010). Se obtuvo la respuesta mediante el uso de la ecuación 2.11 y la aproximación propuesta de la ecuación 2.13. La figura 2.20(a) muestra la historia de desplazamiento lateral en el techo del estanque, La figura 2.20(b) muestra la historia de presiones en el centro del estanque (no se ha considerado la presión hidroestática). Las diferencias entre ambas respuesta son casi nulas. Con ello se concluye que, para el caso de estanques con patas llenos, la aproximación propuesta es válida. En las secciones siguientes, cuando se obtenga alguna respuesta tiempo-historia, ya sea lineal o no-lineal (modelos con base fija o con aislación basal) se empleará la ecuación 2.13 para realizar la integración numérica.

### 2.3.2. Modelos estructurales considerados

Para analizar las reducciones en las solicitaciones se desarrollaron dos modelos estructurales tridimensionales de estanques típicamente usados en la industria del vino. El primero de pequeña capacidad (3.000 litros) y el segundo de mayor volumen (30.000 litros). Ambos modelos fueron implementados en Matlab. Se usaron elementos *frame* de dos nodos y 12 grados de libertad para las patas y el anillo de rigidización. Para las paredes, fondo y superficie superior se emplearon elementos *shell* de cuatro nodos, con seis grados de libertad cada uno. Todos los elementos son de acero con módulo de elasticidad  $E = 2100 \text{ tonf/cm}^2$ ,  $\nu = 0.3$  y densidad  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ .

Los modelos son analizados en tres condiciones de apoyo: (i) FB (Caso con base fija); (ii) P-VRI (Aislamiento vertical-rotacional parcial): configuración que busca períodos de aislamiento nominal vertical-rotacional comprendidos entre  $3T_{\text{FB}} \leq T_{\text{PVRI}} \leq 4T_{\text{FB}}$ ; y (iii) C-VRI (Aislamiento vertical-rotacional completo): períodos aislados mayores que  $6T_{\text{FB}}$ .

Se asumió en todos los casos analizados que las tensiones en la estructura estaban dentro del rango elástico. La no linealidad de los modelos se concentró solo en los aisladores. Para obtener la respuesta en el tiempo se utilizó el método de Newmark no lineal con iteraciones de Newton-Raphson.

#### 2.3.2.1. Estanque de 4 patas y capacidad de 3.000 litros

El primer modelo estructural analizado es un estanque de vino con patas de 3.000 litros de capacidad. Como se muestra en la figura 2.21, el estanque está soportado en 4 patas de largo  $l = 90 \text{ cm}$  cada una. La estructura tiene un radio  $R = 75 \text{ cm}$ , y una altura de pared  $H = 210 \text{ cm}$ . Cuatro aisladores ISO3D-B se han colocado en la base de las patas (figura 2.21(a)), orientados con su eje longitudinal -L (eje fuerte) en la dirección tangencial del estanque. El sistema completo restringe el movimiento horizontal del plano de aislación (definido como el plano que conecta la parte superior de los aisladores), permitiendo el

movimiento vertical y la rotación en torno a cualquier eje horizontal. La figura 2.21(b) muestra la disposición de los elementos usados para la estructura (rojo para elementos shell; negro para elementos frame). La figura 2.21(c) muestra la malla de fluido utilizada para resolver el problema de interacción.

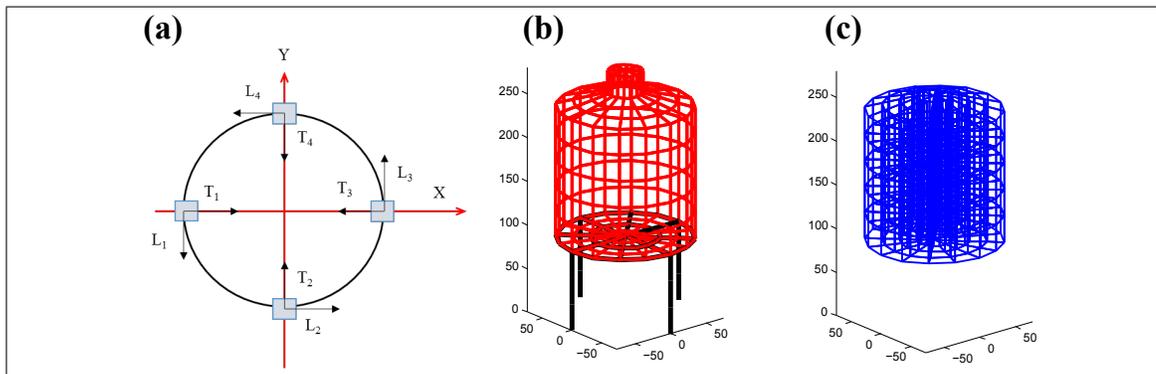


Figura 2.21. Vista esquemática del estanque de 3.000 litros: (a) planta (X, Y); (b) Modelo Estructural; (c) Malla fluido

### 2.3.2.2. Estanque de 6 patas y capacidad de 30.000 litros

El segundo modelo estructural analizado es un estanque de vino con patas con una capacidad de 30.000 litros. En la figura 2.22 se puede observar el modelo utilizado en el posterior análisis. La estructura está soportada por 6 patas de largo  $l = 120$  cm. El radio del estanque es de  $R = 160$  cm, y posee altura de pared de  $H = 375$  cm. El peso total del contenedor y su contenido es de 30 tonf. Para aislar la estructura estudiada se disponen de seis aisladores ISO3D-A en la base de las patas (Figura 2.22(a)). La figura 2.22(b) muestra los elementos estructurales usados y la figura 2.21(c) la malla de fluido utilizada para resolver el problema dinámico.

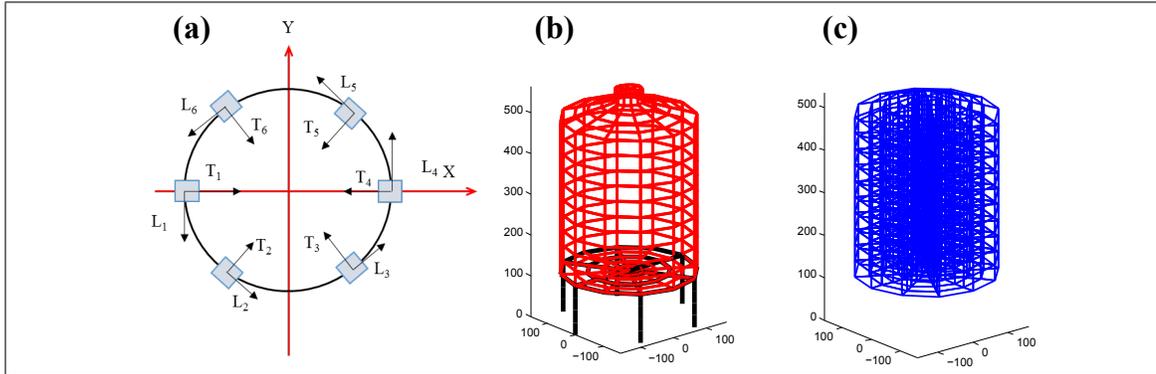


Figura 2.22. Vista esquemática estanque 30.000 litros: (a) planta (X, Y); (b) Modelo Estructural; (c) Malla fluido

### 2.3.3. Determinación experimental de parámetros dinámicos

Al momento de realizar un modelo estructural numérico es importante verificar que este sea lo más representativo posible de la realidad. Por esta razón, se llevaron a cabo ensayos en mesa vibradora para determinar los períodos fundamentales y factores de amortiguamiento crítico de un estanque como el descrito en la sección 2.3.2.1. La figura 2.23 muestra el montaje experimental, se dispusieron de cuatro acelerómetros (uno para medir el *input*, y tres para medir la respuesta de la estructura). Tanto la excitación como las mediciones fueron efectuadas en una misma dirección (eje Y). El *output* 1 mide aceleraciones normales a la pared del estanque, mientras que el *output* 2 lo hace de manera tangencial a la estructura. El *output* 3 fue ubicado en la parte inferior del anillo de rigidización.

Para estimar los parámetros dinámicos del sistema estructural estudiado se usó el método de Análisis Espectral (Ljung, 1987). En el dominio de la frecuencia, para un sistema lineal, la salida  $Y[k]$  se relaciona con la entrada  $U[k]$  de la siguiente manera:

$$Y[k] = G(e^{j\omega_k})U[k] + \Psi[k] + V[k] \quad (2.14)$$

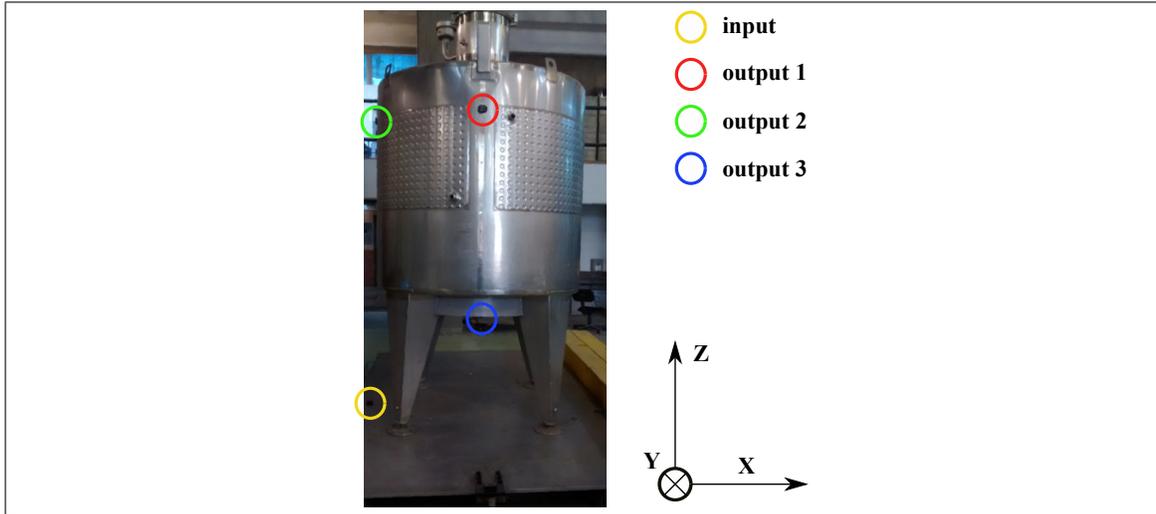


Figura 2.23. Montaje experimental parámetros dinámicos

En donde  $\Psi[k]$  representa el error y  $V[k]$  el ruido en la medición. De la ecuación 2.14 se puede obtener el denominador Estimator de la Función de Transferencia (ETF, *Empirical Transfer Function Estimate*):

$$\hat{G}(e^{j\omega_k}) = G(e^{j\omega_k}) + \frac{\Psi[k]}{U[k]} + \frac{V[k]}{U[k]} \quad (2.15)$$

Para mejorar la estimación se correlacionan y ponderan los valores del estimador con los obtenidos en las frecuencias más próximas:

$$G(e^{j\omega_k}) = \frac{\int_0^{\pi/\Delta T} W_{\gamma(\xi-\omega)} \hat{G}(e^{j\omega_k}) \|U(\xi)\|^2 d\xi}{\int_0^{\pi/\Delta T} W_{\gamma(\xi-\omega)} \|U(\xi)\|^2 d\xi} \quad (2.16)$$

Donde  $W_{\gamma}$  es la función de suavización. Para cada ensayo se aplicó como input un ruido blanco, la figura 2.24 muestra los datos medidos durante dos intervalos de tiempo. La frecuencia de muestreo de cada acelerómetro fue de 256 Hz. La duración de cada realización fue de aproximadamente 120 segundos.

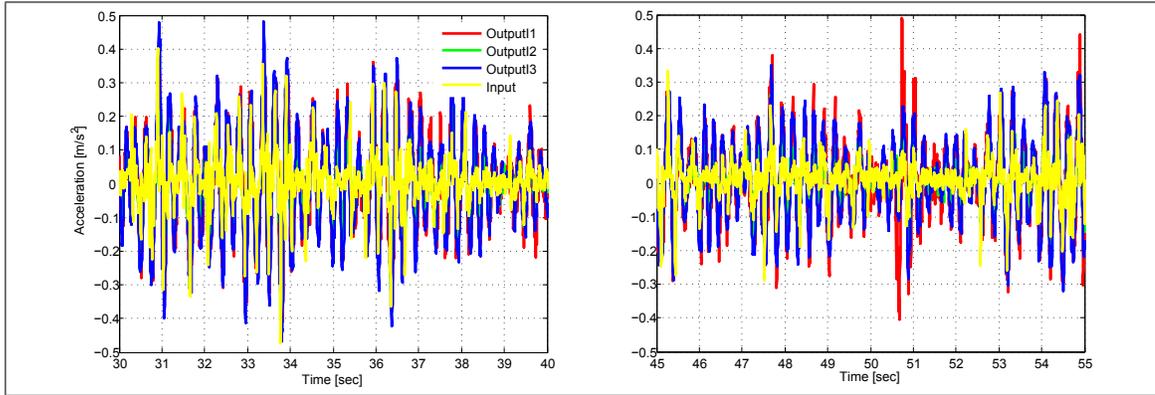


Figura 2.24. Medición ensayo mesa vibradora

Se determinaron los parámetros de interés en dos condiciones: (i) estanque vacío; y (ii) estanque lleno. La estimación de la función de transferencia fue realizada mediante el uso de la ecuación 2.16. En la figura 2.25 se muestran los resultados obtenidos para ambas condiciones. Los parámetros dinámicos de interés se muestran en la tabla 2.2. Para estimar los factores de amortiguamiento crítico  $\xi$  se usó el método de ancho de banda (Clough & Penzien, 1993):

$$\xi = \frac{f_b - f_a}{f_b + f_a} \quad (2.17)$$

Si el estanque es representado como un vibrador de un grado de libertad en el plano, una expresión para estimar el factor de amortiguamiento de una estructura a la cual se le ha agregado masa es:

$$\hat{\xi} = \frac{c_0}{2\sqrt{k_0(m_0 + \Delta m)}} = \frac{\xi_0}{\sqrt{(1 + \Delta m/m_0)}} \quad (2.18)$$

Para un estanque lleno, la ecuación 2.18 no es válida pues la masa que se agrega es un fluido que posee amortiguamiento propio. Además el término  $\xi_0$  es dependiente del período de la estructura analizada que cambia al agregar fluido en la estructura.

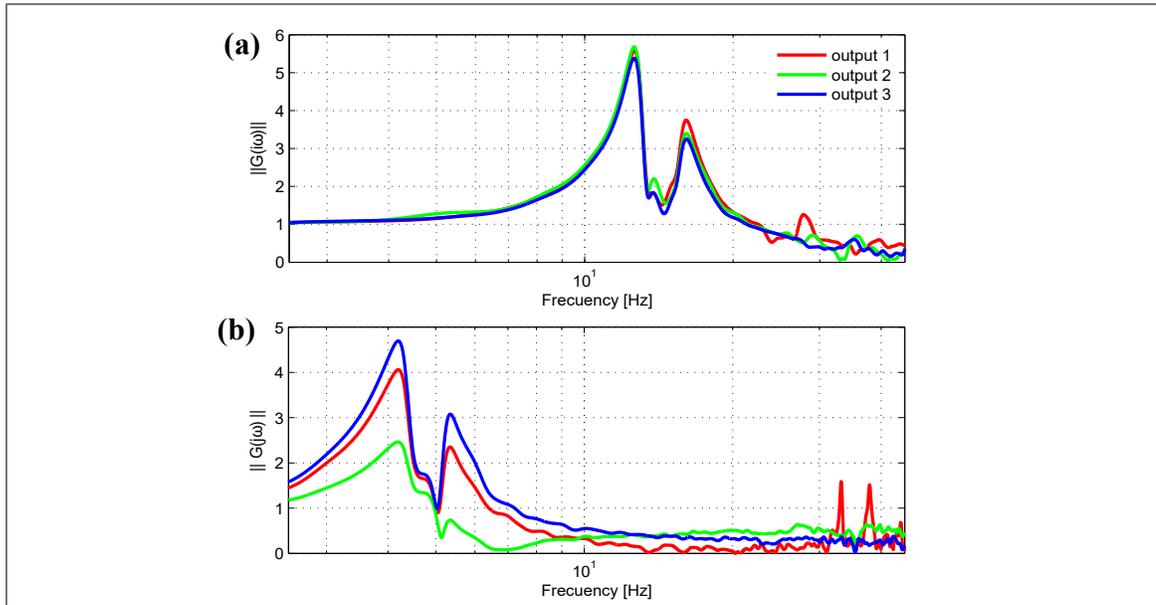


Figura 2.25. Estimación función de transferencia: (a) estanque vacío; (b) estanque lleno

De manera análoga, es posible estimar la relación entre la rigidez de la estructura vacía y llena, mediante la siguiente ecuación:

$$\hat{T} = 2\pi \sqrt{\left(\frac{m_0 + \Delta m}{k_0}\right)} = T \sqrt{(1 + \Delta m/m_0)} \quad (2.19)$$

La ecuación 2.19 se cumple para el tipo de estructura estudiada. Efectivamente la rigidez del sistema permanece constante al agregar el fluido, tanto los períodos traslacionales como el torsional del estanque lleno se relacionan aproximadamente por medio de un factor  $\sqrt{(1 + \Delta m/m_0)} \approx \sqrt{11}$  con los de la estructura vacía.

### 2.3.4. Diseño sistema de aislamiento

#### 2.3.4.1. Diseño ISO3D-B: Estanque de 4 patas

Es posible estimar la rigidez equivalente que deben tener los aisladores para que el sistema estructural tenga cierto período fundamental vertical rotacional. Para la estimación

Tabla 2.2. Parámetros dinámicos de la estructura

Condición	Período [sec]	Frecuencia [Hz]	$\xi$	Modo
Estanque vacío	0.079	12.66	6	Traslacional
	0.062	16.13	5.3	Torsional
Estanque lleno	0.24	4.17	5	Traslacional
	0.18	5.56	3.5	Torsional
	0.030	33.33	0.40	Vibracion de placas
	0.026	38.46	0.35	Vibracion de placas

se deben hacer algunas simplificaciones: (i) la deformación se concentra en los aisladores; (ii) los modos de vibración de rotación ocurren en torno a los ejes X e Y (figura 2.21); y (iii) la masa de la estructura se puede despreciar, concentrándola en el fluido.

Para el estanque en estudio, la expresión para la rigidez rotacional está dada por:

$$K_{\theta} = 2R^2k_e \quad (2.20)$$

En donde  $k_e$  es la rigidez equivalente de un aislador. Para calcular la inercia rotacional del sistema respecto a la base se usa el teorema de Steiner:

$$I_{\theta} = I_{\theta}^o + \left(\frac{H}{2} + l\right)^2 M = \left(\frac{1}{2}MR^2 + \frac{1}{12}MH^2\right) + \left(\frac{H}{2} + l\right)^2 M \quad (2.21)$$

Donde  $I_{\theta}^o$  es la inercia de un cilindro macizo respecto a un eje perpendicular a su generatriz que pasa por su centro. Luego la rigidez equivalente necesaria en el aislador para obtener una frecuencia  $\omega_{\theta}$  es:

$$k_e = \frac{\omega_{\theta}^2 I_{\theta}}{2R^2} \quad (2.22)$$

Es importante destacar que una vez determinada la rigidez tangente del aislador la relación entre la frecuencia vertical-rotacional y la vertical  $\omega_v$  es función solo de la geometría del estanque:

$$\omega_\theta = \left( \frac{R^2}{R^2 + 2/3H^2 + 2Hl + l^2} \right) \omega_v \quad (2.23)$$

Si se quiere generalizar la relaciones entre frecuencias se puede lograr mediante las siguientes expresiones:

$$\omega_v^2 = \frac{K_z}{M} = \frac{\sum_j k_{ej}}{M} \quad (2.24)$$

$$\omega_{\theta x}^2 = \frac{K_z \rho_{sx}^2}{M \rho_{mx}^2} = \omega_v^2 \Omega_x^2 \quad (2.25)$$

$$\omega_{\theta y}^2 = \frac{K_z \rho_{sy}^2}{M \rho_{my}^2} = \omega_v^2 \Omega_y^2 \quad (2.26)$$

donde  $K_z = \sum_j k_{ej}$  es la rigidez equivalente total, siendo  $k_{ej}$  la rigidez equivalente del aislador  $k$ -ésimo;  $\rho_{mx}$  y  $\rho_{my}$  son el radio de giro de la masa respecto a los ejes X- e Y-;  $\rho_{sx}$  y  $\rho_{sy}$  son los radios de giro de rigidez respecto a los ejes X- e Y-;  $\Omega_x = \rho_{sx}/\rho_{mx} = \omega_{\theta x}/\omega_z$  y  $\Omega_y = \rho_{sy}/\rho_{my} = \omega_{\theta y}/\omega_z$  son las razones adimensionales, que dependen de la distribución de masa y rigidez vertical.

Usando como punto de partida la ecuación 2.23, luego de un proceso iterativo se logró determinar la rigidez equivalente que deben poseer los aisladores para lograr dos niveles de aislación PVRI (0.9 segundos) y CVRI (1.25 segundos). Las rigideces de los dispositivos fueron respectivamente:  $k_e^{\text{PVRI}} = 0.31$  tonf/cm y  $k_e^{\text{CVRI}} = 0.17$  tonf/cm. La tabla 2.3 muestra la información de los modos que mueven mayor masa traslacional, para cada condición estudiada.

Tabla 2.3. Información modal estanque 4 patas

Modelo	Modo	Período [sec]	% masa X	% masa Y	% masa Z
FB	1	0.25	39	60	0
	2	0.25	60	39	0
	3	0.20	0	0	0
	6	0.017	0	0	92
P-VRI	1	0.88	81	0	0
	2	0.87	0	80	0
	3	0.24	0	0	100
	5	0.16	19	0	0
	6	0.14	0	20	0
	C-VRI	1	1.15	79	0
2		1.14	0	78	0
3		0.34	0	0	100
5		0.14	21	0	0
6		0.12	0	22	0

La figura 2.26 muestra las curvas fuerza-deformación elástica de los aisladores. Además muestra las tensiones máximas desarrolladas en los resortes, la rigidez elástica tangente de los dispositivos y las relaciones fuerza deformación tanto en carga como descarga. La carga de servicio en cada dispositivo para el estanque de 4 patas es de 0.75 tonf. Si se utiliza acero ASTM A232 y se cumple que el diámetro de las espiras esté dentro del rango  $10 \text{ mm} \leq d \leq 20 \text{ mm}$  las tensiones en los resortes torsionales no deben superar los  $14 \text{ tonf/cm}^2$  (Shigley et al., 2004). La tabla 2.4 muestra las propiedades de los resortes y del disipador friccional para lograr cada condición estudiada.

Tabla 2.4. Parámetros aisladores estanque 4 patas

	Tipo resorte	Cantidad resortes	$k_\theta$ [tonf×cm/rad]	$k_d^l$ [tonf/cm]	$k_d^l$ [tonf/cm]	$u_0$ [cm]	$k_e$ [tonf/cm]
P-VRI	Torsión	4	1.20	0.08	-0.04	2.5	0.31
C-VRI	Torsión	4	0.82	0.10	-0.05	4	0.17

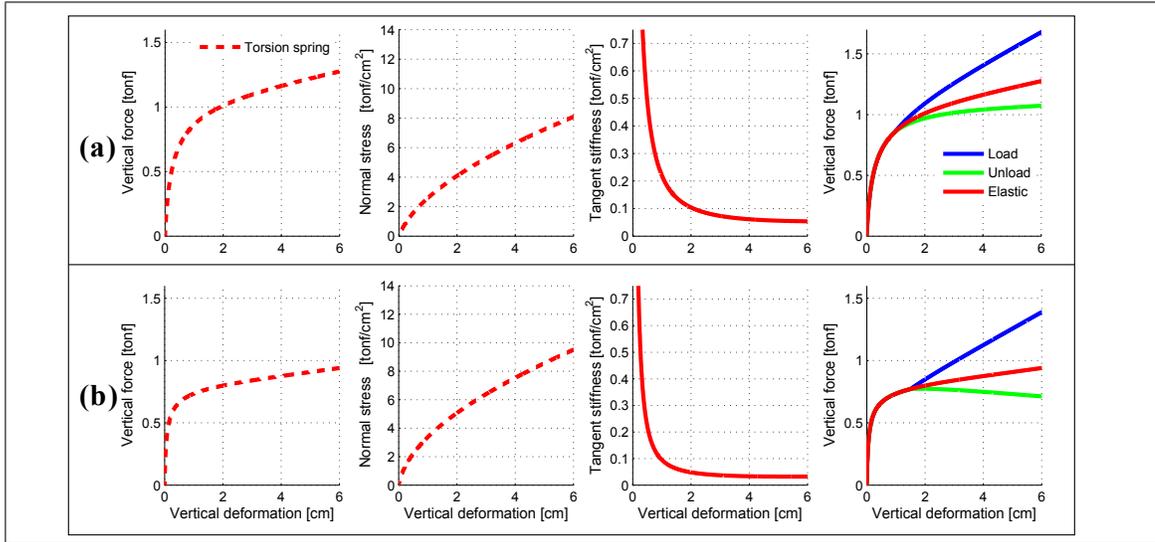


Figura 2.26. Aisladores ISO3D-B, constitutiva elástica, tensiones máximas y rigidez tangente: (a) P-VRI; (b) C-VRI

### 2.3.4.2. Diseño ISO3D-A: Estanque de 6 patas

De manera análoga a la desarrollada para el estanque de cuatro patas, se puede estimar la rigidez necesaria de los aisladores para lograr cierto período objetivo. Suponiendo que los modos de vibración de rotación ocurren en torno a ejes rotados en  $45^\circ$  respecto a los ejes X e Y (figura 2.22), una expresión para la rigidez rotacional es:

$$K_\theta = 3R^2k_e \quad (2.27)$$

Luego la rigidez equivalente de cada aislador deber ser:

$$k_e = \frac{\omega_\theta^2 I_\theta}{3R^2} \quad (2.28)$$

Para este tipo de estanque también existe una relación entre las frecuencias vertical-rotacionales y la vertical. Esta es solo función de la geometría del estanque e igual a la de estanque de 4 patas (ecuación 2.23).

Para lograr los dos niveles de aislación se dispusieron de aisladores con rigidez equivalente  $k_e^{PVRI} = 1.91$  tonf/cm (1.14 segundos) y  $k_e^{CVRI} = 0.92$  tonf/cm (1.62 segundos). La tabla 2.5 muestra la información modal de los modelos de interés para el estanque de 6 patas.

Tabla 2.5. Información modal estanque 6 patas

Modelo	Modo	Período [sec]	% masa X	% masa Y	% masa Z
FB	1	0.33	9	90	0
	2	0.33	90	9	0
	3	0.29	0	0	0
	6	0.038	0	0	57
P-VRI	1	1.14	66	4	0
	2	1.14	4	66	0
	3	0.34	0	0	100
	5	0.18	0	30	0
	6	0.18	30	0	0
C-VRI	1	1.62	63	5	0
	2	1.62	5	63	0
	3	0.48	0	0	100
	5	0.18	0	32	0
	6	0.18	32	0	0

El peso propio de la estructura que soporta cada aislador es de 5 tonf. En la figura 2.27, se pueden ver las curvas fuerza-deformación de los aisladores ISO3D-A para los niveles de aislación estudiados. Dado que se usará acero ASTM A232 en los resortes, la tensión máxima de corte no debe superar las 10 tonf/cm<sup>2</sup>. La figura muestra la estimación de las tensiones máximas y rigidez elástica tangente de los dispositivos.

#### 2.4. Reducción en la respuesta: Registros naturales

Los estanques descritos en las secciones 2.3.2.1 y 2.3.2.2: son estructuras relativamente pequeñas y que poseen un anillo de rigidización en las conexiones patas-pared. Este tipo de estructuras presentaron durante el terremoto del Maule, en muchos casos,

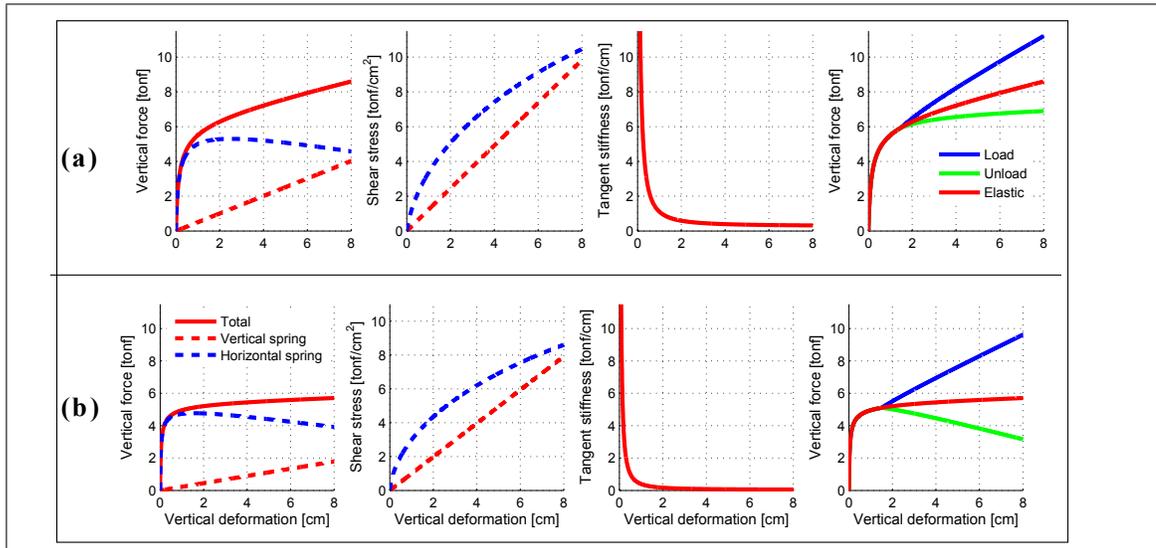


Figura 2.27. Aisladores ISO3D-A, constitutiva elástica, tensiones máximas y rigidez tangente: (a) P-VRI; (b) C-VRI

Tabla 2.6. Parámetros aisladores estanque 6 patas

	Tipo resorte	Cantidad resortes	$k_s$ [tonf/cm]	$k_d^l$ [tonf/cm]	$k_d^l$ [tonf/cm]	$u_0$ [cm]	$k_e$ [tonf/cm]
P-VRI	Compresión	1	0.50	0.40	-0.26	2.5	-
	Tracción	2	0.11	-	-	-	1.91
C-VRI	Compresión	1	0.22	0.60	-0.39	4.5	-
	Tracción	2	0.09	-	-	-	0.92

pandeo elástico en la parte superior de las patas (Sandoval, 2011), (E. González et al., 2014). Suponiendo que se producirá este tipo de falla, se puede estimar si esta ocurrirá o no mediante la obtención de combinaciones corte-carga axial en la base de los apoyos. Se han propuesto curvas de interacción para las patas de este tipo de estructuras (Ashraf et al., 2008). De esta forma, mediante análisis tiempo historia (lineales o no-lineales) se podrá determinar una posible falla, un factor de seguridad (FS) y un factor de reducción en la respuesta (RRF, *response reduction factor*):

$$\text{RRF} = 1 - \frac{\max(|X^{(\text{ISO})}(t)|)}{\max(|X^{(\text{FB})}(t)|)} \quad (2.29)$$

Donde  $X^{(\text{ISO})}(t)$  representa la cantidad de interés para el modelo aislado, ya sea la intensidad de corte vectorial  $V(t)$  o esfuerzo axial  $N(t)$ ; y  $X^{(\text{FB})}(t)$  es la misma cantidad analizada pero en condición de base fija.

Se realizaron 8 análisis tiempo historia lineales (condición base fija) y 16 análisis tiempo historia no lineales (P-VRI y C-VRI) tanto para el estanque de 4 patas como para el de 6. Se usaron 8 registros del terremoto del Maule (Boroschek et al., 2010), tomando en consideración las tres componentes. En la figura 2.28 se muestran la componente transversal de los registros usados. En la figura 2.29 se pueden ver los espectros de pseudoaceleración para un factor de amortiguamiento crítico de  $\xi = 5\%$ , para las tres componentes de cada registro.

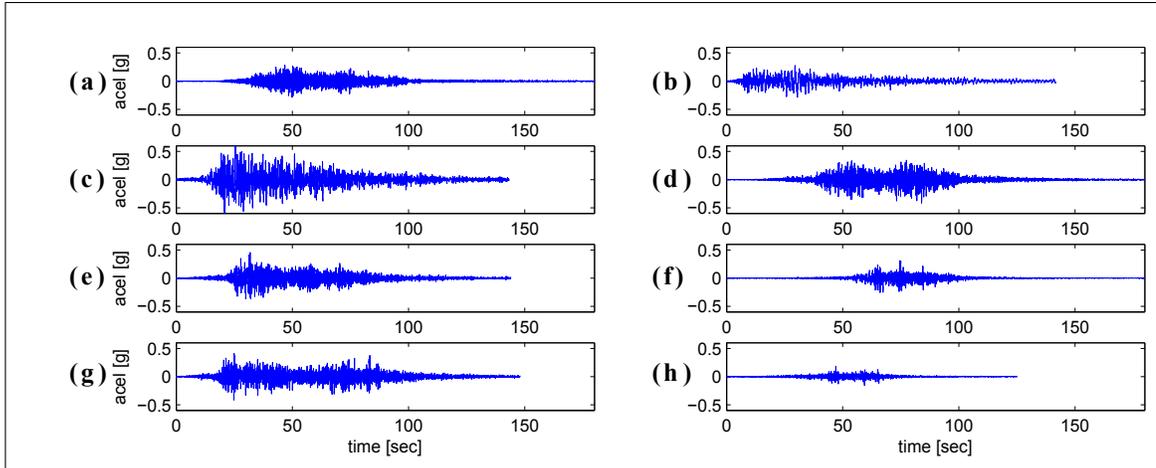


Figura 2.28. Componente transversal terremoto del Maule: (a) Angol; (b) Concepción; (c) Constitución; (d) Curicó; (e) Hualañe; (f) Santiago Centro; (g) Talca; (h) Viña

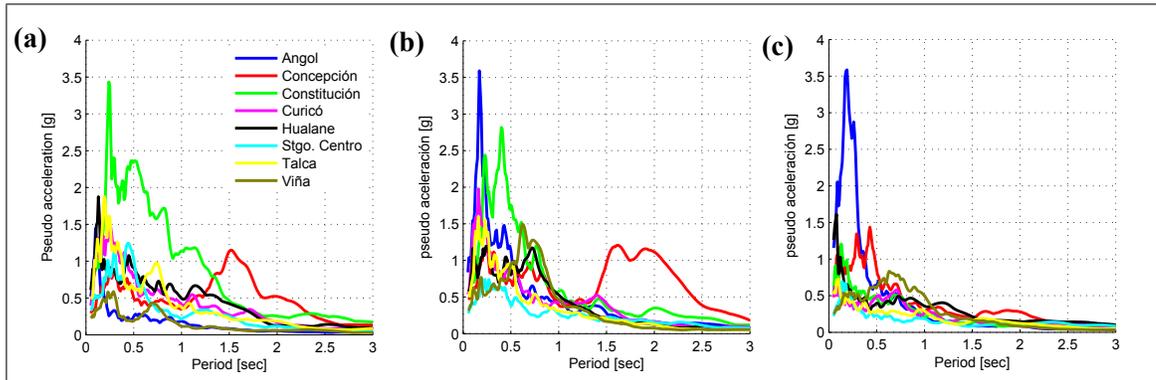


Figura 2.29. Espectros de pseudoaceleración  $\xi = 5\%$  terremoto Maule componentes: (a) transversal; (b) longitudinal; y (c) vertical

#### 2.4.1. Reducción en el estanque de 4 patas

La figura 2.30 muestra la respuesta del modelo del estanque de vino de 4 patas en condición P-VRI, sometido al registro de Curicó. En esta se muestran las historias de deformación vertical de los aisladores 1 y 2 (figura 2.21) y la relación fuerza axial vs deformación vertical de cada dispositivo. En la figura 2.31 se comparan las historias de corte en la base de la pata 1 para condición con y sin aisladores. También se muestran las combinación de corte-fuerza axial. En la ilustración se han representado las superficies de resistencia última para dos espesores de placa:  $t = 1.5$  mm (valor usado en los modelos) y 2.0 mm. Para la condición de base fija se puede apreciar que se necesita un espesor de aproximadamente  $t = 2.0$  mm para evitar la falla por pandeo local de la pata. Esto explica por qué muchos estanques similares presentaron falla por pandeo local durante el terremoto del Maule. Los aisladores reducen significativamente tanto la carga axial como el corte, asegurando comportamiento elástico del estanque para las placas usadas en la manufactura de los estanques. Si se usa el sistema de aislamiento, de manera conservadora se pueden usar espesores de placa de  $t = 1.5$  mm.

En la tabla 2.7 se muestran los porcentajes de reducción en las solicitaciones de la base de las patas 1 y 2, así como el factor de seguridad del apoyo más solicitado. En promedio la reducción en la carga axial obtenida fue de 70.5% y la de corte 67%. Si se comparan estos porcentajes con los obtenidos usando aislación lateral lineal (Almazán et al., 2007)

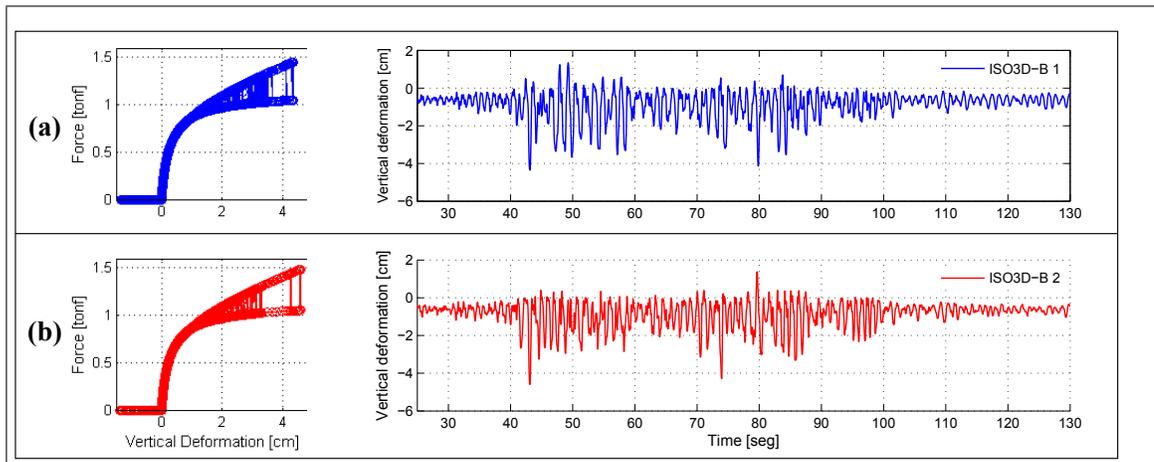


Figura 2.30. Respuesta del modelo de estanque de 4 patas sometido al registro de Curicó, relación fuerza deformación e historia de deformación vertical : (a) aislador 1; y (b) aislador 2

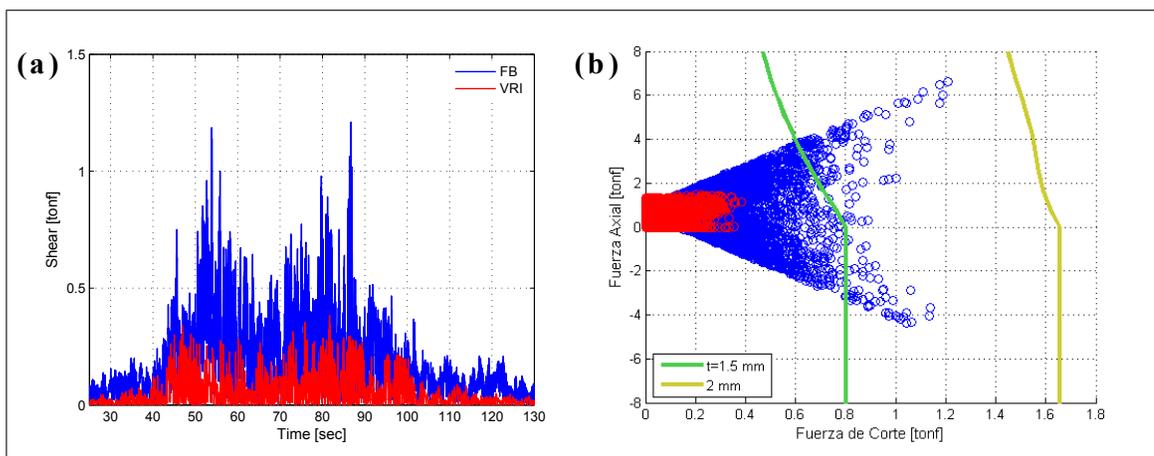


Figura 2.31. Historia ISO3D-B registro Curicó: (a) corte; y (b) interacción corte-fuerza axial

se concluye que este sistema de aislamiento propuesto produce reducciones comparables a los típicos mediante flexibilización horizontal (entre 20% al 79%) y a los de aislación VRI lineal (entre 31% al 91%). Es importante destacar que en promedio los factores de reducción son similares entre P-VRI y C-VRI, aunque siempre mayor en este último. En casi todos los registros empleados las reducciones fueron mayores al 50%, menos para el registro de Concepción, cuya aceleración espectral es elevada en los períodos de aislamiento propuesto.

Tabla 2.7. Reducción carga axial y corte en la base de las patas 1 y 2. Estanque de 4 patas

Registro	Axial pata 1		Axial pata 2		Corte pata 1		Corte pata 2		FS	
	P-VRI	C-VRI	P-VRI	C-VRI	P-VRI	C-VRI	P-VRI	C-VRI	P-VRI	C-VRI
Angol	0.89	0.91	0.57	0.64	0.87	0.96	0.82	0.90	2.53	5.84
Concepción	0.44	0.51	0.35	0.46	0.28	0.41	0.17	0.32	1.19	1.38
Constitución	0.74	0.75	0.78	0.80	0.73	0.74	0.77	0.78	1.49	1.51
Curicó	0.79	0.80	0.72	0.78	0.64	0.76	0.67	0.76	2.45	2.57
Hualane	0.71	0.78	0.69	0.75	0.57	0.68	0.62	0.75	1.55	2.03
Santiago Centro	0.68	0.72	0.66	0.73	0.57	0.85	0.61	0.87	10.74	9.56
Talca	0.77	0.81	0.86	0.88	0.82	0.87	0.83	0.91	2.00	2.69
Viña el salto	0.45	0.60	0.57	0.66	0.34	0.66	0.41	0.58	8.46	8.85
Promedio	0.68	0.73	0.65	0.71	0.60	0.74	0.61	0.73	3.80	4.3

#### 2.4.2. Reducción en el estanque de 6 patas

La figura 2.32 muestra la historia de fuerza axial y deformación de los aisladores ISO3D-A 1 y 2 sometidos al registro de Curicó. La figura 2.33(a) muestra comparativamente la historia de corte en la base de la pata 2 para condición FB y C-VRI. En la figura 2.33(b) se puede ver la historia de combinaciones de carga axial y corte. Se han representado las superficies de resistencia última para dos espesores de placa:  $t = 3$  mm (valor de diseño) y  $t = 4.5$  mm, además se ha limitado la fuerza de tracción en los anclajes a 10 tonf. Para la condición base fija se puede apreciar que se necesita un espesor de aproximadamente  $t = 5$  mm para evitar la falla por pandeo local, mientras que mediante el uso de aisladores solo es necesario el uso de placas de espesor  $t = 3$  mm.

En la tabla 2.8 se muestran los porcentajes de reducción en las solicitaciones de la base de las patas 1 y 2, así como el factor de seguridad del apoyo más solicitado. En promedio la reducción en la carga axial obtenida fue de 70.5% y la de corte 67%. Nuevamente, las reducciones son comparables a los típicos sistemas de aislación mediante flexibilización horizontal. Al igual que en estanque de 4 patas en promedio los factores de reducción son muy similares entre P-VRI y C-VRI, aunque mayores en la condición más flexible.

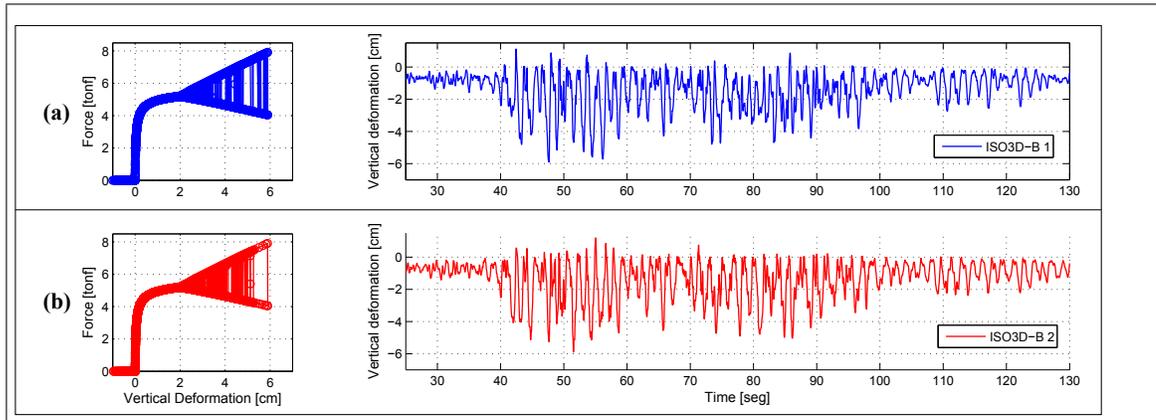


Figura 2.32. Respuesta del modelo de estanque de 4 patas sometido al registro de Curicó, relación fuerza deformación e historia de deformación vertical : (a) aislador 1; y (b) aislador 2

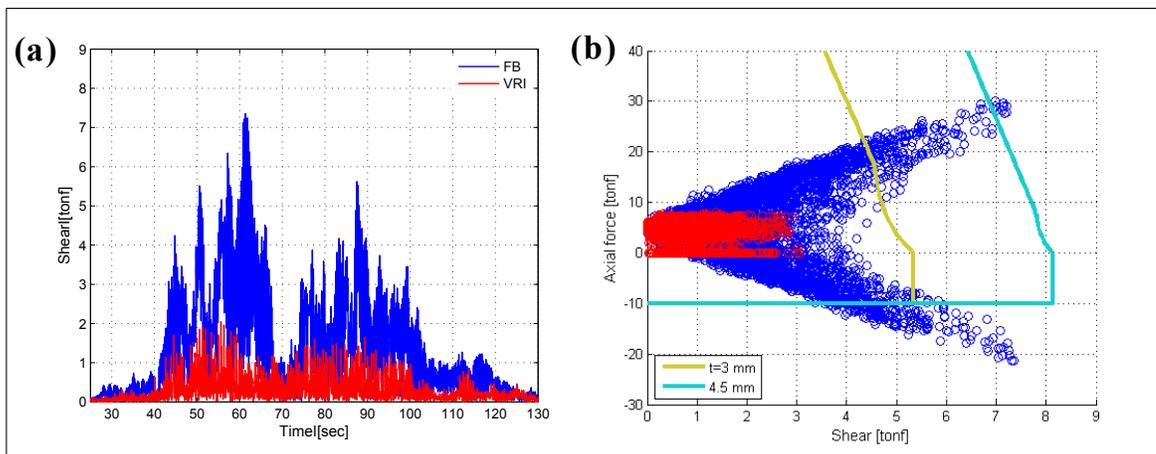


Figura 2.33. Historia ISO3D-A registro Curicó: (a) corte; y (b) interacción corte-fuerza axial

## 2.5. Análisis de fragilidad

Para la construcción de las curvas de fragilidad se utilizaron dos sets de registros: (i) registros naturales; y (ii) registros artificiales. Para ambos casos la medida de intensidad considerada fue la máxima aceleración del suelo. Si bien es posible usar otras medidas de intensidad (Murotsu et al. (1994), Park et al (1985), Esteva et al (2001), Neves et al. (2008)), como la máxima velocidad del suelo o la pseudo aceleración espectral en el

Tabla 2.8. Reducción carga axial y corte en la base de las patas 1 y 2. Estanque de 6 patas

Registro	Axial pata 1		Axial pata 2		Corte pata 1		Corte pata 2		FS	
	P-VRI	C-VRI	P-VRI	C-VRI	P-VRI	C-VRI	P-VRI	C-VRI	P-VRI	C-VRI
Angol	0.75	0.78	0.62	0.70	0.66	0.72	0.66	0.72	10.25	11.25
Concepción	0.39	0.44	0.38	0.48	0.13	0.28	0.13	0.28	1.11	1.28
Constitución	0.77	0.78	0.73	0.78	0.80	0.83	0.80	0.83	1.72	1.99
Curicó	0.57	0.64	0.67	0.74	0.66	0.72	0.66	0.72	7.19	9.43
Hualane	0.66	0.73	0.57	0.71	0.52	0.65	0.52	0.65	4.46	3.98
Santiago Centro	0.47	0.52	0.74	0.78	0.71	0.77	0.71	0.77	8.91	10.76
Talca	0.73	0.78	0.64	0.73	0.68	0.77	0.68	0.77	1.93	2.89
Viña el salto	0.60	0.68	0.55	0.64	0.52	0.60	0.52	0.60	9.93	11.30
Promedio	0.62	0.67	0.61	0.69	0.59	0.66	0.59	0.67	5.69	6.61

período fundamental de la estructura, se espera que los resultados obtenidos no se vean afectados por esta elección.

Las curvas de fragilidad fueron construidas mediante simulaciones numéricas, determinando el número relativo de veces que el estado límite de la estructura es superado para un determinado valor de la medida de intensidad. Para cada condición de apoyo, se seleccionaron 20 valores de aceleración máxima espaciados linealmente. El escalamiento es efectuado tomando en cuenta el PGA horizontal vectorial:

$$PGA_{vec} = \max \left( \sqrt{\ddot{u}_{gx}^2(t) + \ddot{u}_{gy}^2(t)} \right) \quad (2.30)$$

Donde  $\ddot{u}_{gx}$  y  $\ddot{u}_{gy}$  es la aceleración del suelo aplicada en los ejes X- e Y-, respectivamente. La componente vertical de los registros  $\ddot{u}_{gz}$  es escalada por el mismo factor.

### 2.5.1. Set de registros naturales

Para evaluar el desempeño de los estanques se usaron 22 registros con tres componentes. Los registros escogidos provienen de cuatro eventos: Terremoto del Maule de 2010 (Boroschek et al., 2010), Terremoto de Tocopilla de 2007 (Boroschek, Soto, & Leon, 2007), Terremoto de Tarapacá de 2005 (Boroschek, Soto, & Leon, 2005) y Terremoto de Algarrobo de 1985 (Díaz Labbé, 2009); todos importantes para el territorio chileno. La

magnitud de los eventos fue  $M_w=8.8$ ,  $M_w=7.8$ ,  $M_w=7.7$  y  $M_w=7.8$  respectivamente. Las aceleraciones máximas horizontales varían entre 0.3g a 0.93g, mientras que la verticales lo hacen entre 0.16g a 0.87g. La tabla 2.9 muestra los registros usados, el evento correspondiente y el PGA de cada componente.

Tabla 2.9. Set de registros naturales análisis de fragilidad

Estación	Evento	$M_w$	Componente	PGA [g]	Estación	Evento	$M_w$	Componente	PGA [g]
Viña El Salto	Terremoto del Maule	8.8	NS	0.35	Llolleo	Terremoto del Maule	8.8	Longitudinal	0.32
			EW	0.34				Transversal	0.56
			Vertical	0.26				Vertical	0.70
Santiago Maipú	Terremoto del Maule	8.8	Longitudinal	0.56	Curció	Terremoto del Maule	8.8	NS	0.47
			Transversal	0.48				EW	0.41
			Vertical	0.24				Vertical	0.20
Hualañe	Terremoto del Maule	8.8	Longitudinal	0.39	Talca	Terremoto del Maule	8.8	Longitudinal	0.48
			Transversal	0.46				Transversal	0.42
			Vertical	0.39				Vertical	0.24
Constitución	Terremoto del Maule	8.8	Longitudinal	0.55	Angol	Terremoto del Maule	8.8	Longitudinal	0.93
			Transversal	0.64				Transversal	0.68
			Vertical	0.35				Vertical	0.28
Matanzas	Terremoto del Maule	8.8	Longitudinal	0.34	Concepción	Terremoto del Maule	8.8	Longitudinal	0.40
			Transversal	0.31				Transversal	0.29
			Vertical	0.23				Vertical	0.40
Papudo	Terremoto del Maule	8.8	Longitudinal	0.30	Llayllay	Terremoto Algarrobo	7.8	190 grados	0.35
			Transversal	0.42				280 grados	0.47
			Vertical	0.16				Vertical	0.23
Llolleo	Terremoto Algarrobo	7.8	10 grados	0.71	Melipilla	Terremoto Algarrobo	7.8	0 grados	0.69
			100 grados	0.44				90 grados	0.53
			Vertical	0.87				Vertical	0.25
San Felipe	Terremoto Algarrobo	7.8	170 grados	0.31	San Isidro	Terremoto Algarrobo	7.8	0 grados	0.72
			80 grados	0.43				90 grados	0.71
			Vertical	0.20				Vertical	0.40
Mejillones	Terremoto Tocopilla	7.7	NS	0.42	Tocopilla SQM	Terremoto Tocopilla	7.7	Longitudinal	0.50
			EW	0.40				transversal	0.59
			Vertical	0.36				Vertical	0.57
Tocopilla puerto	Terremoto Tocopilla	7.7	NS	0.34	Cuya	Terremoto Tarapacá	7.8	Longitudinal	0.43
			EW	0.35				transversal	0.45
			Vertical	0.16				Vertical	0.25
Pica	Terremoto Tarapacá	7.8	NS	0.34	PoconChile	Terremoto Tarapacá	7.8	NS	0.33
			EW	0.35				EW	0.39
			Vertical	0.16				Vertical	0.22

### 2.5.2. Registros artificiales

También se realizó el análisis de fragilidad mediante la elaboración de registros sintéticos compatibles con un espectro de pseudo aceleración. Si bien existen normas chilenas que proponen espectros para el análisis de estructuras aisladas, NCh2754 (2003a), estos solo son en la componente horizontal. La norma de instalaciones industriales, NCh2369

(2003b), propone un espectro vertical que se obtiene al multiplicar por un factor de escala el espectro horizontal. Sin embargo, los autores han considerado que este espectro no es representativo de los registros naturales usados.

Por las razones descritas, se propone el uso de un espectro tipo Newmark-Hall. Para ello se determinó la forma espectral promedio de los registros naturales descritos en la tabla 2.9, diferenciando entre registros horizontales y verticales. Finalmente se ajustó un espectro mediante mínimos cuadrados. La figura 2.34 muestra el espectro horizontal y vertical usado para construir los 22 tríos registros artificiales. La forma espectral horizontal obtenida es similar a la propuesta por la norma NCh2745 para suelo tipo I. La figura 2.35 muestra el espectro promedio de los registros artificiales creados.

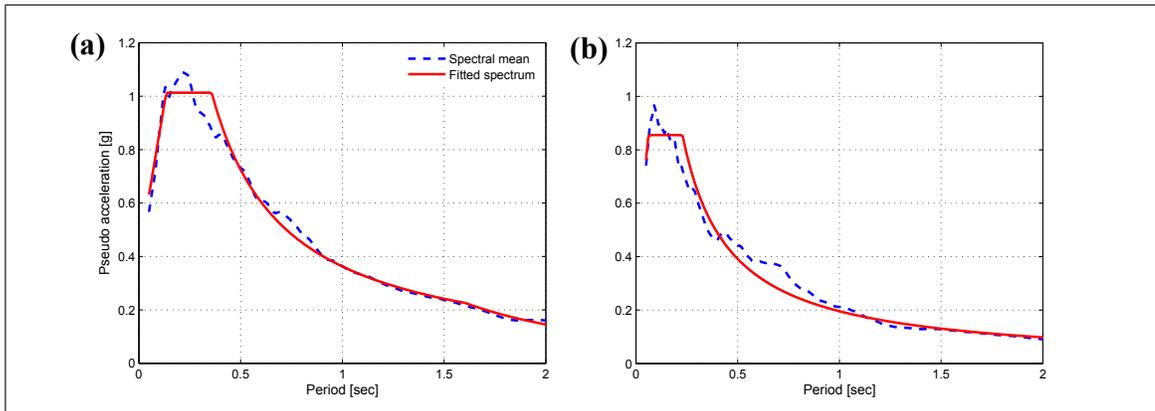


Figura 2.34. Ajuste espectral: (a) espectro horizontal; y (b) espectro vertical

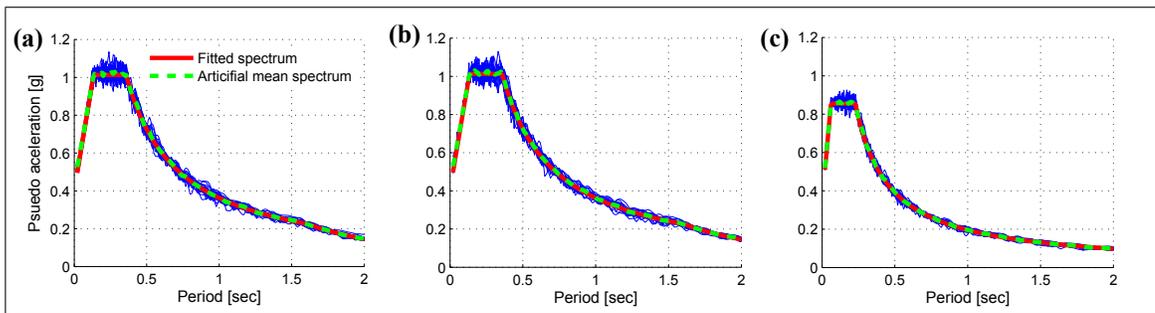


Figura 2.35. Espectro registros artificiales: (a) transversal; (b) longitudinal; y (c) vertical

### 2.5.3. Criterio de falla y modelo de fragilidad

Dado que la curva de fragilidad es definida como la probabilidad de exceder un estado límite, es necesario definirlo:

- (i) Existen combinaciones de carga axial y corte en la base de las patas que producen pandeo elásticos del elemento estructural (Ashraf et al., 2008)
- (ii) Una deformación excesiva en algún aislador: (a) Las tensiones generadas en los resortes exceden el régimen elástico, haciendo difícil predecir el comportamiento del dispositivo; (b) La deformación excede el 55% de la altura inicial del aislador.

Para este estudio no fue necesario definir varios niveles de daño, pues el pandeo elástico implica problemas de control en el sistema estudiado. Por ello se consideró suficiente definir solo un estado de límite: falla o no falla. De esta manera se define la variable aleatoria  $C$ :

$$C \begin{cases} = 1 & \text{si } G(N, M_y, M_z) \geq 1 \quad \text{ó} \quad d_{max}/d_{adm} \geq 1 & \text{(falla)} \\ = 0 & \text{en otro caso} & \text{(no falla)} \end{cases} \quad (2.31)$$

Donde  $G(N, M_y, M_z) \geq 1$  representa alguna combinación de fuerza axial y momentos en la parte superior de las patas que está fuera de la curva de interacción del elemento estructural de apoyo. La expresión  $d_{max}/d_{adm} \geq 1$  implica que la deformación axial de algún aislador superó la deformación admisible.

La probabilidad de falla es estimada contando el número relativo de veces que el estado límite es superado. Lo anterior puede ser expresado mediante la ecuación 2.32, donde  $Q$  está vinculada a un nivel dado de  $PGA_h$ . Luego,  $P_c$  es definida como la probabilidad del evento  $C = 1$  dada una aceleración máxima del suelo  $x$ .

$$P_c = P[C = 1 | Q = x] \quad (2.32)$$

Las curvas de fragilidad, en función del PGA, tienen una forma logarítmica: ecuación 2.33 (Song et al. (1999), Ellingwood et al. (2009)), donde  $\Phi$  representa la función de probabilidad acumulada de una distribución normal. El parámetro  $\mu$  es el valor del PGA que produce la falla en el 50% de los casos analizados.  $\beta$  es la desviación estándar logarítmica del PGA para el estado límite  $C = 1$ . Estos parámetros se encuentran al ajustar una función logarítmica a los resultados obtenidos mediante el uso de la ecuación 2.32.

$$P_c(x) = \Phi \left[ \frac{1}{\beta} \ln \left( \frac{x}{\mu} \right) \right] \quad (2.33)$$

#### 2.5.4. Discusión de los resultados

Las curvas de fragilidad para los dos estanques en estudio fueron obtenidas mediante la metodología descrita en la sección 2.5.3. Se ajustó una función de probabilidad acumulada logarítmica con un intervalo de confianza del 95% a los puntos obtenidos mediante el uso de la ecuación 2.32.

Para el estanque de 4 patas, mediante el uso de registros naturales, se puede observar un aumento significativo en el desempeño de la estructura mediante el uso de aisladores (figura 2.36(a)). Para estanques con base fija, para alcanzar el 50% de probabilidad de falla, es necesario que la aceleración del suelo sea de 0.40g. Para la estructura protegida sísmicamente se necesitan aceleraciones de suelo del orden de 1.21g y 1.05g para condición C-VRI y P-VRI respectivamente. Es importante destacar que el diseño de los aisladores ISO3D-B, en cuanto a tensiones desarrolladas en los resortes, permite deformaciones mayores al 55% de la altura inicial del dispositivo. Este último es el criterio de falla que prevalece en este análisis ( $d_{adm} = 8$  cm). Esto explica por qué la curva asociada

a la condición P-VRI requiere un mayor PGA para producir la misma probabilidad de falla (los aisladores son más rígidos y poseen mayor capacidad para una misma deformación).

En cuanto a la probabilidad media de falla, las diferencias entre los análisis mediante el empleo de registros naturales y artificiales son importantes (para registros artificiales, FB: 0.38g; C-VRI: 0.97g; y P-VRI: 0.89g). Se aprecia un cambio importante en el rango asociado a las probabilidades de falla en donde  $0 < P_c < 1$ . El rango menor, cuando se usan registros artificiales, se explica por la menor variabilidad que existe al producirlos usando solo un espectro de pseudo aceleración. Si bien el espectro promedio es muy similar, los registros individuales generan espectros distintos entre sí (figura 2.29).

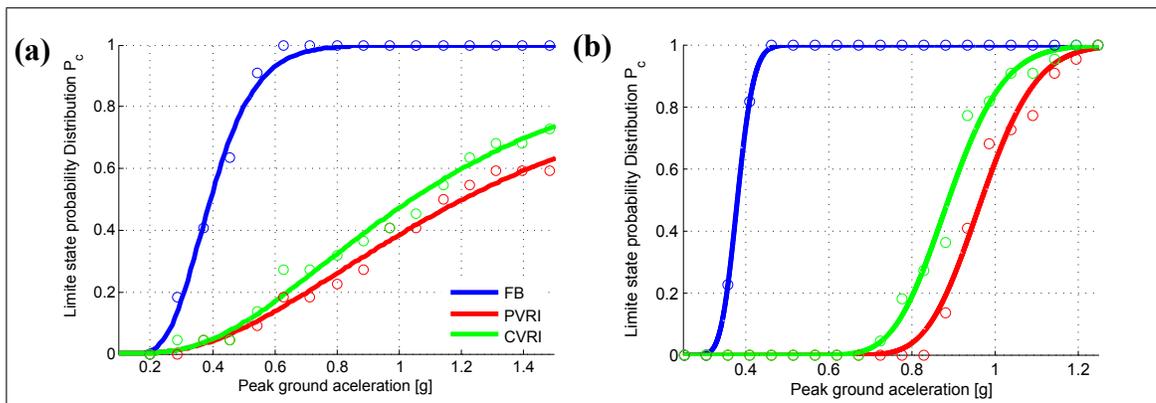


Figura 2.36. Curvas de fragilidad estanque 4 patas: (a) registros naturales; y (b) registros artificiales

El mejoramiento en el desempeño también es importante para el estanque de 6 patas. La probabilidad media de falla mediante el uso de registros naturales para las condiciones FB, P-VRI y C-VRI se produce para un PGA de 0.47g, 0.95g y 1.00g respectivamente (figura 2.37(a)). A diferencia de los aisladores dispuestos en el estanque pequeño, la deformación máxima admisible de los aisladores ISO3D-A está determinada por las tensiones que se producen en los resortes. Para la condición P-VRI la deformación permitida es de  $d_{adm} = 8$  cm, mientras que para la condición C-VRI es de  $d_{adm} = 10$  cm. Lo anterior explica por qué la curva que representa el aislamiento completo está un poco más a la derecha respecto a la de aislamiento parcial.

De manera análoga al estanque de 4 patas, el rango en donde  $0 < P_c < 1$  es menor para el análisis mediante el uso de registros artificiales (figura 2.37(b)). La probabilidad de falla media para este último tipo de registros es, FB: 0.38g; P-VRI: 0.68 ; C-VRI: 0.81. La tabla 2.10 resume los resultados obtenidos para los dos estanques estudiados.

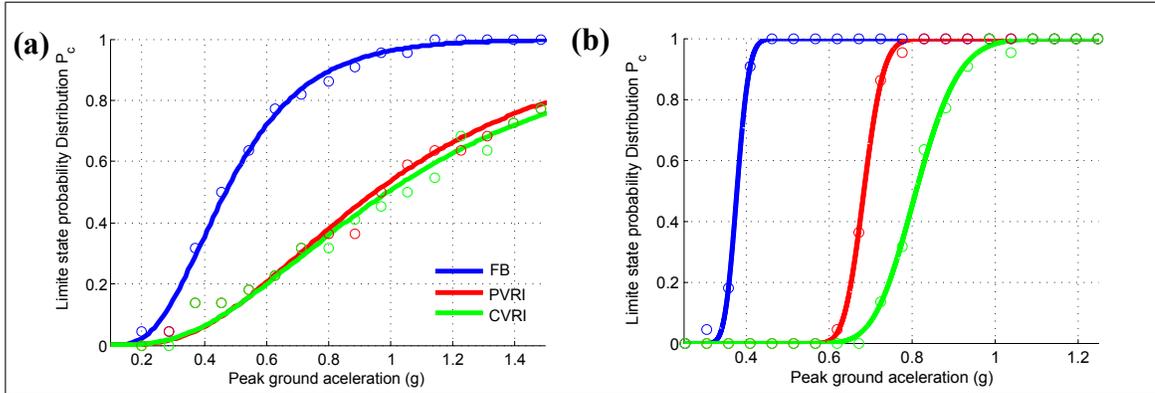


Figura 2.37. Curvas de fragilidad estanque 6 patas: (a) registros naturales; y (b) registros artificiales

Tabla 2.10. PGA probabilidad media de falla

Modelo	Condición	Tipo Registro	PGA [g] probabilidad media de falla
Estanque 4 patas	FB	Naturales	0.40
		Artificiales	0.38
	P-VRI	Naturales	1.21
		Artificiales	0.97
	C-VRI	Naturales	1.05
		Artificiales	0.89
Estanque 6 patas	FB	Naturales	0.47
		Artificiales	0.38
	P-VRI	Naturales	0.95
		Artificiales	0.68
	C-VRI	Naturales	1.00
		Artificiales	0.81

La importante reducción que produce la incorporación de aislamiento sísmico se puede atribuir a tres factores: (i) El cambio en el período fundamental de la estructura. Estructuras con períodos entre 0.2 y 0.5 segundos (condición FB) tienen asociadas pseudo aceleraciones mayores, tanto para registros artificiales como naturales (excepto registro Concepción). Esto genera que las solicitaciones en este tipo de condición sean mayores en relación a estanques aislados, cuyos períodos fundamentales en este estudio están entre los 0.9 a 1.62 segundos. (ii) La disipación de energía que producen los aisladores. El amortiguamiento equivalente del sistema aislado es de aproximadamente 10% para los tres primeros modos. Mayor al 5% asociado a los de vibración lateral de estanques con base fija. (iii) Al aislar la estructura mediante dispositivos ISO3D cambia radicalmente la manera en que esta responde dinámicamente. Al cambiar de una respuesta esencialmente horizontal a un comportamiento gobernado por el *rocking* hace que las solicitaciones de corte y fuerza axial de las patas descienda drásticamente.

### 3. CONCLUSIONES

La efectividad del sistema de aislamiento tridimensional aplicado a dos tipos de estanques para almacenar vino (uno de cuatro patas y capacidad de 3.000 litros, y otro de seis apoyos y capacidad de 30.000 litros) ha sido evaluada. El desempeño sísmico fue analizado mediante dos metodologías: (i) calculando la reducción en la respuesta tiempo-historia; y (ii) realizando un análisis probabilístico de fragilidad. Se analizaron, numérica y experimentalmente, dos posibles realizaciones de los dispositivos de aislación: ISO3D-A e ISO3D-B; logrando dos niveles de aislación sísmica: parcial y completa. Los análisis desarrollados han mostrado que el sistema de aislación permite reducir considerablemente la demanda sísmica sobre la estructura. Las siguientes conclusiones están basadas en los resultados presentados en este trabajo:

Las relaciones fuerza-deformación axial propuestas para los aisladores fue validada numérica y experimentalmente. Lo mismo ocurre con las ecuaciones utilizadas para calcular las rigideces y tensiones producidas en los elementos flexibles y de disipación en el dispositivo.

Los análisis tiempo-historia de estanques en condición base fija muestran una demanda excesiva para estanques de apoyo discontinuo. Esto explica por qué muchas estructuras de este tipo presentaron fallas durante el terremoto del Maule.

Si se asume que la falla en estanques de almacenaje de vino de apoyo discontinuo puede predecirse al analizar las combinaciones de carga axial y de corte, el sistema de aislamiento tridimensional propuesto es una herramienta efectiva para reducir las solicitudes sobre los elementos de apoyo. Para estanques de cuatro patas, en condición PVRI se lograron reducciones de carga axial y corte (o momento), en promedio de 67% y 61% respectivamente. Para condición CVRI las reducciones fueron de 72% y 74%. Para el estanque de seis patas las reducciones para condición PVRI fueron en promedio de 61% y 59%, mientras que para condición CVRI las reducciones promedio fueron de 68% y 67%. Todos estos factores de reducción obtenidos permiten concluir que el sistema de aislación

propuesto produce disminuciones en la respuesta comparables a los típicos sistemas de flexibilización horizontal.

Los análisis de fragilidad realizados, mediante el empleo de registros naturales y artificiales son consistentes entre sí. Una de las más importantes diferencias radica en la dispersión de resultados obtenidos al usar los primeros, pues se evidencia la variabilidad de frecuencias predominantes de cada registro. En general, las reducciones en la probabilidad media de falla son importantes. Para estanques de 3.000 litros de capacidad, sometidos a registros naturales, el PGA que produce que el 50% de los estanques falle aumenta en promedio un 282.5% en relación a estanques en condición de base fija. Para estanques de 30.000 litros el aumento en la medida de intensidad es de 207.5%. Es importante destacar que las fallas en condiciones aisladas se producen por excesivas deformaciones en los aparatos y no por fallas en los estanques. Por esta razón se deben optimizar los diseños de aisladores y buscar configuraciones geométricas y de materialidad que produzcan un mejor desempeño.

#### **4. TRABAJO FUTURO**

El tema desarrollado en el presente trabajo abre algunas posibilidades para futuras investigaciones, tanto en relación a aislamiento sísmico como a reducción de vibraciones en general. Algunas propuestas se describen a continuación:

Si bien el trabajo numérico y experimental permite validar el sistema propuesto, es esencial hacerlo experimentalmente bajo excitación dinámica. Actualmente en la Pontificia Universidad Católica de Chile, existe infraestructura para desarrollar ensayos en mesa vibradora a escala real para estanques de cuatro patas. En dicho procedimiento es posible medir reducciones en aceleración absoluta, presiones y esfuerzos en distintas partes de la estructura.

El análisis numérico y experimental no debe ser limitado a estructuras de almacenaje. Es posible implementar el sistema a equipos pesados de gran valor y medir el desempeño estructural tanto en condición base fija como con aislamiento tridimensional. Caracterizando probabilísticamente la eventual falla e impacto a nivel social y/o de procesos productivos.

Estudiar alternativas en la configuración y materialidad de los elementos que brindan flexibilidad y resistencia en los aisladores. Una idea es reemplazar los resortes de tracción por anillos de goma. Esta opción ha sido evaluada y su potencialidad es importante. Con este cambio, el costo en la producción bajaría, y el desempeño mejoraría al agregar mayor disipación de energía por los ciclos histeréticos que posee el material. También se deben evaluar otras configuraciones en el dissipador vertical. Estudiar otras geometrías compatibles con el diseño espacial de los dispositivos, que permitan una fácil construcción e implementación.

Finalmente, lograr dispositivos óptimos en su materialización y funcionamiento para producirlos a nivel comercial. De esta manera habilitar una alternativa real de protección sísmica para estructuras de gran valor por sí mismas o por su contenido.

## BIBLIOGRAFÍA

- Abalı, E., & Uçkan, E. (2010). Parametric analysis of liquid storage tanks base isolated by curved surface sliding bearings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(1), 21–31.
- Almazán, J. L., Cerda, F. A., De la Llera, J., & López-García, D. (2007). Linear isolation of stainless steel legged thin-walled tanks. *Engineering structures*, 29(7), 1596–1611.
- Ashraf, M., Gardner, L., & Nethercot, D. (2006). Compression strength of stainless steel cross-sections. *Journal of Constructional Steel Research*, 62(1), 105–115.
- Ashraf, M., Gardner, L., & Nethercot, D. A. (2008). Structural stainless steel design: Resistance based on deformation capacity. *Journal of structural engineering*.
- Benuska, L. (1990). *Loma prieta earthquake reconnaissance report*. Earthquake Engineering Research Institute.
- Boroschek, R., Soto, P., & Leon, R. (2005). Terremoto de tarapacá 13 de junio de 2005. *Red Nacional de Acelerógrafos del Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Informe RENADIC*.
- Boroschek, R., Soto, P., & Leon, R. (2007). Terremoto del norte de Chile 14 de noviembre de 2007  $m=7.7$  informe preliminar nº4. *Red Nacional de Acelerógrafos del Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Informe RENADIC*.
- Boroschek, R., Soto, P., & Leon, R. (2010). Registros del terremoto del Maule  $m_w=8.8$  27 de febrero de 2010. *Red Nacional de Acelerógrafos del Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Informe RENADIC*, 10(05), 100.
- Cho, K. H., Kim, M. K., Lim, Y. M., & Cho, S. Y. (2004). Seismic response of base-isolated liquid storage tanks considering fluid–structure–soil interaction in time domain. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(11), 839–852.

- Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of structures* (Vol. 3). Prentice Hall New Jersey.
- Clough, R., & Penzien, J. (1993). *Dynamics of structures*. McGraw-Hill.
- Colombo, J., & Almazán, J. (2015). Seismic reliability of continuously supported steel wine storage tanks retrofitted with energy dissipation devices. *Engineering Structures*, 98, 201–211.
- Cooper, D. (2004). A history of steel tank structural design. *Wine Business Monthly*.
- Curadelli, O. (2011). Seismic reliability of spherical containers retrofitted by means of energy dissipation devices. *Engineering Structures*, 33(9), 2662–2667.
- Díaz Labbé, F. (2009). *Consolidado sismo destructivo del 3 de marzo de 1985*.
- Ellingwood, B. R., & Kinali, K. (2009). Quantifying and communicating uncertainty in seismic risk assessment. *Structural Safety*, 31(2), 179–187.
- Esteva, L., Díaz-López, O., & Garcia-Pérez, J. (2001). Reliability functions for earthquake resistant design. *Reliability Engineering & System Safety*, 73(3), 239–262.
- Gardner, L., & Ashraf, M. (2006). Structural design for non-linear metallic materials. *Engineering Structures*, 28(6), 926–934.
- González, A. (2011). Estudio teórico-experimental de aislamiento sísmico en estanques de acero inoxidable de pared delgada (eaipd) con apoyos.
- González, E., Almazán, J., Beltrán, J., Herrera, R., & Sandoval, V. (2014). Performance of stainless steel winery tanks during the 02/27/2010 maule earthquake. *Engineering Structures*, 56, 1402-1418.
- González Cornejo, A. A., et al. (2009). Estudio teórico-experimental de aislamiento sísmico en estanque de acero inoxidable de pared delgada (eaipd) con apoyos.
- Hardebeck, J. L., Boatwright, J., Dreger, D., Goel, R., Graizer, V., Hudnut, K., . . . others (2004). Preliminary report on the 22 december 2003, m 6.5 san simeon, california earthquake. *Seismological Research Letters*, 75(2), 155–172.
- IDIA. (1987). El sismo de caucete, san juan, argentina, del 23 de noviembre de 1977 y la seguridad que proveen las normas sismoresistentes. In *Seminario internacional de preparación para atención de catástrofes*.
- Liu, D., & Lin, P. (2009). Three-dimensional liquid sloshing in a tank with baffles. *Ocean*

*engineering*, 36(2), 202–212.

- Ljung, L. (1987). System identification: Theory for the user. *PTR Prentice Hall Information and System Sciences Series*, 198.
- Maleki, A., & Ziyaeifar, M. (2007). Damping enhancement of seismic isolated cylindrical liquid storage tanks using baffles. *Engineering Structures*, 29(12), 3227–3240.
- Maleki, A., & Ziyaeifar, M. (2008). Sloshing damping in cylindrical liquid storage tanks with baffles. *Journal of Sound and Vibration*, 311(1), 372–385.
- Malhotra, P. K. (1998). Seismic strengthening of liquid-storage tanks with energy-dissipating anchors. *Journal of structural engineering*, 124(4), 405–414.
- Murotsu, Y., Okada, H., & Shao, S. (1994). Reliability-based design of transmission line structures under extreme wind loads. *Schuëller, Shinozuka, & Yao, eds. Structural Safety & Reliability*, 1675–1681.
- Neves, R. A., Mohamed-Chateauneuf, A., & Venturini, W. S. (2008). Component and system reliability analysis of nonlinear reinforced concrete grids with multiple failure modes. *Structural Safety*, 30(3), 183–199.
- Niwa, A., & Clough, R. W. (1982). Buckling of cylindrical liquid-storage tanks under earthquake loading. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 10(1), 107–122.
- Panchal, V., & Jangid, R. (2008). Variable friction pendulum system for seismic isolation of liquid storage tanks. *Nuclear Engineering and Design*, 238(6), 1304–1315.
- Panchal, V., & Jangid, R. (2012). Behaviour of liquid storage tanks with vcfps under near-fault ground motions. *Structure and Infrastructure Engineering*, 8(1), 71–88.
- Park, Y.-J., Ang, A. H.-S., & Wen, Y. K. (1985). Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering*.
- Pirner, M., & Urushadze, S. (2007). Liquid damper for suppressing horizontal and vertical motionsparametric study. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 95(9), 1329–1349.
- Sandoval, V. (2011). 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.

- Shekari, M., Khaji, N., & Ahmadi, M. (2010). On the seismic behavior of cylindrical base-isolated liquid storage tanks excited by long-period ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(10), 968–980.
- Shigley, E., J, Mischke, R., C, & Brown, H., T. (2004). *Standard handbook of machine design* (3th ed.). McGraw Hill.
- Shrimali, M., & Jangid, R. (2004). Seismic analysis of base-isolated liquid storage tanks. *Journal of Sound and Vibration*, 275(1), 59–75.
- Song, J., & Ellingwood, B. R. (1999). Seismic reliability of special moment steel frames with welded connections: Ii. *Journal of Structural Engineering*, 125(4), 372–384.
- Soni, D., Mistry, B., & Panchal, V. (2011). Double variable frequency pendulum isolator for seismic isolation of liquid storage tanks. *Nuclear Engineering and design*, 241(3), 700–713.
- Standard, C. (2003a). Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. *Instituto Nacional de Normalización, NCh2745-2003*.
- Standard, C. (2003b). Diseo s'ísmico de estructuras e instalaciones industriales. *Instituto Nacional de Normalización, NCh2369-2003*.
- Swan, S. W., Miller, D. D., & Yanev, P. I. (1985). The morgan hill earthquake of april 24, 1984-effects on industrial facilities, buildings, and other facilities. *Earthquake spectra*, 1(3), 457–568.
- Zeinkiewicz, O., Taylor, R., & Zhu, J. (2005). *The finite element method: its basis and fundamentals*. SElsevier Butterworth-Heinemann.