

Estudio parametrico de la respuesta sísmica de estanques elevados de hormigón armado con aislación sísmica en la base

V.I. Fernández-Dávila¹, P. Baquedano², F. Gran³, E.F. Cruz⁴

Trabalho recebido em 30/05/2006 e aprovado para publicação em 26/07/2006.

Resumen

Se presenta el estudio de la respuesta sísmica de estanques elevados de hormigón armado con sistema de aislación basal. Del análisis de sensibilidad de las variables que caracterizan los estanques se definieron modelos paramétricos elásticos a fin de obtener una familia representativa de casos realistas. Este tipo especial de estructura -similar a un péndulo invertido- se discretizó empleando el criterio de masas concentradas y el sistema de aislación se conformó con un anillo rígido que conecta el extremo inferior del fuste con 12 aisladores distribuidos uniformemente. Las cargas sísmicas aplicadas a los modelos estructurales provienen del espectro de diseño de aceleraciones recomendada por la norma NCh 2745 Of. 03. Se observaron las respuestas máximas de los desplazamientos laterales, los esfuerzos de corte y los momentos flectores. El análisis de los resultados permitió observar que los momentos flectores máximos y los esfuerzos de corte máximos equivalen al 50% de tales respuestas máximas obtenidas en sus similares de base fija; del mismo modo, los desplazamientos laterales relativos máximos resultaron inferiores a 1,2% lo que permite inferir que la estructura se desplaza prácticamente como un cuerpo rígido.

Palabras Clave: estanque elevado de agua, dinámica de estructura, acciones sísmicas, aislación sísmica, desplazamientos laterales, fuerzas de corte, momentos flectores.

¹ Prof. Dr, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Central de Chile. Santa Isabel 1186, Casilla 285-v, Agencia Mone-
da, Santiago, Chile. Tel:, Fax: E-mail: vifdavila@ucentral.cl

² Prof. Dr, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Central de Chile. Santa Isabel 1186, Casilla 285-v, Agencia Mone-
da, Santiago, Chile. Tel:, Fax: E-mail: pablobaquedano@mi.cl

³ Prof. Dr, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Central de Chile. Santa Isabel 1186, Casilla 285-v, Agencia Mone-
da, Santiago, Chile. Tel:, Fax: E-mail: fgrans@mi.cl

⁴ Prof. Dr, Depto. Ingeniería Estructural y Geotecnica, Pontificia Universidad Católica de Chile. Casilla 306, Correo
22, Santiago, Chile. Tel:, Fax: E-mail: ecruz@ing.puc.cl

1. Lista de simbolos

- δ : desplazamiento lateral máximo (m).
 ϕ_c : diámetro de la cuba (m).
 ϕ_f : diámetro del fuste (m).
 γ_h : densidad aparente del agua (10·kN/m³).
 d : diámetro del aislador (cm).
 e_c : espesor de la cuba (m).
 e_f : espesor del fuste (m).
 H_t : altura total del estanque (m).
 H_c : altura de la cuba (m).
 H_f : altura del fuste (m).
 H_r : altura del aislador (solo la goma) (cm)
 H_{c1} : altura fija de la cuba (m).
 H_{c2} : altura variable de la cuba (m).
 M_{H_2O} : masa del agua almacenada (kN)
 M_t : masa total de la estructura (kN)
 M : momento volcante máximo (kN·m)
MC: criterio de masa concentrada.
RDE: relación diámetro espesor.
RR: relación altura diámetro.
 T_1 : período fundamental del primer modo (seg).
 T_2 : período fundamental del segundo modo (seg).
 T_3 : período fundamental del tercer modo (seg).
 V : esfuerzo de corte máximo (kN).
Vol: volumen de agua del estanque elevado de agua de hormigón armado (m³).
 W_F : peso del pedestal de soporte o fuste (kN).

2. Introduccion

Chile ha sufrido en muchas ocasiones los devastadores efectos de sismos de gran magnitud, produciendo, como graves consecuencias, la pérdida de vidas humanas y bienes materiales. Sobre la base de experiencias pasadas, debe considerarse como cierta la posibilidad de que el fenómeno se repita en el futuro, con efectos tan catastróficos como en el pasado y tal vez de mayores proporciones. Ante esta posibilidad, es necesario prepararse para enfrentar nuevas amenazas de tal naturaleza, debiéndose adoptar medidas tendientes a evitar o a minimizar los efectos de los sismos que pudieran ocurrir en el futuro (Flores *et al.* 2002).

Hospitales, cuarteles de bomberos, centrales de suministros y telecomunicaciones, cárceles y cualquier tipo de estructura que provea algún suministro importante para la población, requiere permanecer operativa luego de ocurrido un sismo severo, debido a que el cierre temporal puede significar importantes perjuicios en la calidad de vida, así como pérdidas económicas para el sector público y privado.

En este contexto, un tipo de estructura industrial encargada de suministrar el servicio de agua potable a la población es el estanque elevado de agua. En la literatura existen estudios sobre éste tipo especial de estructura continua que considera su base fija y aisladas (Shenton *et al.* 1999). Por otro lado, se sabe que la aplicación de sistemas de aislación sísmica a nivel mundial a concentrado sus esfuerzos en el estudio de estructuras convencionales tipo edificios, por lo que resulta muy atractivo investigar sobre su aplicación en éste tipo especial de estructura continua generalmente considerada rígida (Muñoz *et al.* 2001). En efecto, la aislación sísmica ha tenido una creciente aplicación en edificaciones, en los últimos años, en países que poseen alto riesgo sísmico (Japón, Estados Unidos, Italia, Canadá, Nueva Zelanda). Se comprobó su efectividad durante la ocurrencia de importantes sismos tales como el de Northridge (EE.UU. 1994) y el de Kobe (Japón, 1995), debido a que estas ciudades presentaban un importante número de estructuras que estaban diseñadas con sistemas de aislación friccional y elastomérica (Naeim *et al.* 1999).

El objetivo del trabajo es mostrar los resultados del estudio paramétrico realizado en éste tipo especial de “estructura compuesta” con la finalidad de comprender el comportamiento estructural que posee ante la acción de solicitaciones sísmicas.

3. Metodología

3.1 Tipo de Estructura

Se analizó un estanque elevado de hormigón armado que almacena agua potable y que posee una conexión flexible (sistema de aislación) entre la base de la superestructura y la fundación. El sistema de aislación (Tabla 1) trabaja en rango elástico y está compuesto por aisladores sísmicos que consisten en un conjunto de láminas delgadas de goma intercaladas con placas de acero, las cuales se adhieren a la goma mediante un pegamento epóxico y posterior proceso de vulcanización. Como resultado se obtiene un elemento resistente de baja rigidez horizontal y alta rigidez vertical, logrando desacoplar a la estructura del movimiento sísmico del suelo. Se utilizaron 12 aisladores que se encuentran equidistantes entre sí ubicados en el perímetro del pedestal de soporte o fuste (Fig. 1 y 2).

Tabla 1: Características geométricas y físicas de los estanques

Descripción	Unidad	Goma s/refuerzo	Goma c/refuerzo	Acero
IRHD ¹		45	65	100
σ_t	MN/m ²	28	21	420
σ_u	%	680	420	40
E	MN/m ²	1,9	5,9	210.000
G	MN/m ²	0,54	1,37	81.000
k	MN/m ²	1.000	1.200	176.000
ν		0,4997	0,4997	0,29
Resiliencia	%	80	60	100
V_s	m/s	37	37	5.000

¹ IRHD: International Rubber Hardness (índice de dureza de la goma)

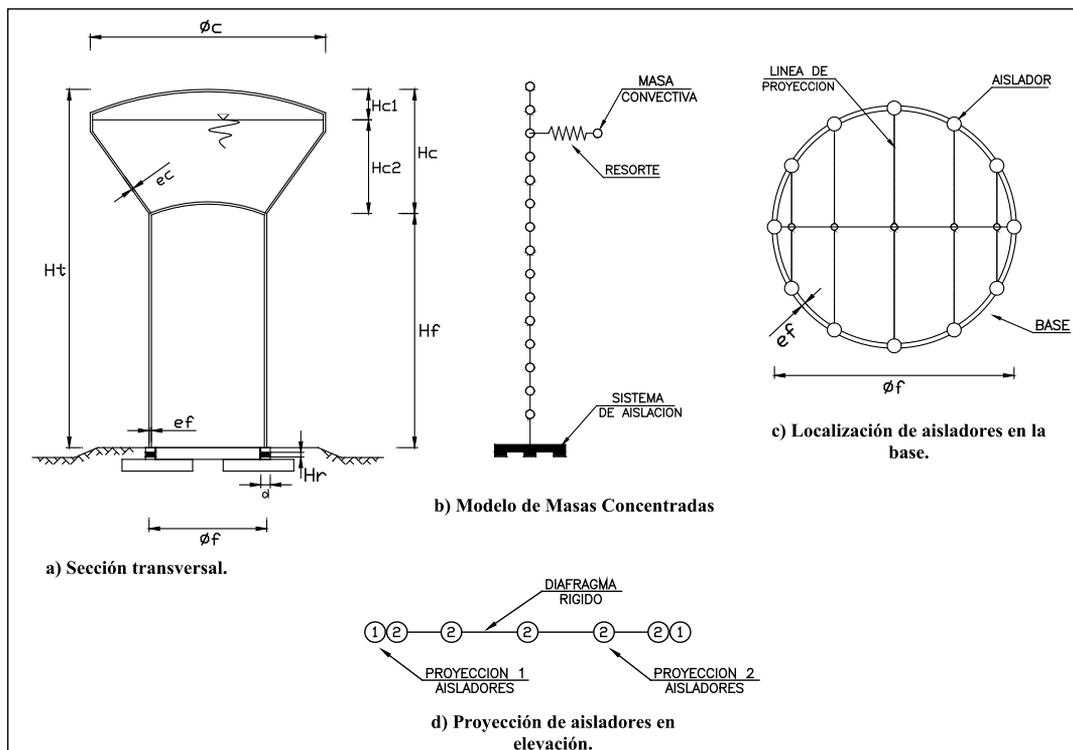


Figura 1: Estanque elevado tipo “composite” y sistema de aislación

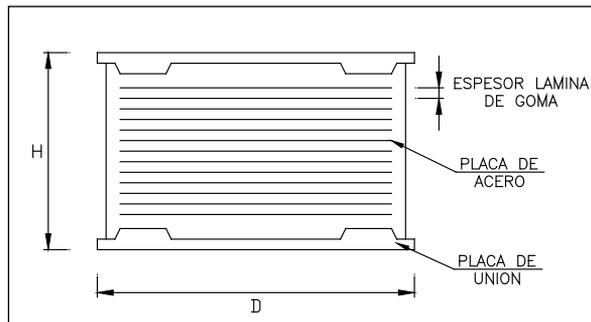


Figura 2: Aislador sísmico elastomérico

La superestructura es el estanque elevado de hormigón armado tipo “composite” (Muñoz *et al.* 2001 y <http://www.quezadayboetsch.cl/Estanques%20de%20agua.htm>) y esta compuesto por dos elementos de sección transversal circular: una base de soporte o fuste y en su parte superior un estanque o cuba. Esta elección se llevó a cabo considerando las construcciones más comunes de estanques elevados en la zona central de Chile y de su capacidad de almacenamiento de agua. El tipo de aislador considerado en el estudio es el aislador de alto amortiguamiento (HDR) (Naeim *et al.* 1999), debido a su alta capacidad de disipar energía proveniente del movimiento sísmico del suelo, impidiendo que esta energía sea absorbida totalmente por la superestructura.

Se eligieron ocho estanques tipo *composite* con los cuales se lograron identificar las características geométricas y físicas más relevantes (Tablas 2 y 3). Se consideraron propiedades geométricas tales como: H_t , H_c , H_p que son las alturas totales del estanque, de la cuba y del fuste, respectivamente; además, e_p , e_c son los espesores del fuste y de la cuba; ϕ_p , ϕ_c el diámetro del fuste y de la cuba; H_{c1} es la altura de la cuba donde el diámetro se mantiene fijo y H_{c2} la altura de la cuba donde el diámetro es variable. La modelación de los estanques como estructuras tipo péndulo invertido se demuestra en la Tabla 3 y consiste en verificar que más del 50% del peso total se encuentra en el nivel superior (INN 2002). (Fig. 1)

Tabla 2: Características geométricas de los estanques y datos sísmicos locales

Nº	Estanque	Capacidad (m ³)	H_t (m)	H_c (m)	H_f (m)	ϕ_c (m)	ϕ_f (m)	e_c (m)	e_f (m)	H_{c1} (m)	H_{c2} (m)	Datos Sísmicos		
												Zona	Suelo	ξ (%)
1	Pontigo-Buin	2.000	31,3	10,1	21,2	23,8	12	0,2	0,25	2,1	8,0	2	II	5
2	Linderos	2.000	38,3	10,1	28,2	23,8	12	0,2	0,25	2,1	8,0	2	II	5
3	Paine	1.000	35,8	6,8	29,0	19,0	12	0,2	0,20	1,7	5,2	2	II	5
4	Los Tilos	1.500	29,8	8,8	21,0	19,0	12	0,2	0,20	3,6	5,2	2	II	5
5	Estadio-Buin	1.500	32,8	8,8	24,0	19,0	12	0,2	0,20	3,6	5,2	2	II	5
6	Melipilla	500	30,3	5,3	25,0	12,9	9	0,2	0,20	1,6	3,7	3	III	5
7	El Monte	500	25,3	5,3	20,0	12,9	9	0,2	0,20	1,6	3,7	3	III	5
8	El Trébol	2000	38,3	10,1	28,2	24,2	12	0,2	0,25	2,3	7,8	2	II	5

Tabla 3: Pesos de los estanques elevados de agua (kN)

Estanque	W_{fuste} (kN)	W_{cuba} (kN)	W_t (kN)	W_f (kN)	W_{total} (kN)	$W_{sup} = W_{cuba} + W_{H2O}$ (kN)	W_{sup} / W_{total} (%)
Pontigo-Buin	5000	5390	10390	20000	30390	25390	83,6
Linderos	6650	5390	12040	20000	32040	25390	79,3
Paine	5470	3410	8880	10000	18880	13410	71,0
Buin	3960	3980	7940	15000	22940	18980	82,7
Estadio Buin	4520	3980	8500	15000	23500	18980	80,8
Melipilla	3530	1750	5280	5000	10280	6750	65,6
El Monte	2830	1750	4580	5000	9580	6750	70,5
El Trébol	6650	5520	12170	20000	32170	25520	79,3

3.2 Interacción fluido-estructura

La interacción fluido-estructura se realizó empleando el modelo mecánico equivalente propuesto por Housner (Housner 1954, 1963), quien propuso que el movimiento de la masa total de agua se puede representar de la siguiente manera: a) una masa solidaria a la cuba o estanque, denominada masa fija o impulsiva (M_o); y b) una masa

que representa el fenómeno de oleaje del agua, denominada masa móvil o convectiva (M_1) y que se conecta a las paredes de la cuba mediante un resorte de rigidez total K . Las Ecs. (1) a (6) permiten evaluar las masas impulsiva y convectiva, la rigidez del resorte, el período de vibración del agua (T_a), y la ubicación de dichas masas medidas desde la base de la cuba.

$$\frac{M_0}{M_F} = \frac{\text{Tanh}\left(\frac{\sqrt{3} \cdot D}{2 \cdot H}\right)}{\frac{\sqrt{3} \cdot D}{2 \cdot H}}, \quad (1)$$

$$\frac{M_1}{M_F} = \frac{363}{512} \cdot \frac{\text{Tanh}\left(\sqrt{13.5} \cdot \frac{H}{D}\right)}{\sqrt{13.5} \cdot \frac{H}{D}}, \quad (2)$$

$$\frac{H \cdot K}{W_F} = \frac{45}{2} \cdot \left(\frac{M_1}{M_F}\right)^2 \cdot \left(\frac{H}{D}\right)^2 \quad (3)$$

$$T_a = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M_1}{K}} \quad (4)$$

$$h_0 = \frac{3}{8} \cdot H \cdot \left[1 + \alpha \cdot \left(\frac{M_F}{M_0} - 1\right)\right] \quad (5)$$

$$h_1 = H \cdot \left[1 - \frac{\text{Cosh}\left(\sqrt{13.5} \cdot \frac{H}{D}\right) - \beta}{\sqrt{13.5} \cdot \frac{H}{D} \cdot \text{Senh}\left(\sqrt{13.5} \cdot \frac{H}{D}\right)}\right] \quad (6)$$

donde: M_F , la masa total del agua; W_F , el peso total del agua; α y β , variables dependientes de las presiones de las paredes; h_0 , altura de la masa impulsiva con respecto al fondo del estanque; h_1 , altura de la masa convectiva con respecto del fondo del estanque; T_a , período fundamental de vibración de la masa convectiva; H y D , altura y diámetro del estanque respectivamente. Los valores tomados para este estudio fueron $\alpha = 0$ y $\beta = 1$, debido a que se consideran las presiones en las paredes del recipiente que almacena el agua. En el presente estudio la altura H corresponde a la altura H_c del modelo analizado, y el diámetro D corresponde ϕ_c (Fig. 1a). Además, W_F corresponde a W_{H_2O} .

3.3 Parametrización de la estructura

A partir del estudio de las características elásticas que definen el comportamiento de los ocho estanques elevados reales de sección circular (Tabla 2), se encontraron

inicialmente diez parámetros de interés que combinados adecuadamente permitieron representar a una amplia familia de casos (Fernández-Dávila *et al.*, 2005). Los parámetros son los siguientes:

- (RH) Razón de alturas de la cuba y el fuste = H_c/H_f ;
- (RD) Razón de diámetros exteriores de la cuba y el fuste = ϕ_c/ϕ_f ;
- (HD) Razón de esbeltez = H_t/ϕ_f , es el cociente entre la altura total del estanque y el diámetro exterior del fuste;
- (DE_c) Razón diámetro exterior y espesor en la cuba = ϕ_c/e_c ;
- (DE_f) Razón diámetro exterior y espesor en el fuste = ϕ_f/e_f ;
- (RM) Razón de masas = M_{H_2O}/M_s , es el cociente entre la masa total de agua almacenada y la masa total de la superestructura;
- (RH_c) Razón de alturas en la cuba = H_{c1}/H_c , es el cociente entre la altura de la sección variable de la cuba y la altura total de la cuba;
- (RH_a) Razón de esbeltez del aislador de sección circular = H/D , es el cociente entre la altura total del dispositivo de aislación y el diámetro del aislador;
- (RR) Razón alturas-diámetros = RH/RD , es el cociente entre la relación de alturas y la relación de diámetros exteriores;
- (RD_e) Razón diámetros exteriores-espesores = DE_c/DE_f , es el cociente entre las relaciones de diámetro exterior y espesor de la cuba y diámetro exterior y espesor del fuste.

Las razones “RR” y “RD_e” relacionan dos parámetros geométricos cada una, con lo cual los diez parámetros iniciales se reducen finalmente a seis (Tabla 4). Estos valores fueron obtenidos a partir del estudio analítico de los valores observados para cada parámetro del total de ocho estructuras reales estudiadas (Tabla 2) a fin de considerar una familia representativa de casos. A partir de las combinaciones realizadas entre los parámetros geométricos, físicos y sísmicos, la base de datos estudiada queda constituida por una familia de 972 estanques elevados de hormigón armado.

Tabla 4: Valores adoptados por los parámetros y número de casos estudiados

Id	Parámetros									Nº total de casos
	Estanque					Aislador		Sísmicos		
	RR	HD	RD _e	RH _c	RM	RH _a	Suelo	Zona	ξ (%)	
1	0,10	2,4	1,0	0,2	0,9	0,35	2			
2	0,21	2,9	2,0	0,4	1,5	0,50	3	2	5	972
3	0,36	3,2	2,7	---	2,0	1,00	---			

(---) No existe valor.

3.4 Análisis de sensibilidad

El análisis de sensibilidad consistió en comparar las respuestas sísmicas de un estanque elevado modelado usando dos tipos de elementos: elementos finitos tipo “shell”

(MEF) y elementos planos uni-dimensionales tipo “*frame*” (CSI 2003). En ambos casos se empleó el criterio de masas concentradas en los nudos (MC). El estanque modelado por elementos finitos tipo “*shell*” requirió más de 700 elementos tipo *shell* (CSI 2003) de tamaño 1x1m²; en cambio, usando elementos tipo “*frame*” se requirieron un total de diez para el fuste y cinco para la cuba.

La discretización permite expresar los desplazamientos de cualquier estructura en términos de un número finito de grados de libertad que proporciona una idealización conveniente del sistema.

Los estanques elevados de hormigón armado son modelados como un sistema tipo péndulo invertido debido a que poseen más del 50% de la masa en la parte superior de la estructura.

Para el caso particular de estanques elevados, la estructura de soporte (fuste) se subdivide en diez elementos y la cuba se divide en cinco elementos, lo que da un total de 15 grados de libertad de la estructura más un grado asociado al movimiento de la masa convectiva del agua (según la metodología propuesta por Housner), todos horizontales, que se complementarán con los 15 grados de libertad rotacional, teniendo en total de 31 grados de libertad.

Dependiendo de la cantidad de aisladores utilizados en cada estanque elevado de hormigón armado, variará la disposición de éstos en el modelo en dos dimensiones. La distribución de los aisladores en planta que modela a los aisladores por todo el perímetro del fuste a una distancia equidistante entre los dispositivos de aislamiento, como muestra la Fig. 1c.

Al momento de modelar los aisladores, es necesario generar una línea de proyección que permita la disposición en el plano de aislación de los dispositivos que se encuentran en el mismo eje. Una vez hecha esta línea, se busca el punto medio, que corresponde al lugar donde irán ubicados el par de aisladores.

La disposición final en dos dimensiones, corresponderá a las propiedades de un aislador en sus extremos y los puntos centrales serán modelados con las propiedades de dos aisladores, representado en la Fig. 1d.

La unión de los aisladores que se proyectaron en dos dimensiones se realizará mediante un diafragma rígido, que representa un anillo de unión entre el fuste de la estructura y los dispositivos de aislamiento.

El sistema de aislación genera un nuevo grado de libertad horizontal en el modelo, producto de que al incorporar este dispositivo las deformaciones entre la estructura y las fundaciones se ven afectadas por lo que es necesario considerar el comportamiento en esta zona específica, con lo cual se tiene un total de 32 grados de libertad en la estructura compuesta. Finalmente, el modelo queda representado tal como lo muestra la Fig. 1b.

Las respuestas que se compararon fueron los períodos de vibración, los desplazamientos laterales, los esfuerzos de corte y los momentos flectores. Los errores máximos encontrados fueron: 2,3% en los períodos de vibración, 8,8% en los desplazamientos laterales, 6,6% en el esfuerzo de corte basal, y 4,3% en los momentos flectores. Se observó que las respuestas obtenidas usando elementos uni-dimensionales son conservadoras

en comparación con las respuestas obtenidas con los elementos finitos. Es decir, las respuestas obtenidas por medio de elementos finitos, son en todos los casos, menores. Esta comparación fue realizada en los 8 estanques reales de la familia patrón, considerando, además, situaciones de base aislada y fija (Muñoz 2001).

La ecuación de movimiento que gobierna la respuesta de una estructura del sistema de varios grados de libertad sometida a un sismo se escribe como

$$\mathbf{m} \cdot \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c} \cdot \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k} \cdot \mathbf{u} = -\mathbf{m} \cdot \mathbf{l} \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (7)$$

Donde \ddot{u}_g es la aceleración del suelo, \mathbf{m} la matriz de masas, \mathbf{k} la matriz de rigidez lateral, \mathbf{c} la matriz de amortiguamiento y $-\mathbf{m} \cdot \mathbf{l} \cdot \ddot{u}_g(t)$ son las fuerzas externas.

3.5 Espectro de diseño

La excitación sísmica que se utilizó fue el espectro de diseño en el dominio de las frecuencias, de tipo elástico según la norma NCh 2745 Of. 2003 (INN 2003), reducido por el factor de reducción R que señala la norma de diseño sísmico de estructuras industriales NCh 2369 Of. 2002 (INN 2002). Dicho espectro de diseño reducido (Fig. 3) depende tanto de la zona sísmica como del tipo de suelo en donde se encuentre fundada la estructura, donde S_a es la aceleración espectral (m/s^2) y T_n es el periodo de vibración de la estructura (seg).

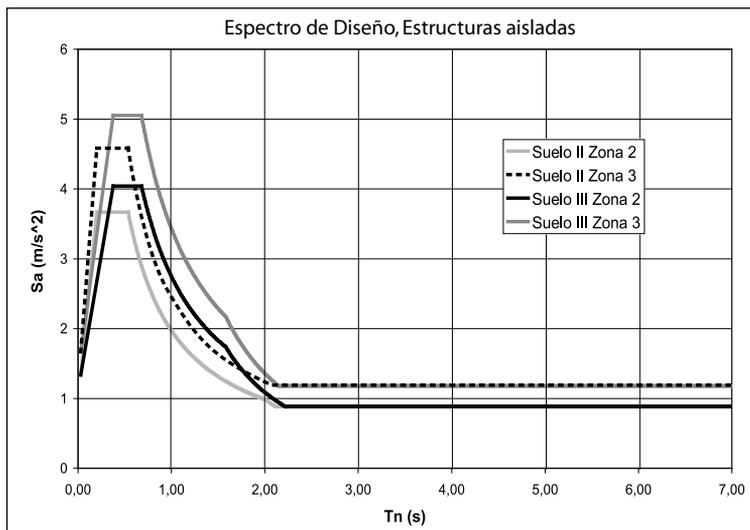


Figura 3: Espectro de diseño utilizado

Para la obtención de las respuestas se utilizó el método de superposición modal espectral, considerando la combinación cuadrática completa (CQC).

3.6 Aisladores sísmicos

La metodología de diseño de aisladores sísmicos que se indica a continuación satisface los requisitos que se establecen en la norma de aislación sísmica de estructuras (INN 2003).

1. Definir la zona sísmica y el tipo de suelo en donde se emplazará el estanque elevado de agua, para luego conocer el factor de zona “Z”, el factor de amplificación “ M_a ” y el factor de reducción de respuesta “ R_1 ”. Para este tipo especial de estructuras la norma (INN 2002) especifica un factor de importancia igual a 1,2.
2. El diseñador debe escoger las variables tales como el porcentaje de amortiguamiento (β) del sistema de aislación, el módulo de corte de la goma (G) y el período de vibración objetivo al que se desea llevar la estructura.
3. Determinación de las dimensiones del aislador elastomérico a través de un proceso iterativo que permita obtener la rigidez mas adecuada desde el punto de vista de resistencia como económico.
4. Cálculo del desplazamiento lateral de diseño el cual depende de los factores C_D y B_D . El factor B_D depende directamente del amortiguamiento del sistema de aislación.
5. Determinación del período de vibración real de la estructura, el cual debe ser similar al propuesto en el paso 2. Si esto no se cumple se debe hacer una nueva iteración variando las dimensiones del aislador, tanto en su altura como en su diámetro, volviendo a empezar desde el paso 3.
6. Calcular el desplazamiento lateral total de la estructura. Este desplazamiento toma en cuenta la torsión accidental. La fórmula utilizada en este paso debe ajustarse según el tipo de planta que tenga la estructura (rectangular o circular). En este estudio las plantas son de sección circular.
7. Se debe obtener la rigidez vertical de los aisladores propuestos. En éste paso se debe verificar que el sistema cuente con una frecuencia vertical mayor a 10 Hz, (INN 2003), lo que asegura una alta rigidez vertical evitando excesivas vibraciones y baja deformación debido al peso propio.
8. Obtención de la rigidez flexural de la estructura.
9. Verificación de la resistencia a la compresión de las placas de acero (intermedias y exteriores).
10. Verificación del factor de seguridad al pandeo (debe ser mayor a 1).
11. Verificación del factor de seguridad al volcamiento (debe ser mayor a 1).

La Tabla 6 muestra los valores límites máximos y mínimos de los esfuerzos en los aisladores obtenidos a partir del análisis realizados en los 972 estanques elevados.

Tabla 6: Valores límites máximos y mínimos de los esfuerzos en los aisladores (972 estanques elevados)

	K_H (kN/m)	K_V (kN/m)	K_θ (kN/m)	H_a (m)	D_a (m)
Máximo	31573,2	1601540,1	47776,8	0,41	1,17
Mínimo	6163,0	312616,9	392,8	0,08	0,24

4. Analisis de los Resultados

El análisis de los 972 modelos paramétricos de los estanques elevados de agua se realizó utilizando la herramienta computacional SAP2000 (CSI 2003). Para obtener las respuestas máximas (desplazamientos laterales máximos, esfuerzos de corte y momentos flectores) se utilizó la regla de combinación cuadrática completa (CQC), (INN 2003). Se consideró que la mitad de los modelos se encuentran fundados sobre suelo tipo II y los restantes sobre suelo tipo III (Fig. 4) (INN 2002), con la finalidad de comparar las respuestas de interés. Las variaciones porcentuales debido al tipo de suelo son iguales a un 6,54% en los esfuerzos de corte, 6,80% en los momentos flectores y 6,56% en los desplazamientos laterales.

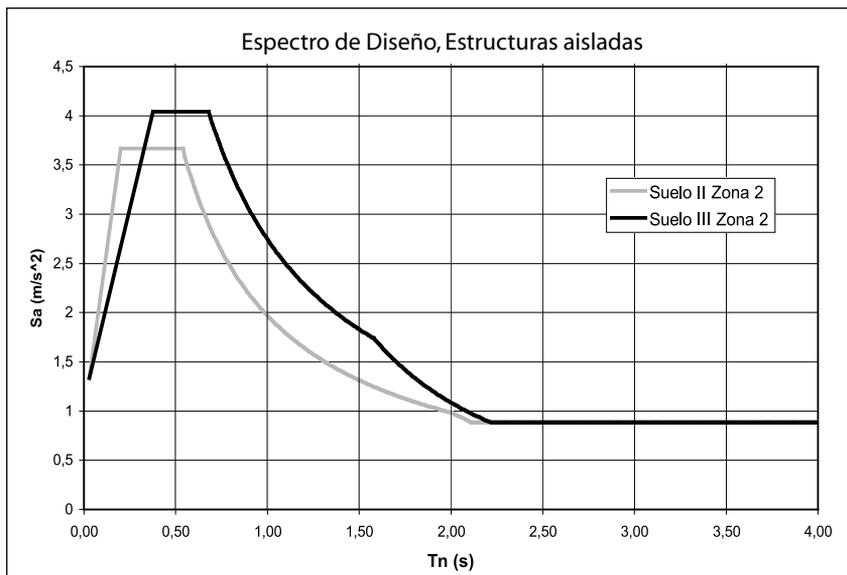


Figura 4: Espectro de diseño para la zona sísmica 2 y diferente tipo de suelo

La validez de este estudio se limita a los parámetros que adoptan los siguientes dominios:

$$RR \in [0.1; 0.36]; HD \in [2.4; 3.2]; RDE [1; 2.7]; RH_c \in [0.2; 0.4]$$

$$RM \in [0.9; 2]; RH_a \in [0.35; 1]; \text{Tipo de Suelo } [2; 3].$$

Se analizó la forma modal entre estanques de base fija y de base aislada debido a que la incorporación del sistema de aislación produce un aumento de los periodos en todos los modos de vibración, excepto del primer modo asociado al movimiento del agua del estanque en comparación con los estanques elevados de base fija. La Tabla 5 muestra que el período fundamental de vibración corresponde al período de vibración del agua tanto en el estanque fijo como en el aislado, sin embargo, en el caso del estanque de base aislada, el segundo modo corresponde al sistema de aislación que adoptó un

valor entre 1.9 y 2.5 seg. Finalmente, en el tercer modo aparece la influencia de la estructura, lo que se produce en el segundo modo del estanque de base fija (Fig. 5 y 6).

Tabla 5: Períodos de vibración, estanque (Pontigo – Buin) elevado lleno, fijo y aislado

Modo	Períodos de vibración (seg)	
	Fijo	Aislado
1	6,229531	6,519261
2	0,372167	1,972617
3	0,061536	0,430052
4	0,033761	0,053562
5	0,021573	0,032529
6	0,015153	0,020217
7	0,012383	0,014691
8	0,010450	0,012100
9	0,010087	0,010393
10	0,008611	0,009913
11	0,007581	0,008457
12	0,006915	0,00747
13	0,006495	0,006841
14	0,006260	0,006457
15	0,006143	0,006249
16	0,004673	0,006143
17	0,003931	0,004673

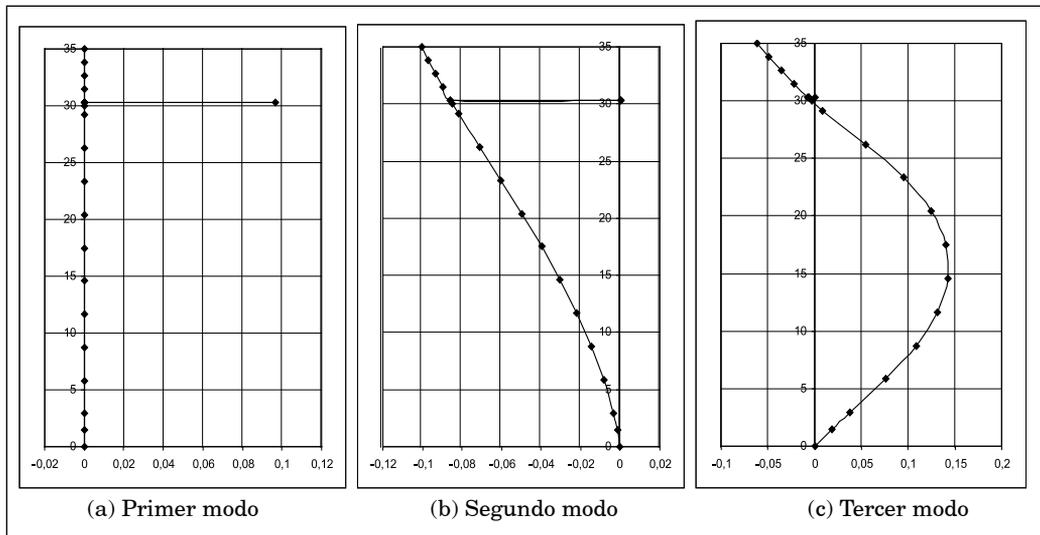


Figura 5: Primeras tres formas modales del estanque elevado N° 1 con base fija y lleno de agua

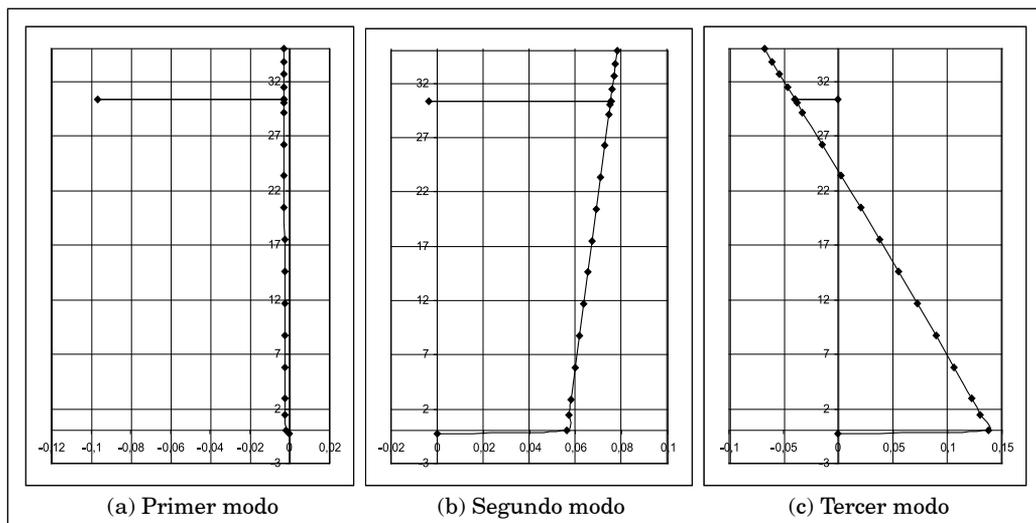


Figura 6: Primeras formas modales estanque elevado N° 1 con base aislada y lleno de agua

El análisis de resultados muestra lo siguiente:

- Al comparar los estanques de base fija con su símil de base aislada, se comprobó que con la incorporación del sistema de aislación se reducen los esfuerzos de corte y los momentos flectores en 50%, aproximadamente (Fig. 7 y 8).

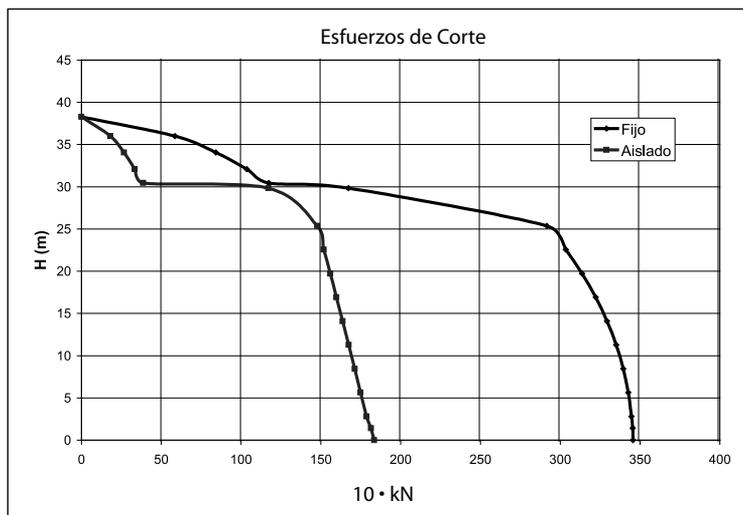


Figura 7: Esfuerzo de Corte del estanque Pointigo-Buin

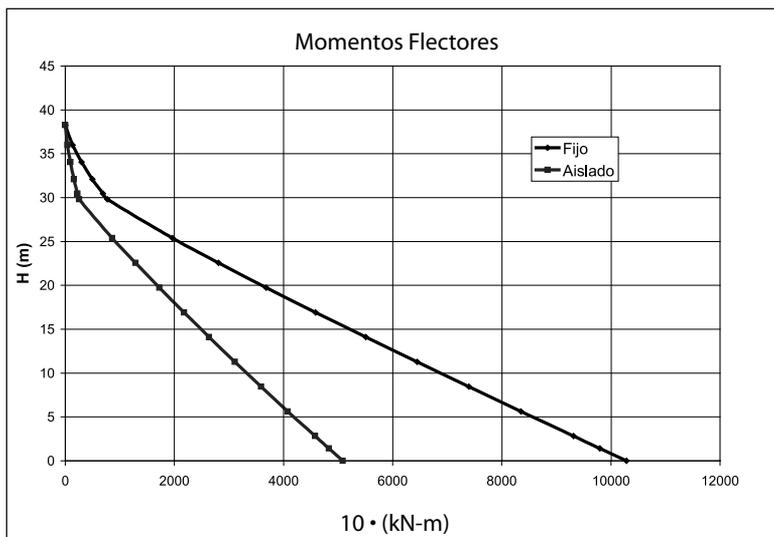


Figura 8: Momentos flectores del estanque Pointigo-Buin

- En los casos de base fija y base aislada, se aprecia que el movimiento del agua debido a la excitación sísmica es el principal causante del brusco aumento de las magnitudes del esfuerzo de corte. La Tabla 7 muestra los períodos de vibración del modelo paramétrico del estanque elevado N° 1 ($RH = 0,2$; $RD = 2$; $HD = 2,4$; $DE_c = 60$; $DE_f = 60$; $RM = 0,9$; $RH_c = 0,2$; $RH_a = 0,35$; $RR = 0,1$; $RD_e = 1$).

Tabla 7: Períodos de vibración del estanque N° 1 con base aislada y con base fija

Modo	Estanque Fijo (seg)		Estanque Aislado (seg)	
	Lleno	Vacío	Lleno	Vacío
1	9,854648	0,289871	10,006377	2,104117
2	0,305408	0,051379	2,158063	0,453771
3	0,051383	0,024093	0,458657	0,043037
4	0,024278	0,017541	0,043047	0,022859
5	0,018213	0,013569	0,023183	0,016810
6	0,013818	0,010742	0,017429	0,013171
7	0,010818	0,008967	0,013372	0,010461
8	0,009002	0,007866	0,010531	0,008800
9	0,007885	0,007163	0,008832	0,007745
10	0,007175	0,006724	0,007763	0,007085
11	0,006733	0,006476	0,007096	0,006681
12	0,006485	0,006356	0,006690	0,006464
13	0,006399	0,004063	0,006473	0,006357
14	0,004792	0,003967	0,006398	0,003999
15	0,004063	0,003054	0,004792	0,003967
16	0,003456	0,002665	0,003999	0,003054
17	0,002746	0,001307	0,003457	0,002665

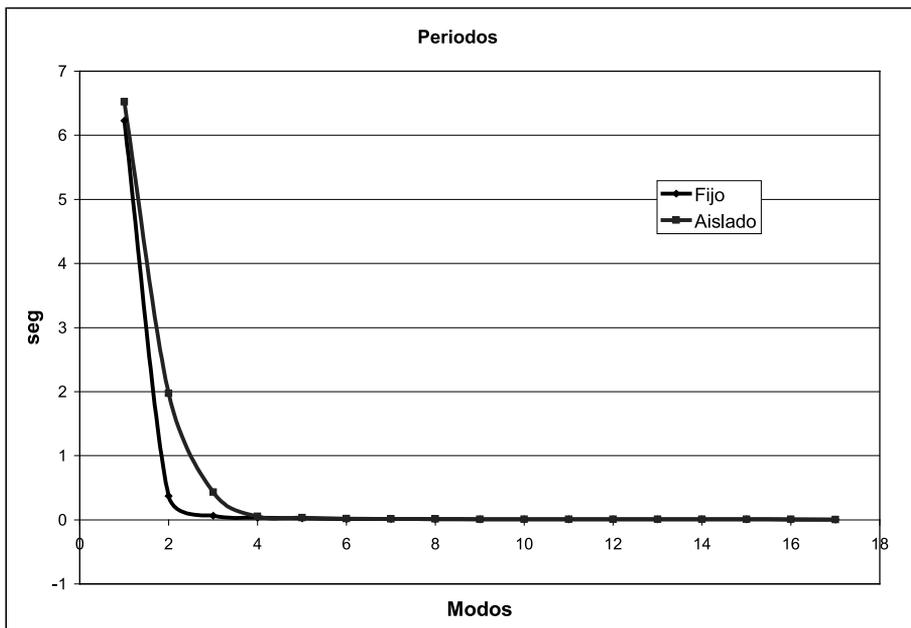


Figura 9: Períodos de vibración del estanque Pointigo-Buin

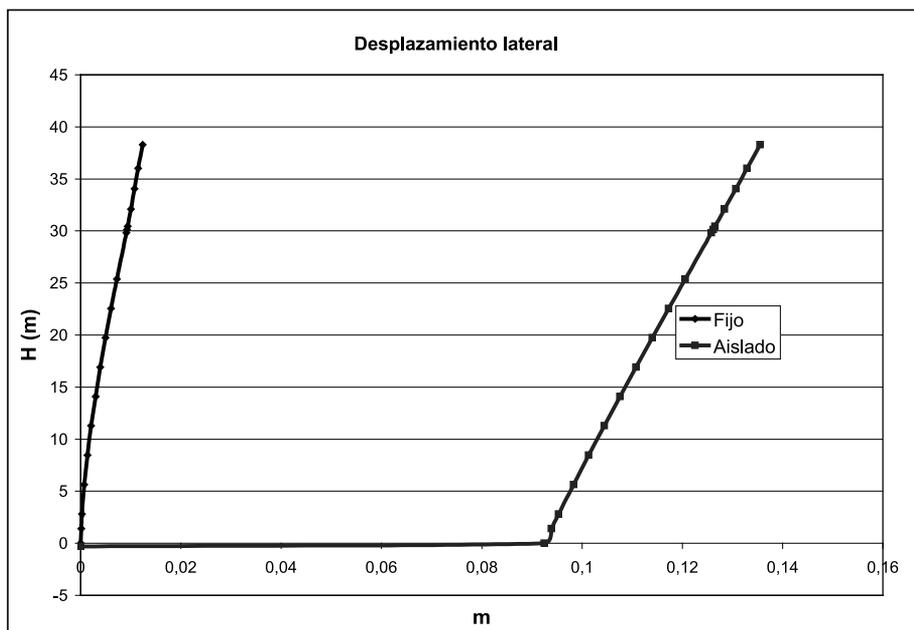


Figura 10: Desplazamientos laterales del estanque Pointigo-Buin

- El desplazamiento lateral experimenta un fuerte aumento de su magnitud en la zona del aislador que bordea 1000%, ya que la rigidez lateral de éste es considerablemente menor a la rigidez que posee la estructura de soporte o fuste.

Una condición que se produce en todos los modelos estudiados y que favorece el diseño de la estructura es que el pedestal de soporte o fuste siempre se encuentran sometido a esfuerzos de compresión y no de tracción como su símil de base fija. Esto se produce ya que se cumplen las siguientes condiciones.

$$\frac{Peso}{Area} + \frac{M_{max}}{W} > 0 \quad (8)$$

$$\frac{Peso}{Area} - \frac{M_{max}}{W} > 0 \quad (9)$$

Lo anterior se produce gracias a que los aisladores sísmicos reducen los momentos máximos lo que hace que el cociente entre el peso de la estructura (*Peso*) y el área de la sección (*A*) del fuste sea considerablemente mayor al cociente entre el momento máximo (M_{max}) y el módulo resistente (*W*), lo que significa que el fuste se encuentra siempre sometido a efectos de compresión, limitando la armadura de la sección a armadura mínima.

Según la norma chilena NCh 433 Of. 96 (INN 1996), el desplazamiento lateral relativo en todos los niveles de la estructura debe ser menor a 2%. Del análisis de los resultados obtenidos en la familia de estanques elevados de agua se comprobó que cumplen con este requerimiento debido a que el máximo desplazamiento lateral relativo fue de 1,2%.

5. Conclusiones

- a) La incorporación del sistema de aislación reduce los esfuerzos de corte y los momentos flectores en 50%, aproximadamente (Fig. 7 y 8). Esta incorporación del sistema de aislación en los estanques elevados produjo que el fuste quede sometido a esfuerzos de compresión, lo que no ocurre necesariamente en su símil de base fija.
- b) Es posible determinar que los estanques elevados de hormigón armado con aislación en la base estudiados, tienen un desplazamiento lateral en forma de un cuerpo rígido, debido a que el máximo desplazamiento lateral relativo fue de un 1,2%.
- c) Las diferencias de las respuestas máximas determinadas del análisis por elementos finitos con el análisis de masas concentradas, utilizando las expresiones del modelo mecánico equivalente (Housner 1963) fueron: 2,3% en los períodos de vibración, 8,8% en los desplazamientos laterales, 6,6% en el esfuerzo de corte basal y 4,3% en los momentos volcantes.
- d) El comportamiento sísmico de una estructura fija y una aislada, es similar, variando solo los valores máximos de las respuestas, debido a que la forma geométrica que experimentan las respuestas de interés en forma gráfica es similar entre estanques aislados y fijos.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles de la Universidad Central de Chile por el apoyo brindado a la presente investigación.

Referencias

- Computers & Structures, Inc. (2003). SAP2000 Non linear. Version 8.2. Academic License. Proyecto de Investigación N° 28. Universidad Central de Chile. Enero.
- Fernández-Dávila, G.; Baquedano, V.I. P. and Gran, F. (2005). Estudio de la Respuesta Sísmica de Estanques Elevados de Agua de Hormigón Armado con Aislación Sísmica en la Base. *IX Jornadas de Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Concepción, Chile.
- Flores, V. F.; Franco, S.Ch. and Fernández-Dávila, G. V. I. (2002). Análisis y Diseño Sísmico de Estanques Elevados de Hormigón Armado con Aislación Basal. *VIII Jornadas de Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Valparaíso, Chile.
- Housner, G. W. (1963). Dynamic Analysis of Fluids in Containers Subject to Acceleration. *Bull. Seismology Soc. Am.* 47 (1), p. 15-37.
- Housner, G.W. (1954). *Earthquake pressures on fluid containers*. Eight Technical report under office of naval research, California Institute of Technology, Pasadena.
- Instituto Nacional de Normalización (INN) (2002). *Análisis y diseño sísmico de estructuras industriales*. NCh 2369 Of. 2002. Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización (INN) (2003). *Análisis y diseño de Edificios con Aislación Sísmica*. NCh 2745 Of. 2003. Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización (INN) (1996). *Diseño sísmico de edificios*. NCh 433 Of. 96. Santiago, Chile.
- Muñoz, P. M. and Fernández – Dávila, G. V. I. (2001). Análisis y Diseño Sísmico de Estanques Elevados. *2º Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica*. Madrid, España.
- Muñoz, P. M. (2001). *Análisis y Diseño Sísmico de Estanques Elevados*. Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil en Obras Civiles, Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad Central de Chile.
- Naeim, F. and Kelly, J. M. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*. John Wiley & Sons, Berkeley, California, USA.
- Shenton, H. W. and Hampton, F. P. (1999). Seismic response of isolated elevated water tanks. *Journal of Structural Engineering*, v. 125, n. 9, p. 965-976.

Parametric study of the seismic response of r/c elevated tanks with base seismic isolation

1. Abstract

A study of the seismic response of elevated reinforced concrete tanks with base isolation systems is presented. Doing a sensitivity analysis of the variables that characterize the parametric model of the tanks for elastic behavior a representative family of realistic cases was obtained. This special type of structure – similar to an inverted pendulum – was discretized using the criterion of concentrated masses and the isolation system was realized using a rigid ring that connects the bottom end of the pedestal with 12 uniformly distributed isolators. The seismic loads applied to the structural models are obtained from the design acceleration spectrum recommended by the Chilean code NCh 2745 Of. 03. The maximum response of the lateral displacements, the shear forces, and the bending moments were observed. The analysis of the results allowed to observe that the maximum bending moments and the maximum shear forces are equivalent to 50% of those obtained in the corresponding fixed base structure; on the other hand, the maximum relative lateral displacements observed were less than 1.2 ‰ that allows to infer that the structure practically moves like a rigid body.

Keywords: elevated water tanks, dynamic of structures, seismic loads, seismic base isolation, lateral displacements, shear forces, bending moments.

2. Methodology

A reinforced concrete elevated water tank, which had a flexible connection between the superstructure and the foundation, denominated seismic isolator, was analyzed. These mechanisms consist basically in a collection of thin rubber plates interspersed with steel plates, which are stuck to the rubber with an adhesive gum and then are subjected to a vulcanization process (Table 1). A resistant element of a low horizontal rigidity and high vertical rigidity was obtained as a result, succeeding to uncouple the structure of the seismic movements of the land. (Fig. 1 and 2).

The kind of superstructure used is the elevated water tank made of reinforced concrete as composite. This kind of structure presents a support base or shaft and in its higher area a tank or barrel, both elements are of transversal, circular section. This choice was performed from a sensitivity analysis of the tanks of this kind constructed in the central area of Chile and its capacity to support great water masses inside. The kind of isolator considered on the research is the high damping isolator (HDR) (Naeim

et al. 1999), owing to the fact of its high capacity to dissipate the energy that comes from the seismic movement of the land, preventing this energy from being totally absorbed by superstructure.

For the sensitivity analysis, eight tanks that fulfill with the required geometry have been found. These tanks constitute the pattern database, identifying the more relevant geometric and physic relevant features (Tables 2 and 3) from the study of each one of them. Geometric properties were considered such as (Fig. 2): H_t , H_c , H_r , which are the total highs of the tank and the structure of support respectively; in addition, e_p , e_c , are the thicknesses of the structure of support and of the tank; ϕ_p , ϕ_c , are the diameters of the structure of support and of the tank; H_{c1} y H_{c2} , are the fixed and variable high of the tank, respectively. The modelling of the tank such as structures of the reversed pendulum kind is shown on the Table 3 and consists on verifying more than 50% of the total weight, which is found in the superior level (INN 2002) (Fig.1).

The fluid-structure interaction was determined using the equivalent mechanical model proposed by professor Housner (Housner 1954, 1963). Effectively, it proposes that the motion of the total mass of water can be represented in the following way: a) a solidary mass to the tank, called as fixes or impulsive mass (M_o); and b) a mass that represents the phenomenon of sloshing of the water, named movable or convective mass (M_1) and connected to the walls of the tank by total stiffness K. Eqs. (1) to (6) allow us to evaluate the impulsive and convective masses, the stiffness of the spring, the water vibration period, and the location of these masses measured from the base of the tank.

From the study of the most relevant elastic characteristics that determine the behavior of the eight elevated water tanks defined in the database, it was possible to select ten parameters of interest that, if combined suitably, allow us to represent an ample family of this type of structure. The parameters are the following:

- (RH) Height ratio (tank – structure of support) = H_c/H_r
- (RD) Diameter ratio (tank – structure of support) = ϕ_c/ϕ_f
- (HD) Slenderness ratio = H_t/ϕ_f
- (DE_c) Diameter ratio – thickness in the tank = ϕ_c/e_c
- (DE_p) Diameter ratio – thickness in the structure of support = ϕ_f/e_f
- (RM) Mass ratio = M_{H_2O}/M_t
- (RH_c) Height ratio in the tank = H_{c1}/H_c
- (RH_a) Slenderness ratio of isolator = H/D
- (RR) Height – Diameter ratio = RH/RD
- (RD_c) Diameter ratio-thickness = DE_c/DE_f

Table 4 shows the geometric and seismic parameters considered in this study, as well as the values assigned to each one of them. These values were obtained from the analysis of sensitivity of the values adopted by each parameter of the eight structures

of the database pattern (Table 2). From this new database, a family of 972 elevated water tank structures could be generated.

A sensitivity analysis was made in which the responses of an elevated water tank modeled by finite elements type *shell* (MEF), and by one-dimensional elements type frame (CSI 2003), were compared. In both cases, the criterion of lumped masses was used (MC). The elevated water tank modeled by MEF was discretized in about 700 elements type *shell* (CSI 2003) of size $1 \times 1 \text{m}^2$. On the other hand, the structure of support was discretized in 10 elements and the tank in 5 elements, both using the *frame* type (CSI 2003).

The responses that were compared were the periods of vibration, the lateral displacements, the shear forces, and bending moments. The maximum errors found were: 2,3% in the periods of vibration, 8.8% in the lateral displacements, 6.6% in the basal shear forces, and 4.3% at the bending moments. It was observed that the responses determined with criterion Mc are greater than the responses obtained by MEF. This comparison was made on an empty and a full water elevated tank, considering, in addition, situations of isolated base and fixed (Muñoz 2001).

The seismic load that was used corresponded to the elastic design spectrum of the NCh 2745 Of. 2003 code (INN 2003), which must be reduced by the factor of reduction R that is indicated in the code of industrial structures NCh 2369 Of. 2002 (INN 2002). This design spectrum (Fig. 3) depends on as much the seismic zone as the type of ground on which the structure is founded.

3. Conclusions

- a) It was verified that the incorporation of the isolation system reduces the shear forces and the bending moments in 50%, approximately (Fig. 7, 8). In addition, was observed that the structure of support of the elevated water tank with isolation system presents compressive stress.
- b) For the analysis of the database the tanks fulfill this requirement since the maximum relative displacement was of 1,2%. This means that the tank has a lateral displacement in the form of a rigid body.
- c) The differences of the maximum responses found to the finite element analysis with the analysis of concentrated masses using the expressions of Housner (1963) for the interaction of the fluid with the structure were of 2.3% in the periods of vibration, of 8.8% in the lateral displacements, 6.6% in the effort of basal shear and 4.3% at the bending moments.
- d) The geometric form that acquires the representative outline of the maximum responses of the elevated tanks with isolation is similar to the same structure without isolation. Therefore the seismic behavior of a structure fixes and an isolate is similar, varying only the maximum values.