

## Verificación de anclajes en estanques de acero de sección variable en base a actualización de NCh 2369

*Nicolás Mardones Ruiz<sup>1</sup> Minor Nozaki Uribe<sup>2</sup> Claudio Oyarzo Vera<sup>3</sup>*

### RESUMEN:

Este documento presenta una comparación en el diseño sísmico de anclajes en un estanque de acero especial sin techo considerando la normativa sísmica vigente (NCh2369 Of. 2003) y actualización propuesta en anteproyecto del año 2018.

Los cambios que generan un mayor impacto en el diseño de los estanques de acero están asociados a la forma de evaluar el sismo en los modos convectivo e impulsivo de estanques de acero, restricciones en la distancia circunferencial entre pernos de anclaje cuando se considera silla de anclaje, además de los cambios en los criterios para la evaluación de anclajes en estanques sin silla y entre una eventual falla en el hormigón armado. Teniendo en cuenta que la evaluación del sismo en estanques de acero generalmente se realiza en base a presiones hidrodinámicas de aplicación estática, se desarrolló un análisis estático lineal con el fin de determinar y cuantificar las variaciones en el diseño del sistema de anclaje de estanques de acero.

Al analizar los modelos con y sin silla de anclaje, el diseño fue controlado sólo por combinaciones sísmicas, además se obtiene un diseño más conservador con el anteproyecto de la norma.

**PALABRAS CLAVE:** Estanque de acero; Sistema de anclaje; Diseño sísmico.

### ABSTRACT:

This document presents a comparison in the seismic design of anchors in a special steel tank without a roof considering the current seismic standard (NCh2369 Of. 2003) and update proposed in the preliminary draft standard of 2018.

The changes that generate a greater impact on the design of steel tanks are associated with the method employed for assessing the convective and impulsive modes of seismic response, restrictions on the circumferential distance between anchor bolts when considering anchoring chair, in addition to changes in the criteria for the evaluation of anchors in tanks without chairs and between an eventual failure in reinforced concrete. Taking into account that the evaluation of the earthquake in steel tanks is generally carried out based on hydrodynamic pressures of static application, a linear static analysis was conducted in order to determine and quantify the variations in the design of the anchoring system of steel tanks.

When analyzing the models with and without an anchoring chair, the design was controlled only by seismic combinations, and a more conservative design is obtained with the draft standard.

**KEYWORDS:** Steel tank; Anchoring system; Seismic design.

<sup>1</sup> Estudiante, Carrera de Ingeniería Civil, U. Católica de la Santísima Concepción, [nmardones@ing.ucsc.cl](mailto:nmardones@ing.ucsc.cl)

<sup>2</sup> Profesor Guía, Macrosteel - Soluciones Integrales de Ingeniería, Chacabuco 485, Concepción, [minornozaki@gmail.com](mailto:minornozaki@gmail.com)

<sup>3</sup> Profesor Informante, Departamento de Ingeniería Civil, U. Católica de la Santísima Concepción, [covarzov@ucsc.cl](mailto:covarzov@ucsc.cl)

## 1 INTRODUCCIÓN

Los estanques de acero tienen una importancia estratégica para las actividades económicas en el país, principalmente en la minería, refinerías, almacenamiento de combustibles, agua potable, entre otras, debido a que su principal función es almacenar grandes volúmenes de algún fluido. Por lo general estos estanques se diseñan de acuerdo a la norma extranjera API650 [5], lo que es recogido por la norma sísmica actual y el anteproyecto de ésta.

Los estanques se pueden clasificar de acuerdo a las siguientes características: por altura (enterrados, superficiales o elevados), por orientación (horizontal o vertical), por su disposición al volcamiento (anclado o no anclado), por forma (prismáticos, cilíndricos, cónicos o esféricos) y por tipo de techo (fijo, móvil o sin techo).

En particular se analizará un estanque vertical, superficial, de acero, anclado al volcamiento y sin techo, el cual es cónico hasta cierta altura y luego es cilíndrico. Para la distribución de presiones hidrodinámicas en el estanque de acero, se consideran las disposiciones del ACI 350 [4]. En particular, se considera una presión inercial producto de la masa del manto y para la masa líquida se consideran dos porciones: la masa impulsiva que vibra al unísono con la estructura y la masa convectiva que corresponde a la porción cercana a la superficie que tiene oleaje. Además, se considera una componente vertical para representar el efecto de la aceleración vertical en el manto.

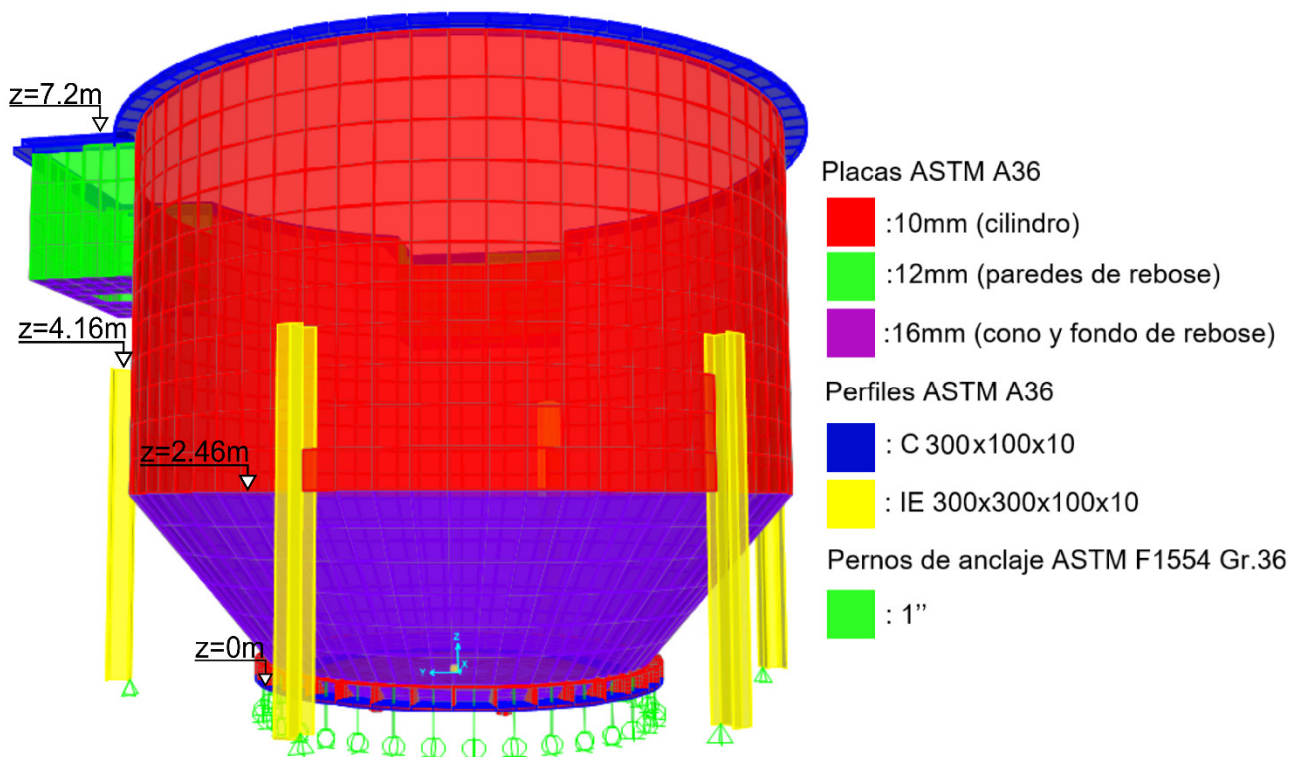
Las disposiciones sobre el sistema de anclaje se han aplicado con éxito en los proyectos nacionales de las últimas décadas, es por ello que las variaciones respecto a éste no han sido muchas. En específico, al considerar una silla de anclaje en el diseño de estanques de acero, se debe tomar en cuenta una restricción en la distancia circunferencial de pernos de anclaje, la cual debe estar en el rango de 0.6 m y 3 m. Además, se considera un nuevo factor de modificación estructural,  $R_1$ , el cual es necesario utilizar para la evaluación de estanques de acero sin silla de anclaje y al momento de evaluar una eventual falla en el hormigón armado. En particular, se debe amplificar el estado de carga sísmico en  $0.7 R_1$  veces, pero no menos que 2 veces.

En este estudio se pretende determinar y cuantificar los cambios en el diseño del sistema de anclaje de un estanque de acero especial sin techo, comparando la normativa sísmica vigente “NCh2369 of 2003 – Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales” [1] con la actualización propuesta en anteproyecto del año 2018 [2].

## 2 DESCRIPCIÓN DEL ESTANQUE

El estanque en estudio corresponde a una estructura de acero ubicada en la zona sísmica 2, cuyo suelo fue clasificado como tipo II. Su función es almacenar un fluido cuya densidad es de  $1230 \text{ kg/m}^3$  (slurry). La temperatura de diseño es de  $35^\circ\text{C}$  y se considera una revancha de 0.5 m.

El estanque posee un diámetro de 4.80 m en la parte inferior, el cual varía linealmente hasta alcanzar un diámetro de 9.00 m a la altura de 2.46 m. Este diámetro permanece constante hasta alcanzar una altura de 7.20 m. Además, la estructura cuenta con seis columnas de soporte IE 300x300x100x10, y vigas de coronación C300x100x10, tal como se puede visualizar en la Figura 1.



**Figura 1:** Estanque de acero.

El sistema de anclaje de las 6 columnas de soporte del estanque de acero, se puede visualizar en la Tabla 1.

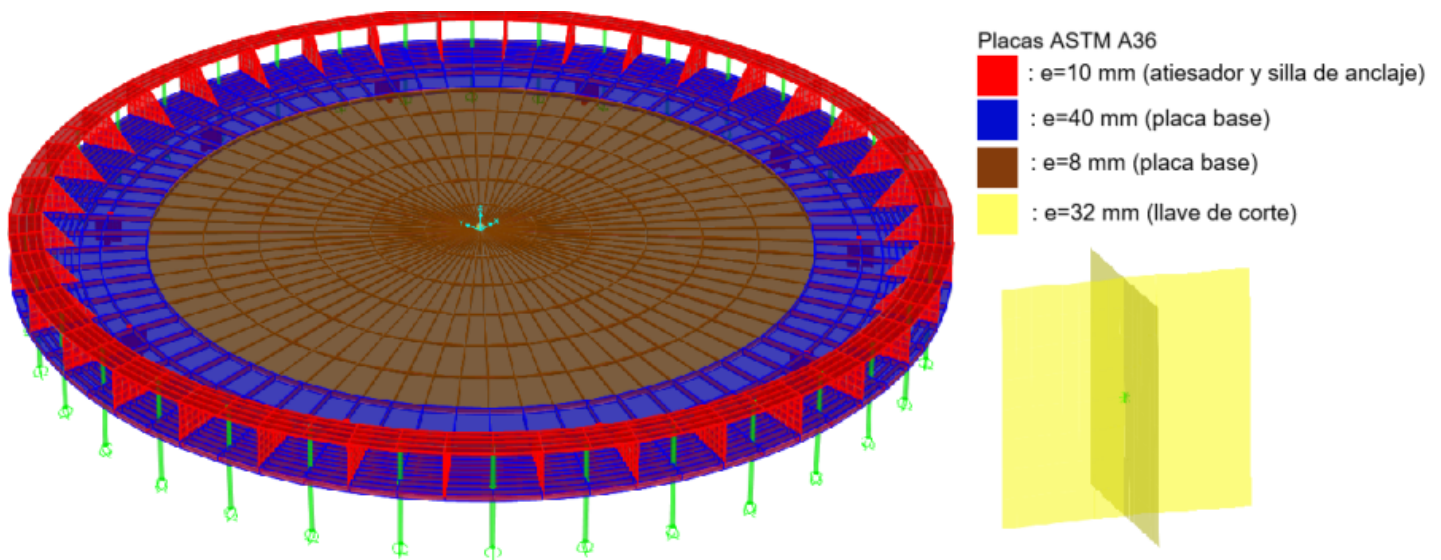
**Tabla 1:** Sistema de anclaje de las columnas de soporte del estanque de acero.

	Elemento	
Columna	Placa base	e= 22 mm
	Pernos de anclaje	D= 1"
	Silla de anclaje	e= 16 mm
	Atiesador	e= 12 mm

Las condiciones de borde para el estudio del estanque son las siguientes:

- 6 columnas de soporte IE 300x300x100x10, modeladas como elementos frame y rotuladas a nivel basal.
- 36 pernos de anclaje de 1" de diámetro, modelados como elementos frame que sólo trabajan a tracción, y con una longitud total de 600 mm, de la cual 350 mm se encuentran embebidas en el hormigón de la fundación.
- 10 llaves de corte de 150x150x32, modelados como elementos shell con un apoyo de corte en el centro.
- Se considera la interacción entre la base del estanque y el hormigón de la fundación con springs que trabajan sólo a compresión aplicados en la cara inferior de la base del estanque. El valor que tiene la rigidez es el del hormigón G-30, equivalente a 17kgf/mm, de acuerdo a un análisis realizado mediante ABAQUS y verificado con datos experimentales [3].

El sistema de anclaje del estanque de acero, se puede visualizar en la Figura 2.



**Figura 2:** Sistema de anclaje del estanque de acero

### 3 METODOLOGÍA

Teniendo en cuenta que la evaluación del sismo en estanques generalmente se realiza en base a presiones hidrodinámicas de aplicación estática, se realiza una comparación en la forma de evaluar el sismo de forma estática entre ambas normativas con el fin de conocer sus cambios y cómo éstos influyen en el diseño del estanque de acero. Para la distribución de la presión hidrodinámica en el estanque se considera lo estipulado en el ACI 350.

En las Tablas 2, 3 y 4 se pueden visualizar las comparaciones en la forma de determinar los coeficientes sísmicos.

**Tabla 2:** Comparación en la forma de determinar el coeficiente asociado al modo impulsivo.

<b>Coeficiente sísmico asociado al modo impulsivo</b>	
<b>NCh2369 Of 2003</b>	<b>Anteproyecto 2018</b>
El coeficiente sísmico del modo impulsivo, se obtiene de la tabla 5.7 de la norma NCh2369of2003, considerando zona sísmica 2, es decir, multiplicando el coeficiente $C_i$ por 0.75.	El coeficiente sísmico del modo impulsivo, se obtiene de la ecuación 5-12 de la actualización propuesta en anteproyecto del año 2018.
	$C_i = \frac{2.75A_o}{(1 + R)g} \left( \frac{0.05}{\xi_i} \right)^{0.4}$
Además de los siguientes parámetros de diseño que se obtienen del acápite 11.8.8 de la NCh2369of2003.	Además de los siguientes parámetros de diseño que se obtienen del acápite 11.1.10 y 11.1.12 de la actualización propuesta en anteproyecto del año 2018.
Factor de modificación de la respuesta: $R = 4$	Factor de modificación de la respuesta: $R = 4$
Factor de importancia: $I = 1$	Factor de importancia: $I = 1$
Razón de amortiguamiento: $\xi_i = 0.02$	Razón de amortiguamiento: $\xi_i = 0.02$
Aceleración efectiva máxima: $A_o = 0.3g$	Aceleración efectiva máxima: $A_o = 0.3g$
Coeficiente sísmico impulsivo: $C_i = 0.240$	Coeficiente sísmico impulsivo: $C_i = 0.238$

En la tabla 2 la única variación es en la forma de determinar el coeficiente sísmico impulsivo, actualmente se determina de una tabla y en el anteproyecto mediante una ecuación.

**Tabla 3:** Comparación en la forma de determinar el coeficiente asociado al efecto vertical.

<b>Coeficiente sísmico máximo asociado al efecto vertical</b>	
<b>NCh2369 Of 2003</b>	<b>Anteproyecto 2018</b>
De acuerdo al acápite 11.8.9 de la NCh2369of2003, el coeficiente sísmico vertical debe ser igual a 2/3 del coeficiente del modo impulsivo.	De acuerdo al acápite 11.1.13 de la actualización propuesta en anteproyecto del año 2018, el coeficiente sísmico vertical debe ser igual a 2/3 del coeficiente del modo impulsivo.
Coeficiente sísmico vertical: $C_v = 0.160$	Coeficiente sísmico vertical: $C_v = 0.159$

En la tabla 3 la única variación es producto del cambio en el coeficiente sísmico impulsivo.



**Tabla 4:** Comparación en la forma de determinar el coeficiente asociado al modo convectivo.

<b>Coeficiente sísmico asociado al modo convectivo</b>	
<b>NCh2369 Of 2003</b>	<b>Anteproyecto 2018</b>
El coeficiente sísmico del modo convectivo, se debe calcular de acuerdo con la ecuación 5-2 de la norma NCh2369.Of2003.	El coeficiente sísmico del modo convectivo, se debe calcular de acuerdo con la ecuación 5-2 de la actualización propuesta en anteproyecto del año 2018.
$C_c = \frac{2.75A_o}{g R} \left(\frac{T'}{T_c}\right)^n \left(\frac{0.05}{\xi_c}\right)^{0.4} \leq \frac{0.1A_o}{g}$	$C_c = \frac{2.75A_o}{g R} \left(\frac{T'}{T_c}\right)^n \left(\frac{0.05}{\xi_c}\right)^{0.4} \leq \frac{0.1A_o}{g}$
El período asociado al modo convectivo, se debe calcular de acuerdo a lo estipulado en el ACI350.	El período asociado al modo convectivo, se debe calcular de acuerdo a lo estipulado en el ACI350.
$T_c = \frac{2\pi\sqrt{D}}{\sqrt{3.67g \tanh\left(\frac{3.67H}{D}\right)}} = 3.16 \text{ s}$	$T_c = \frac{2\pi\sqrt{D}}{\sqrt{3.67g \tanh\left(\frac{3.67H}{D}\right)}} = 3.16 \text{ s}$
El estanque se emplaza en un suelo tipo II, por lo que T' y n son 0.35 s y 1.33, respectivamente, de acuerdo a la tabla 5.4 de la norma NCh2369.Of2003.	El estanque se emplaza en un suelo tipo II, por lo que T' y n son 0.35 s y 1.33, respectivamente, de acuerdo a la tabla 5.4 de la actualización propuesta en anteproyecto del año 2018.
Factor de modificación de la respuesta: R = 4	Factor de modificación de la respuesta: R = 1
Factor de importancia: I = 1	Factor de importancia: I = 1
Razón de amortiguamiento: $\xi_c = 0.005$	Razón de amortiguamiento: $\xi_c = 0.005$
Coeficiente sísmico convectivo: $C_c = 0.03$	Coeficiente sísmico convectivo: $C_c = 0.111$

En la tabla 4 la única variación es el factor de modificación de la respuesta, valor que disminuye de R = 4 a R = 1.

Una vez determinados los coeficientes sísmicos, es posible determinar la presión hidrodinámica de acuerdo a lo estipulado en el ACI350.

La determinación de las presiones viene dada por las siguientes ecuaciones:

$$\text{Presión impulsiva: } P_i = C_i I W_i$$

$$\text{Presión convectiva: } P_c = C_c I W_c$$

Donde los factores  $W_i$  y  $W_c$  indican el peso de la masa de líquido impulsiva y convectiva respectivamente.

Se obtienen las masas impulsivas y convectivas, tal como se indica a continuación:

$$W_i = W_L \frac{\tanh \left[ 0.866 \frac{D}{H_L} \right]}{0.866 \frac{D}{H_L}} = 370.5 \text{ Ton}$$

$$W_c = W_L 0.23 \frac{D}{H_L} \tanh \left[ 3.67 \frac{H_L}{D} \right] = 161 \text{ Ton}$$

Donde los factores  $W_L$ ,  $D$  y  $H_L$  indican el peso de la masa de líquido, diámetro del estanque, y altura del fluido, respectivamente.

Se obtienen los respectivos centros de gravedad asociados a las masas impulsivas y convectivas, tal como se indica a continuación:

$$h_i = 0.375 H_L = 2.51 \text{ m}, \text{ para } \frac{D}{H_L} \geq 1.333$$

$$h_c = \left[ 1 - \frac{\cosh \left[ 3.67 \frac{H_L}{D} \right] - 1}{3.67 \frac{H_L}{D} \sinh \left[ 3.67 \frac{H_L}{D} \right]} \right] H_L = 4.55 \text{ m}$$

La distribución de presiones vertical viene dada por:

$$\text{Distribución de presiones impulsivas: } P_{iy} = \frac{P_i \left[ 4H_L - 6h_i - (6H_L - 12h_i) \frac{y}{H_L} \right]}{H_L^2}$$

$$\text{Distribución de presiones convectivas: } P_{cy} = \frac{P_c \left[ 4H_L - 6h_c - (6H_L - 12h_c) \frac{y}{H_L} \right]}{H_L^2}$$

La determinación de la presión inercial producto de la masa del manto, viene dada por la siguiente ecuación:

$$\text{Presión inercial: } P_w = C_i I \varepsilon W_w$$

Donde los factores  $\varepsilon$  y  $W_w$  indican la razón entre la masa dinámica del manto y su masa total, y masa del manto del estanque, respectivamente.

La razón de equivalencia  $\varepsilon$ , viene dada por la siguiente ecuación:

$$\varepsilon = 0.0151 \left( \frac{D}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left( \frac{D}{H_L} \right) + 1.021 \leq 1$$

Luego la distribución de presiones inerciales en altura del manto para estanques circulares:

$$\text{Distribución de presiones inerciales: } P_{wy} = \frac{P_w}{2H_w}$$

Donde  $H_w$  es la altura total del manto.

La distribución vertical y horizontal de las presiones dinámicas a través del diámetro interno del estanque ( $D$ ), se determinan mediante las siguientes expresiones:

$$\text{Distribución asociada al modo impulsivo: } p_{iy} = \frac{2P_{iy}}{\pi R} \cos \theta$$

$$\text{Distribución asociada al modo convectivo: } p_{cy} = \frac{16P_{cy}}{9\pi R} \cos \theta$$

$$\text{Distribución asociada al manto: } p_{wy} = \frac{P_{wy}}{\pi R}$$

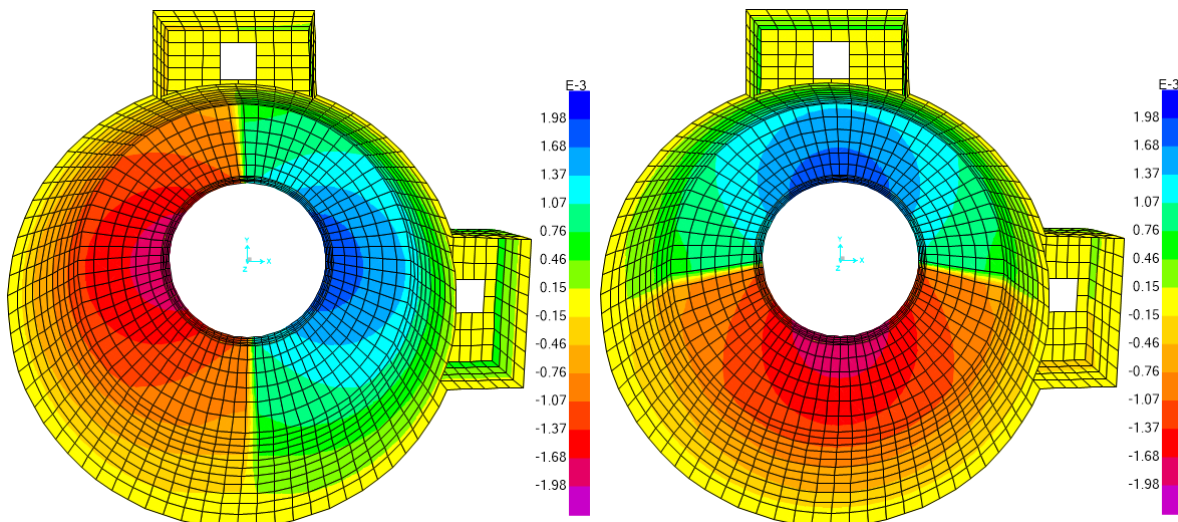
Además, la carga hidrostática  $q_{hy}$  del contenido del estanque será multiplicada por la aceleración espectral  $\ddot{u}_v$  para representar el efecto de la aceleración vertical en el manto.

$$\text{Distribución asociada al efecto de la aceleración vertical: } p_{hy} = \ddot{u}_v q_{hy}$$

Finalmente, las presiones hidrodinámicas combinadas a cualquier altura y desde la base del estanque se determina según:

$$P_y = \sqrt{(p_{iy} + p_{wy})^2 + p_{cy}^2 + p_{hy}^2}$$

En la Figura 3 se puede visualizar la distribución de la presión hidrodinámica  $P_y$  en la dirección global  $x$  e  $y$ , respectivamente, considerando los coeficientes sísmicos de la normativa actual.



**Figura 3:** Distribución de presiones hidrodinámicas en la dirección global  $x$  e  $y$ , respectivamente, en  $\text{Ton/m}^2$ .

En lo que respecta a evaluar los cambios en la normativa vigente relacionados con el apartado de anclajes, se generan dos grandes cambios que afectan al diseño de estanques de acero. Dichos cambios se pueden visualizar en la Tabla 5.

**Tabla 5:** Comparación de cambios que se generan en el apartado de anclajes.

<b>Comparación de cambios que se generan en el apartado de anclajes</b>	
<b>NCh2369 Of 2003</b>	<b>Anteproyecto 2018</b>
<p>En el apartado 8.6.2 de la norma NCh2369.Of2003 se establece el criterio que se adopta al no considerar silla.</p> <p>Se pueden exceptuar de esta exigencia aquellos pernos de anclaje con capacidad suficiente para resistir combinaciones de cargas en las que las fuerzas sísmicas se amplifican en 0,5 R veces, pero no menos que 1,5 veces, con respecto al valor indicado en cláusulas 5 y 7.</p>	<p>En el apartado 8.5.2 de la actualización propuesta en anteproyecto del año 2018 se establece el criterio que se adopta al no considerar silla.</p> <p>Se pueden exceptuar de esta exigencia aquellos anclajes diseñados para una tracción determinada utilizando las combinaciones de cargas definidas en la sección 4.5, en las cuales el estado de carga sísmico ha sido amplificado por <math>0.7R_1 \geq 2.0</math>, donde <math>R_1</math> se define como:</p> $R_1 = \begin{cases} 0.5R & \text{si } \frac{Q_0}{Q_{\min}} < 0.5 \\ R \frac{Q_0}{Q_{\min}} & \text{si } 0.5 \leq \frac{Q_0}{Q_{\min}} \leq 1 \\ R & \text{si } \frac{Q_0}{Q_{\min}} > 1 \end{cases}$
<p>En el apartado 8.6.8 de la norma NCh2369.Of2003 se establece el criterio ante la eventual falla en el hormigón armado.</p> <p>El hormigón de las fundaciones se debe diseñar para resistir los esfuerzos verticales y horizontales transmitidos por los elementos metálicos de anclaje. La resistencia del hormigón y sus refuerzos debe ser tal que la eventual falla se produzca en los dispositivos metálicos de anclaje y no en el hormigón.</p>	<p>En el apartado 8.5.6 de la actualización propuesta en anteproyecto del año 2018 se establece el criterio ante la eventual falla en el hormigón armado.</p> <p>En los sistemas de anclaje la resistencia debe estar controlada por la capacidad de los dispositivos metálicos, evitando que la eventual falla se produzca en el hormigón armado.</p> <p>Se pueden exceptuar de esta exigencia aquellos sistemas de anclaje cuya resistencia requerida (tanto en corte como en tracción) sea determinada utilizando las combinaciones de cargas definidas en la sección 4.5, en las cuales el estado de carga sísmico ha sido amplificado por <math>0.7R_1 \geq 2.0</math>.</p>

En la tabla 5 la única variación es en los criterios para la evaluación de anclajes solicitados a tracción en estanques sin silla. Actualmente, el estado de carga sísmico se debe amplificar en  $0.5 R$  veces, pero no menos que 1.5 veces, y el anteproyecto propone amplificar el estado de carga sísmico en  $0.7 R_1$  veces, pero no menos que 2 veces. La normativa actual no permite una eventual falla en el hormigón armado, el anteproyecto lo permite. Para ello exige el mismo criterio para la evaluación de anclajes en estanques sin silla, pero también se deben considerar los elementos solicitados al corte.

En lo que respecta al diseño de anclajes de estanques de acero considerando silla de anclaje, es que la versión del anteproyecto establece un nuevo apartado en el que se establece que las distancias circunferenciales máxima y mínima entre pernos de anclaje instalados sobre sillas de anclaje deben ser 3 m y 0.6 m, respectivamente. Esto representa una nueva condición de diseño para el estanque en estudio, cuya distancia original entre pernos de anclajes es inferior a 0.6 m.

Si bien la versión del anteproyecto establece un nuevo capítulo dedicado exclusivamente al diseño de estanques, son los cambios descritos con anterioridad los que generan un impacto en el diseño del estanque en estudio. Por lo general, se agregan muchos apartados en su mayoría relacionado con exigencias constructivas, recopilación de normativas extranjeras y apartados de la normativa actual dispuestos de una manera más ordenada, cambios relacionados a estanques de acero no anclados al volcamiento y estanques de acero con techo, estanques que no son parte de este estudio.

En la Tabla 6 se puede observar un resumen de los criterios asociados al diseño de anclajes en estanques de acero.

**Tabla 6:** Resumen de los criterios asociados al diseño de anclajes en estanques de acero.

<b>Criterio</b>	<b>NCh 2369 Of 2003</b>	<b>Anteproyecto 2018</b>
Evaluación sísmica modo impulsivo	Apartado 11.8.8	Apartado 11.1.12
Evaluación sísmica modo convectivo	Apartado 11.8.8	Apartado 11.1.12
Evaluación sísmica vertical	Apartado 11.8.9	Apartado 11.1.3
Al considerar silla de anclaje	-	Apartado 11.1.23
Al no considerar silla de anclaje	Apartado 8.6.2	Apartado 8.5.2
Eventual falla en el hormigón armado	Apartado 8.6.8	Apartado 8.5.6

## 4 RESULTADOS

En este capítulo se exponen los resultados de acuerdo a la evaluación de los cambios en el sistema de anclaje en base a la actualización de la NCh2369Of2003. En particular, se consideran dos comparaciones. La primera es una comparación del modelo original descrito en el capítulo 2 y la segunda es el mismo modelo, pero sin considerar silla de anclaje.

Para el diseño del sistema de anclaje se considera lo estipulado en la Guía 1 del AISC [6]. Se consideran las reacciones de las columnas de soporte para su posterior análisis, y para el estanque se considera lo siguiente:

- Pernos de anclaje: Reacciones de los pernos de anclaje.
- Silla de anclaje: Momento máximo, excluyendo la perforación de los pernos y cordones de soldadura.

- Placa base: Momento máximo, excluyendo la perforación de los pernos y cordones de soldadura.
- Atiesadores: Fuerza axial máxima, excluyendo cordones de soldadura.
- Llaves de corte: La fuerza de corte se considera igual al esfuerzo de corte sísmico basal total dividido por la mitad del número total de llaves.

Las combinaciones de carga se consideran de acuerdo a la NCh3171Of2017 [7].

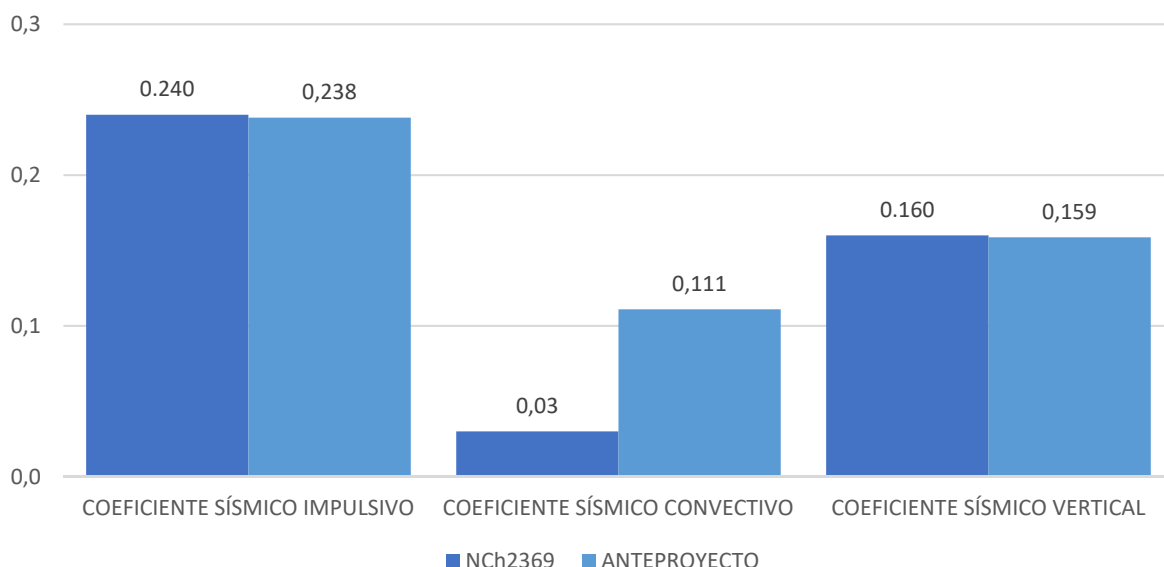
#### 4.1 COMPARACIÓN DEL MODELO ORIGINAL

Para esta comparación se considera el modelo original descrito en el capítulo 2, y la metodología descrita en el capítulo 3.

En la Figura 4 se pueden visualizar los cambios en los coeficientes sísmicos asociados a los modos convectivo, impulsivo y sismo vertical del estanque en base a la actualización de la NCh2369Of2003.

Se observa una ligera disminución en el coeficiente sísmico impulsivo y coeficiente sísmico vertical, esta disminución es de un 0.83%, si bien esta variación es pequeña, no deja de ser relevante debido a que la masa sísmica producto del fluido en el estanque es elevada y el modo impulsivo es el modo que más aporta en la presión hidrodinámica producto del fluido que afecta al estanque de acero y su mayor valor se obtiene en la base del estanque.

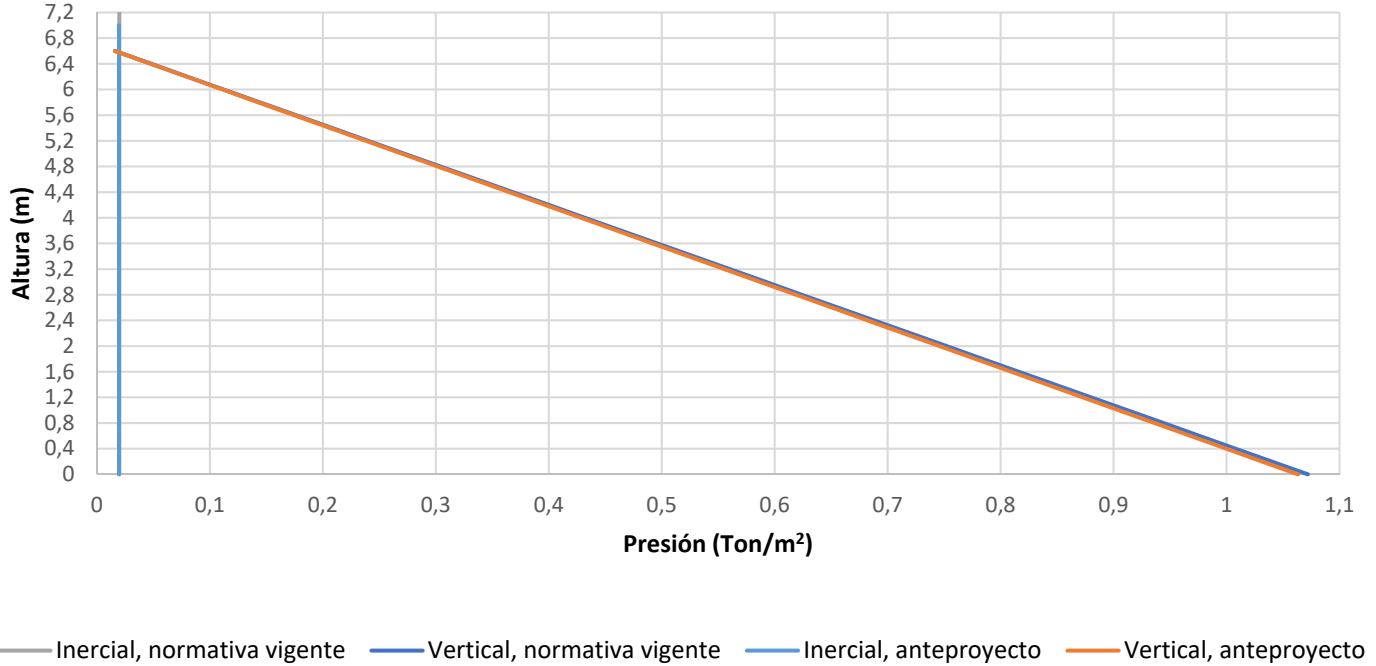
Además, se puede observar un gran aumento en el coeficiente sísmico convectivo (270 %). Cabe destacar que el modo convectivo es el modo que menos aporta en la presión hidrodinámica producto del fluido que afecta al estanque de acero y su mayor valor se obtiene en la superficie del fluido.



**Figura 4:** Comparación de coeficientes sísmicos en base a la actualización de la NCh2369Of2003, considerando el estanque de acero con silla de anclaje.

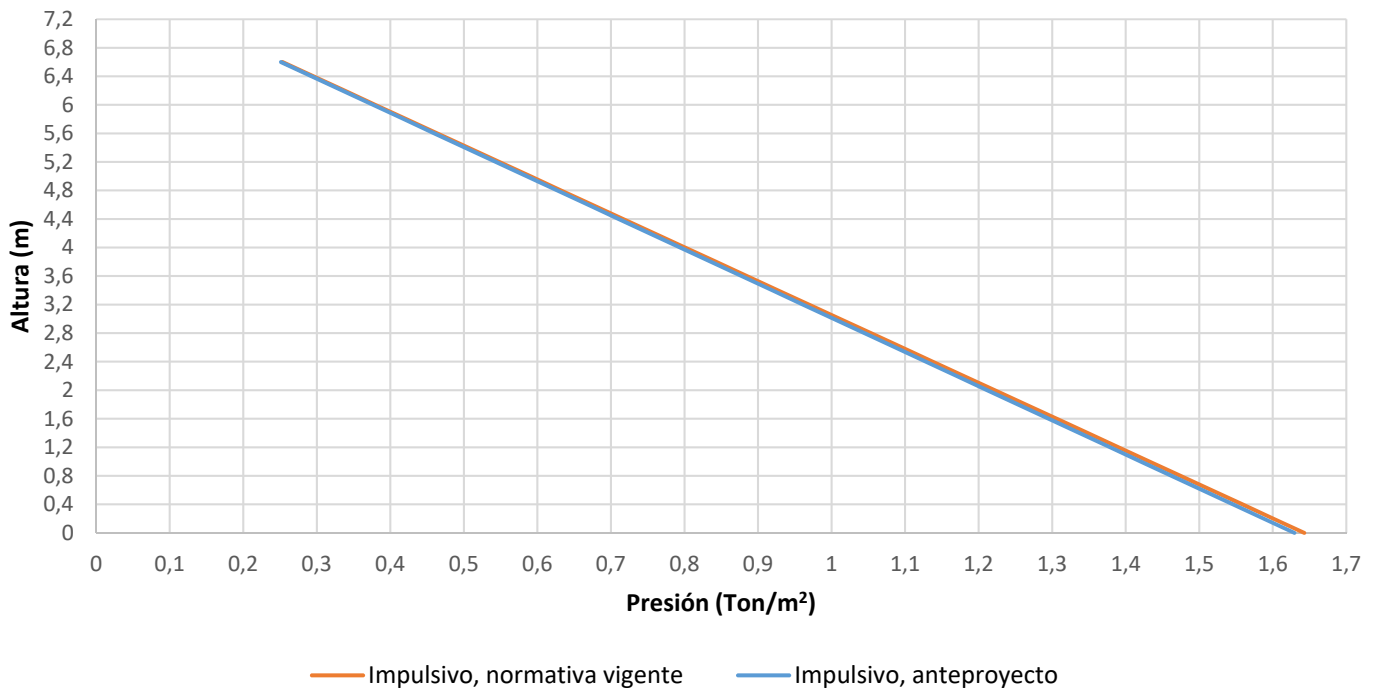


En la Figura 5 se puede visualizar la variación de la presión inercial y vertical con la altura en base a la actualización de la NCh2369Of2003.



**Figura 5:** Variación de la presión inercial y vertical con la altura en base a la actualización de la NCh2369Of2003.

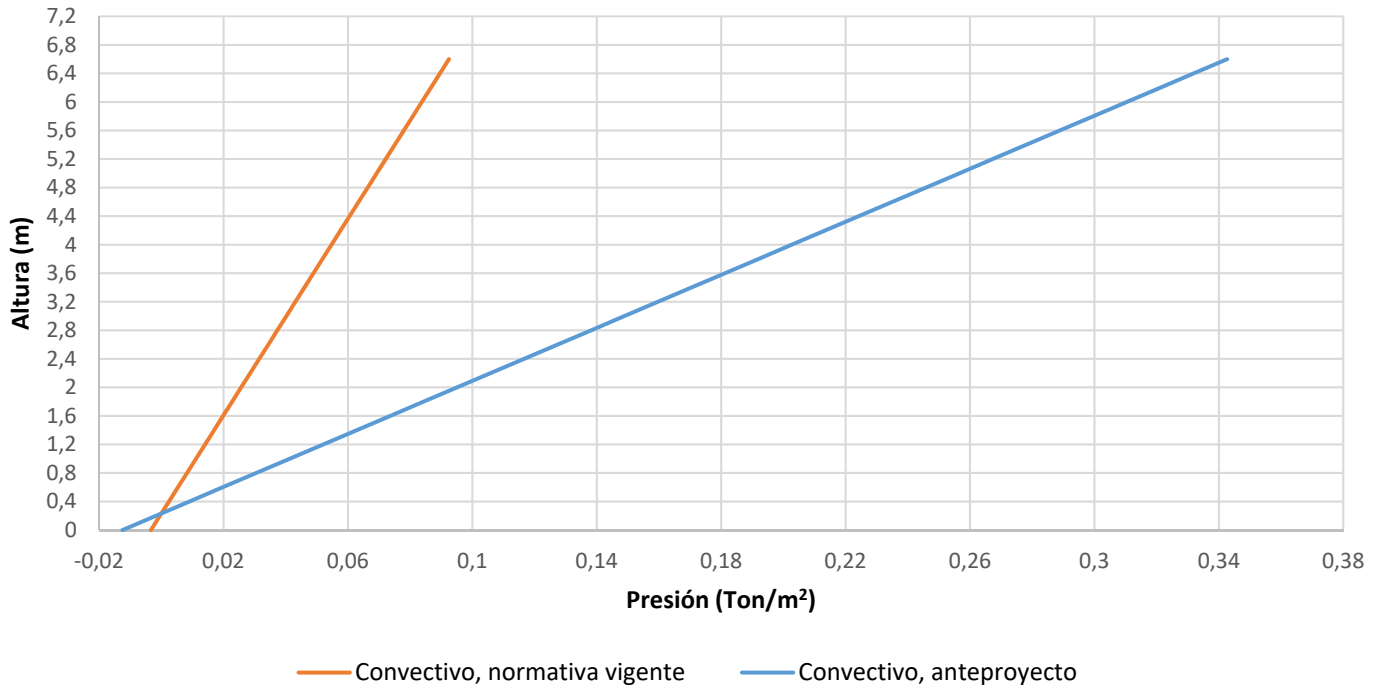
En la Figura 6 se puede visualizar la variación de la presión impulsiva con la altura en base a la actualización de la NCh2369Of2003.



**Figura 6:** Variación de la presión impulsiva con la altura en base a la actualización de la NCh2369Of2003.

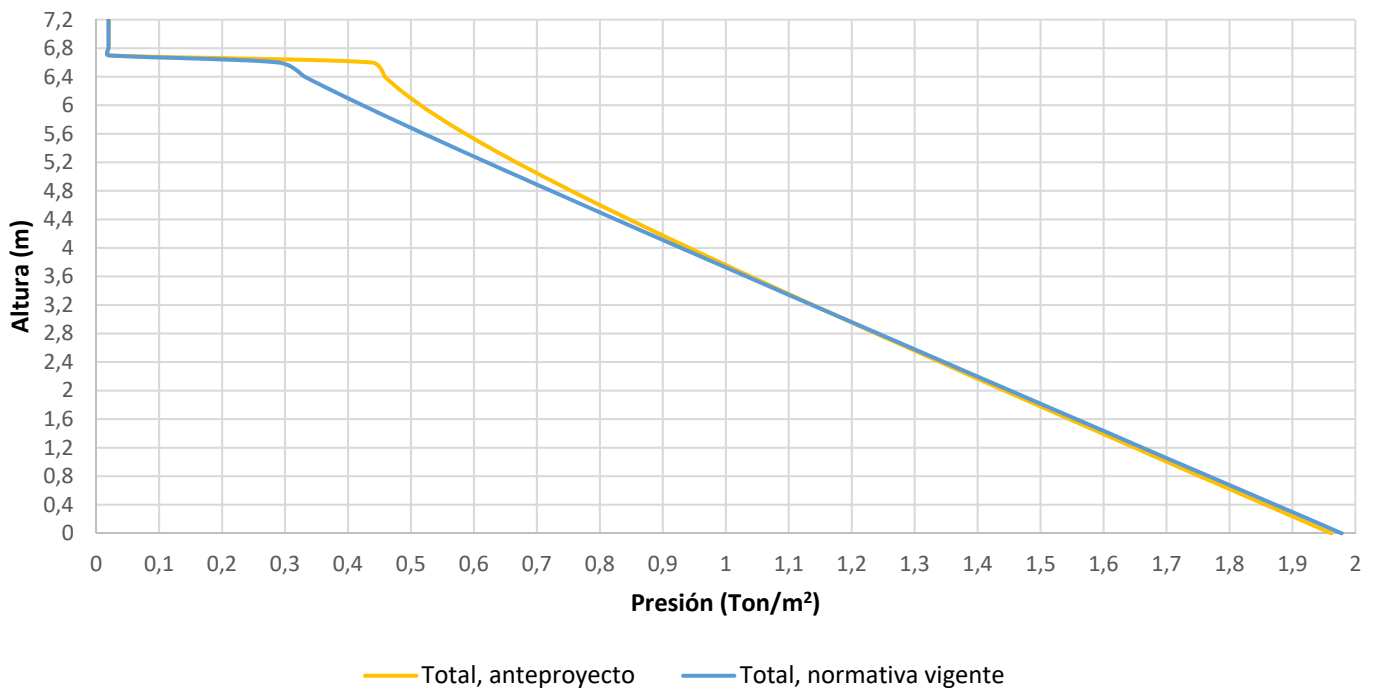


En la Figura 7 se puede visualizar la variación de la presión convectiva con la altura en base a la actualización de la NCh2369Of2003.



**Figura 7:** Variación de la presión convectiva con la altura en base a la actualización de la NCh2369Of2003.

En la Figura 8 se puede visualizar la variación de la presión hidrodinámica con la altura en base a la actualización de la NCh2369Of2003.



**Figura 8:** Variación de la presión hidrodinámica con la altura en base a la actualización de la NCh2369Of2003.

De las Figuras 5 y 6 se puede observar una muy pequeña variación en la presión, debido a que la única variación es en el coeficiente sísmico asociado al modo impulsivo.

De la Figura 7 se puede observar una gran variación en la presión convectiva, la cual es mayor en la superficie del fluido, debido a la variación en el coeficiente sísmico convectivo.

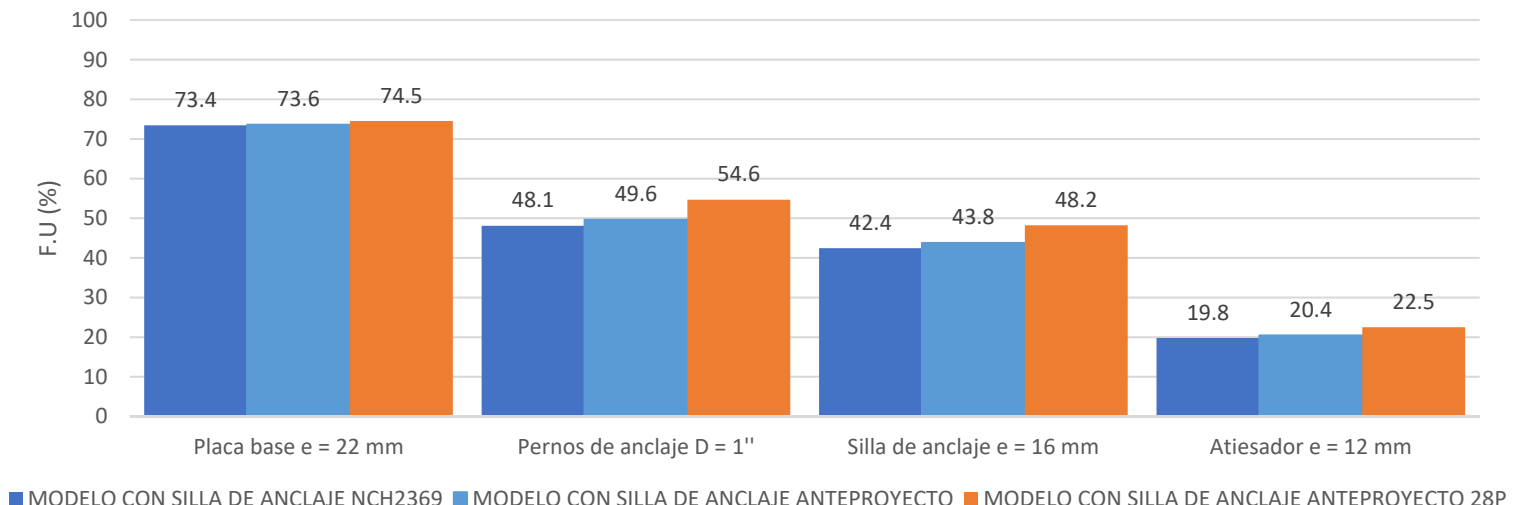
De la Figura 8 se puede observar que la mayor variación de la presión hidrodinámica se obtiene cercana a la superficie producto del efecto de la presión asociada al modo convectivo. Por lo anterior, es esperable que, aunque en la base se generen mayores presiones hidrodinámicas considerando los coeficientes sísmicos de la NCh2369Of2003, el momento adicional originado por el aumento del coeficiente sísmico convectivo del anteproyecto, genere un diseño más conservador.

Para realizar una correcta comparación entre ambas normativas al considerar en el diseño del estanque de acero una silla de anclaje, es necesario determinar la distancia circunferencial entre pernos de anclaje. Considerando la distribución actual de 36 pernos de anclaje, se tiene una distancia circunferencial entre pernos de 0.47 m, siendo claramente inferior a la distancia circunferencial mínima de 0.6 m propuesta por el anteproyecto. Por esta razón se generó otro modelo con una menor cantidad de pernos para el análisis.

Para el cumplimiento de la distancia circunferencial mínima de acuerdo al anteproyecto, se deben considerar 28 pernos de anclaje, lo que implica una disminución de 8 pernos de anclaje respecto a la configuración original, además se considera la disminución de 8 atiesadores.

Cabe destacar que sólo se considerará una modelación adicional con 28 pernos de anclaje y atiesadores, en vez de los 36 del modelo original. Esto dado que la tracción que tomen los pernos de anclaje dependerá en gran medida de la ubicación de los pernos de anclaje.

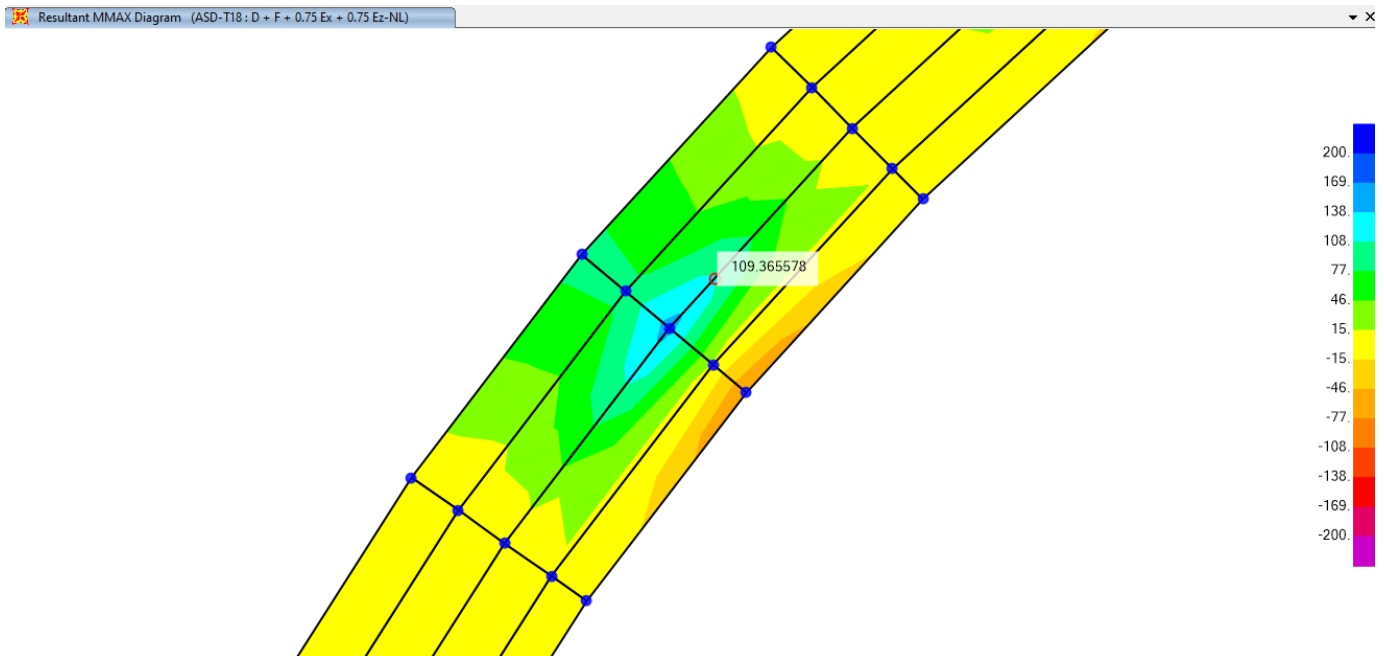
Finalmente, se consideran 3 modelos para el análisis, en la Figura 9 se pueden observar los resultados asociados a la comparación de los factores de utilización asociados al sistema de anclaje de las columnas de soporte del estanque de acero.



**Figura 9:** Comparación de los factores de utilización asociados al sistema de anclaje de las columnas de soporte del estanque de acero.

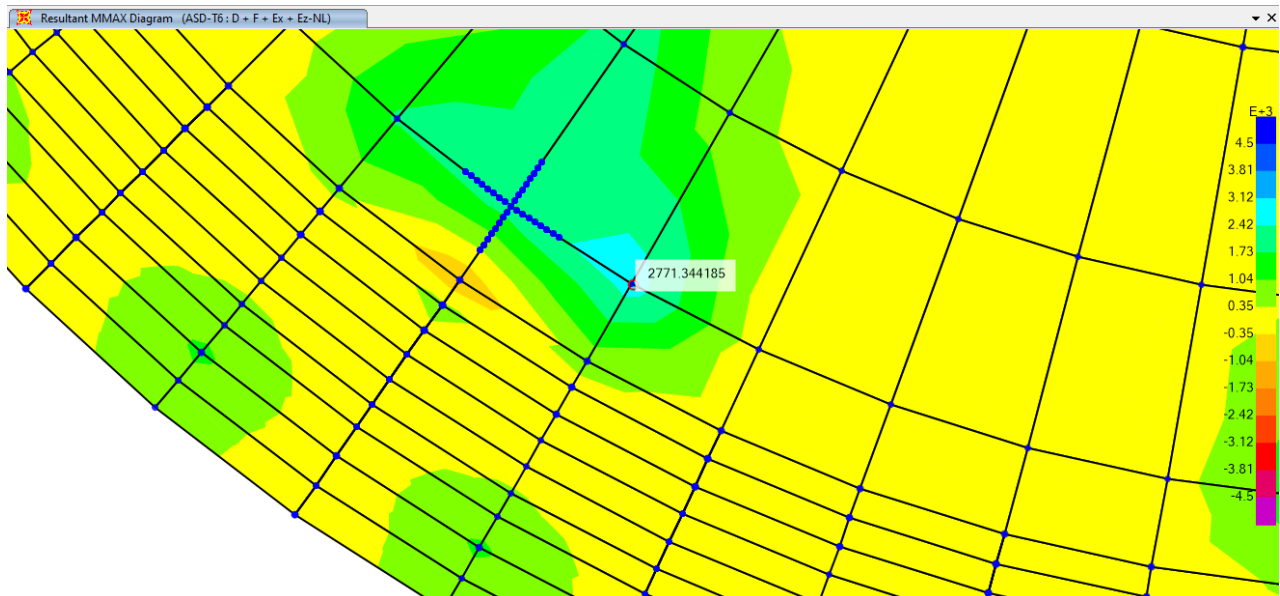
Se puede observar que, en el modelo con silla de anclaje considerando todas las disposiciones del anteproyecto, genera un diseño más conservador, pero que de todas maneras no genera una falla en los elementos del sistema de anclaje, donde las mayores variaciones en los factores de utilización son de un 6.5 % en los pernos de anclaje y de un 5.8 % en la silla de anclaje.

En la Figura 10, se puede visualizar el momento máximo en la silla de anclaje del estanque de acero, considerando las disposiciones de la normativa actual y la combinación  $D+F+0.75E_x+0.75E_z-T$ .



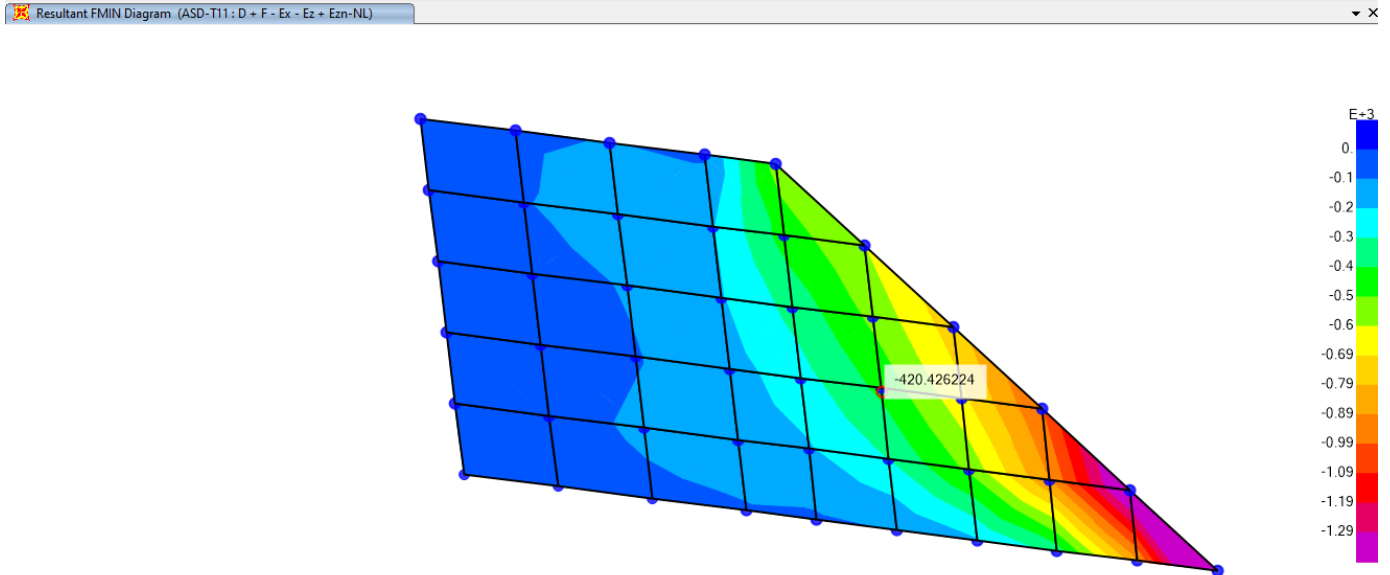
**Figura 10:** Momento máximo en la silla de anclaje en kg-cm/cm.

En la Figura 11, se puede visualizar el momento máximo en la placa base del estanque, considerando las disposiciones de la normativa actual y la combinación  $D+F+Ex+Ez-T$ .



**Figura 11:** Momento máximo en la placa base en kg-cm/cm.

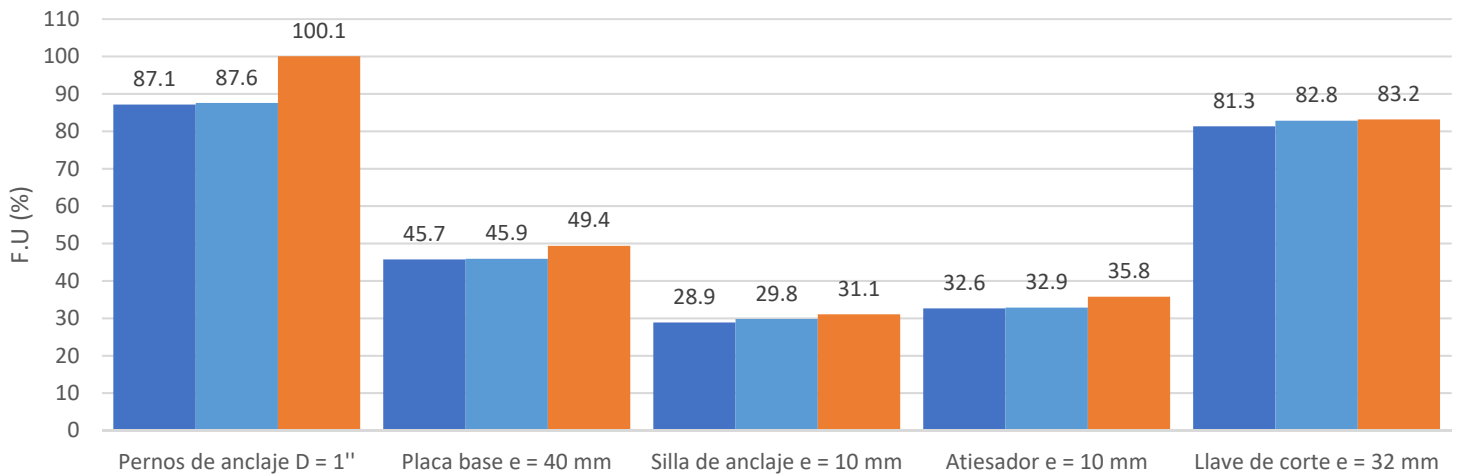
En la Figura 12, se puede visualizar la máxima fuerza de compresión en el atiesador del estanque de acero, considerando las disposiciones de la normativa actual y la combinación D+F-Ex-Ez+Ezn-T.



**Figura 12:** Fuerza máxima de compresión en el atiesador en kg/cm.

Se realizó el mismo análisis de las Figuras 10 a 12 en todos los modelos estructurales del sistema de anclaje del estanque de acero.

En la Figura 13 se pueden observar los resultados asociados a la comparación de los factores de utilización asociados al sistema de anclaje del estanque de acero.



■ MODELO CON SILLA DE ANCLAJE NCH2369 ■ MODELO CON SILLA DE ANCLAJE ANTEPROYECTO ■ MODELO CON SILLA DE ANCLAJE ANTEPROYECTO 28P

**Figura 13:** Comparación de los factores de utilización asociados al sistema de anclaje del estanque de acero.

Se puede observar que, en el modelo con silla de anclaje considerando todas las disposiciones del anteproyecto, genera un diseño más conservador, en el cual sólo los pernos de anclaje fallan. Por lo cual es necesario considerar pernos de anclaje de un diámetro igual a 1.125'' para cumplir con las solicitaciones. En dicho caso, las mayores variaciones en los factores de utilización son de un 13.0 % en los pernos de anclaje y de un 3.7 % en la placa base, cabe destacar que todos los factores de utilización fueron controlados por combinaciones sísmicas.

En gran medida los resultados quedaron condicionados por la distancia circunferencial entre pernos de anclaje, ya que, al quitar 8 pernos de anclaje, los elementos solicitados a tracción experimentaron un aumento significativo en sus solicitaciones. En el caso de obviar la condición de la distancia circunferencial, y considerar sólo el cambio producto de los coeficientes sísmicos, se observa de todas maneras que el modelo con silla de anclaje de acuerdo al anteproyecto genera un diseño más conservador. En este caso, la mayor variación en los F.U son de un 1.5% en los pernos de anclaje para las columnas de soporte, y de un 1.5 % en las llaves de corte para el estanque de acero.

#### 4.2 COMPARACIÓN DEL MODELO ORIGINAL SIN CONSIDERAR SILLA DE ANCLAJE

Para esta comparación se considera el modelo original descrito en el capítulo 2, pero sin considerar la silla de anclaje en el diseño, y considerando como longitud total de pernos sólo la longitud embebida de los pernos, es decir, 350 mm; además de la metodología descrita en el capítulo 3.

De acuerdo a los criterios que se adoptan en la normativa actual al no considerar silla de anclaje en el diseño del estanque de acero, es necesario amplificar el efecto del sismo en 0.5R veces, pero no menos que 1.5 veces. Dado que  $R=4$  para el coeficiente convectivo e impulsivo, los coeficientes sísmicos deben ser amplificados por 2.

De manera similar, el anteproyecto propone amplificar el sismo en  $0.7 R_1$  veces, pero no menos que 2 veces. Para determinar  $R_1$  es necesario determinar el corte basal mínimo y el corte basal producto de las combinaciones de carga en una condición en la cual no se amplifican las cargas sísmicas. Aplicando esto, se obtiene lo siguiente:

$$Q_{\min} = 0.25 I \frac{A_0}{g} P = 0.25 I \frac{0.3 g}{g} 493373 \text{ kg} = 37003 \text{ kg}$$

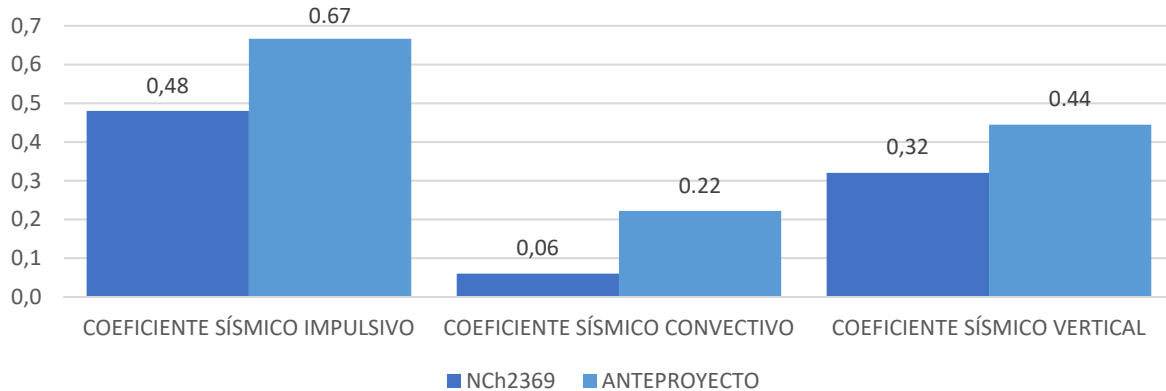
P representa el peso total, el cual se considera como  $D+F$ , es decir el peso de los elementos estructurales de acero más el fluido inmerso en el estanque.

Se extrae el corte basal del modelo estructural, el cual resulta ser  $Q_0 = 112287 \text{ kg}$ , luego para determinar  $R_1$  se tiene:

$$\text{Como } \frac{Q_0}{Q_{\min}} = 3.03 > 1, \quad \text{entonces } R_1 = R$$

Debido a que  $R=4$  para el coeficiente impulsivo, el coeficiente sísmico impulsivo se debe amplificar por 2.8. De manera similar, dado que  $R=1$  para el coeficiente convectivo, es que el coeficiente sísmico impulsivo se amplifica en 2.

En la Figura 14 se pueden visualizar los cambios en los coeficientes sísmicos asociados a los modos convectivo, impulsivo y sismo vertical del estanque en base a la actualización de la NCh2369Of2003 considerando el diseño del estanque de acero sin silla de anclaje.



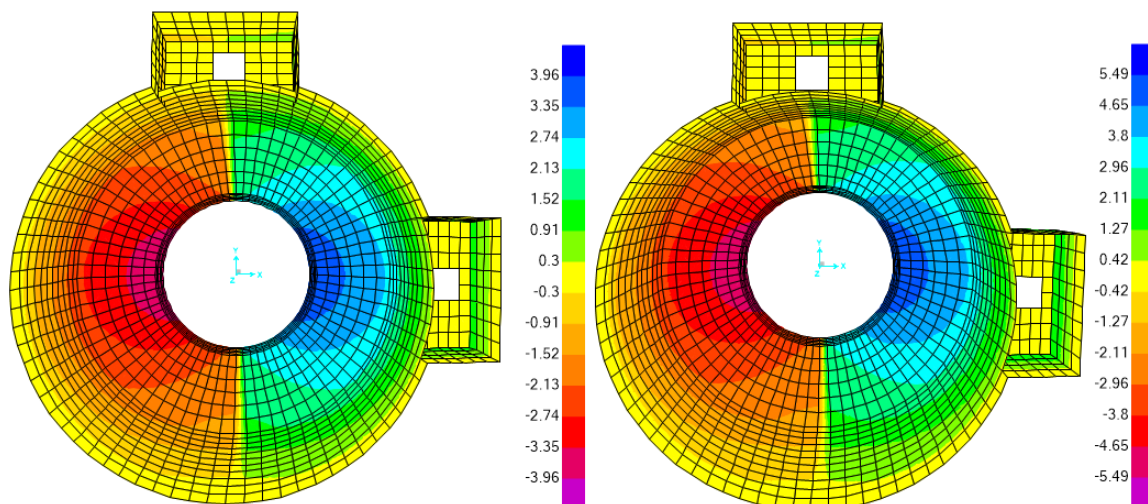
**Figura 14:** Comparación de coeficientes sísmicos en base a la actualización de la NCh2369Of2003, considerando el estanque de acero sin silla de anclaje.

Se observa un aumento considerable en el coeficiente sísmico impulsivo y coeficiente sísmico vertical. Este aumento es de un 38.8 %, una variación relevante debido a que la masa sísmica producto del fluido en el estanque es elevada y el modo impulsivo es el modo que más aporta en la presión hidrodinámica producto del fluido que afecta al estanque de acero y su mayor valor se obtiene en la base del estanque.

La masa del modo convectivo e impulsivo representan un 30 % y 70 %, respectivamente, de la masa sísmica asociada al fluido.

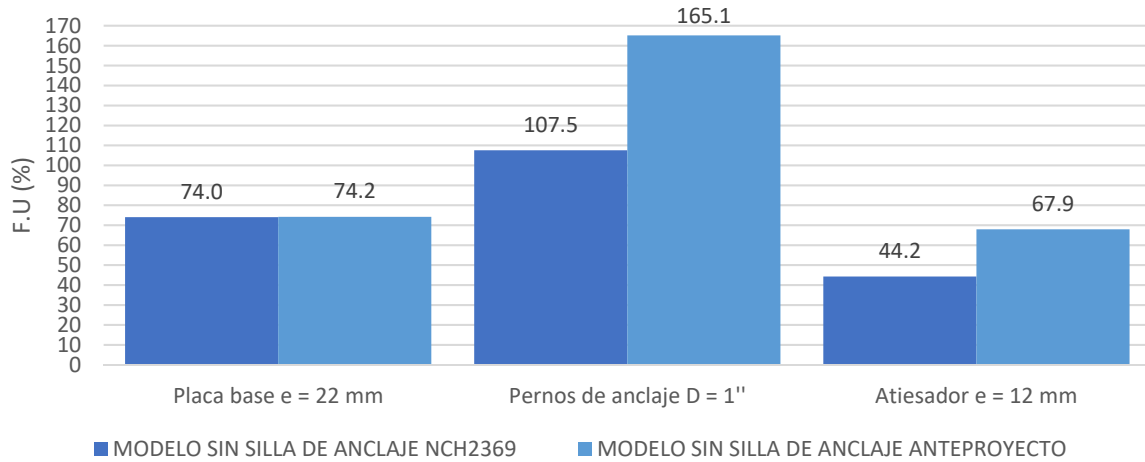
Además, se puede observar un gran aumento en el coeficiente sísmico convectivo. Este aumento es de un 270 %. Cabe destacar que el modo convectivo es el modo que menos aporta en la presión hidrodinámica producto del fluido que afecta al estanque de acero y su mayor valor se obtiene en la superficie del fluido.

En la Figura 15 se pueden observar las presiones hidrodinámicas considerando las variaciones en los coeficientes sísmicos, a la izquierda de acuerdo a la normativa actual, y a la derecha de acuerdo al anteproyecto.



**Figura 15:** Distribución de presiones hidrodinámicas en la dirección global x en Ton/m<sup>2</sup>.

En la Figura 16 se pueden observar los resultados asociados al sistema de anclaje de las columnas de soporte del estanque de acero.

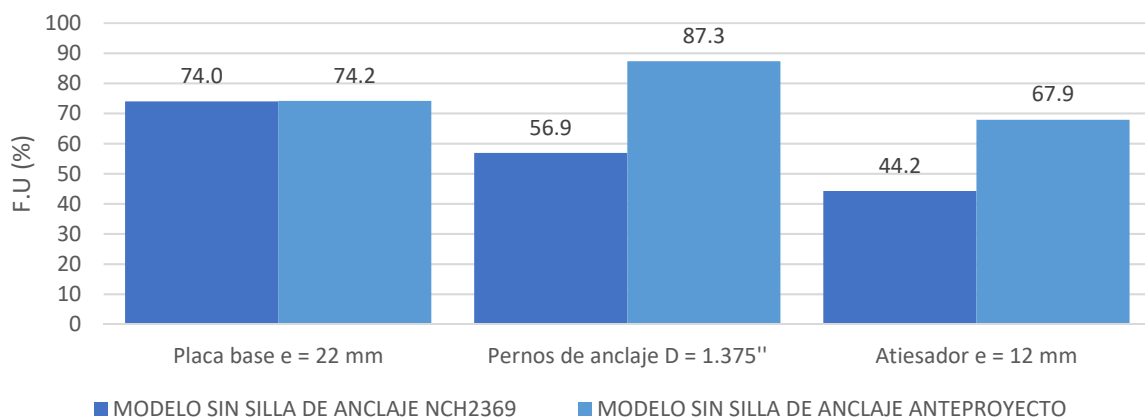


**Figura 16:** Comparación de los factores de utilización asociados al sistema de anclaje de las columnas de soporte del estanque de acero.

Se puede observar que, en el modelo sin silla de anclaje considerando todas las disposiciones del anteproyecto, genera un diseño más conservador, en el cual las mayores variaciones son del orden del 23.7 % y 57.6 %, en los atiesadores y los pernos de anclaje respectivamente. Debido a que los pernos de anclaje llegan al fallo en ambos modelos, es necesario considerar pernos de anclaje de un diámetro igual a 1.125'' y 1.375'' para el caso de la normativa actual y anteproyecto, respectivamente, para así poder cumplir con las solicitaciones. Cabe destacar que todos los factores de utilización fueron controlados por combinaciones sísmicas y el corte en las columnas fue inferior en ambos casos a 50 kN, por lo que no es necesario considerar llave de corte en las columnas de soporte del estanque de acero.

A modo de realizar una comparación en base a los factores de utilización, es que se rediseñan los pernos de anclaje considerando pernos de anclaje de un diámetro igual a 1.375''.

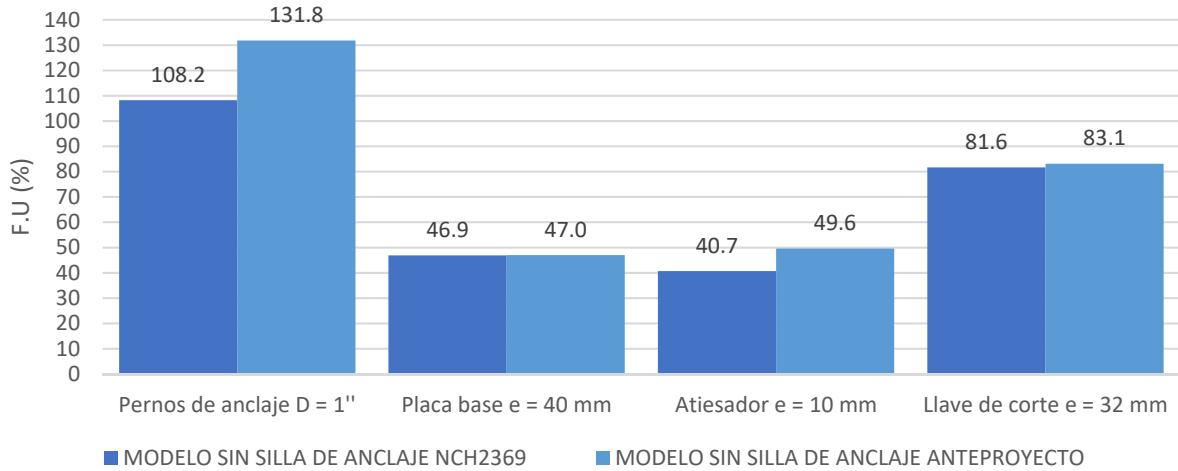
En la Figura 17 se pueden observar los resultados asociados al sistema de anclaje de las columnas de soporte del estanque de acero, considerando el redimensionamiento de los pernos de anclaje.



**Figura 17:** Comparación de los factores de utilización asociados al sistema de anclaje de las columnas de soporte del estanque de acero considerando el redimensionamiento de los pernos.



En la Figura 18 se pueden observar los resultados asociados al sistema de anclaje del estanque de acero.

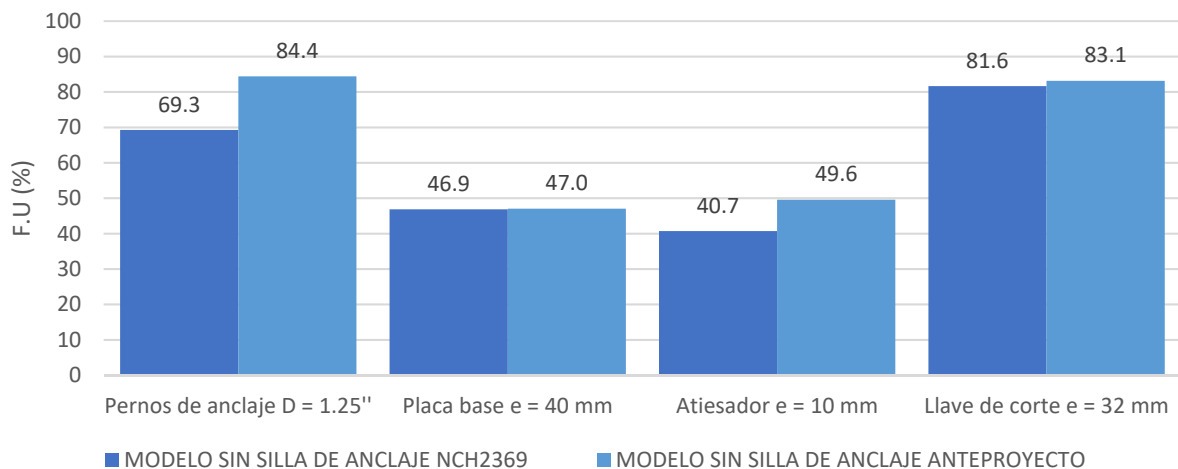


**Figura 18:** Comparación de los factores de utilización asociados al sistema de anclaje del estanque de acero.

Se puede observar que, en el modelo sin silla de anclaje considerando todas las disposiciones del anteproyecto, genera un diseño más conservador, en el cual las mayores variaciones son del orden del 23.6 % y 8.9 %, en los pernos de anclaje y atiesadores, respectivamente. Debido a que los pernos de anclaje llegan al fallo en ambos modelos, es necesario considerar pernos de anclaje de un diámetro igual a 1.125" y 1.25" para el caso de la normativa actual y anteproyecto, respectivamente; para así poder cumplir con las solicitaciones. Cabe destacar que todos los factores de utilización fueron controlados por combinaciones sísmicas.

A modo de realizar una comparación en base a los factores de utilización, es que se rediseñan los pernos de anclaje considerando pernos de anclaje de un diámetro igual a 1.25".

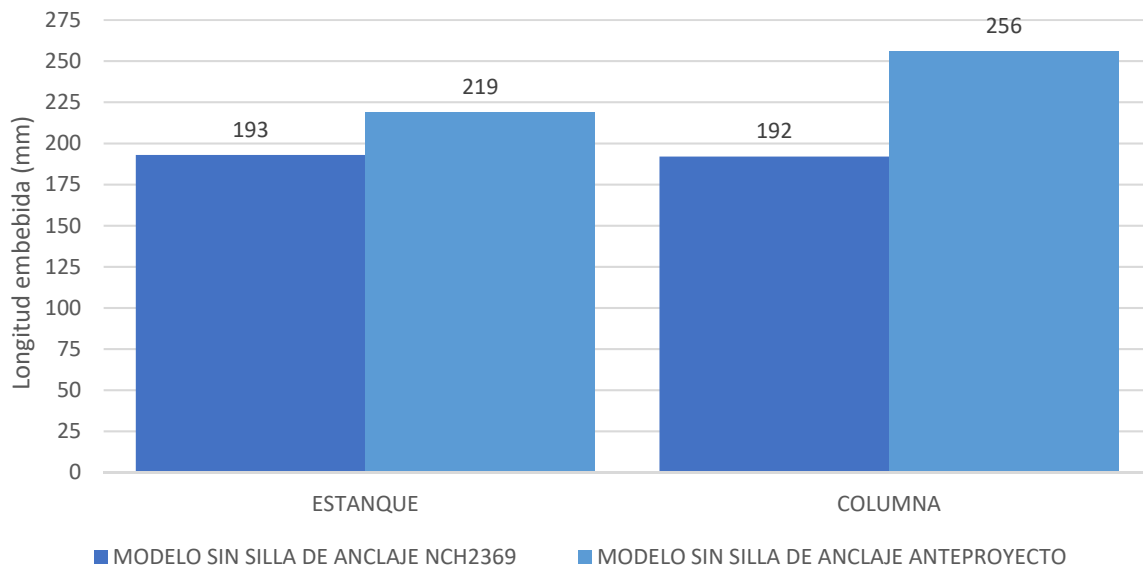
En la Figura 19 se pueden observar los resultados asociados al sistema de anclaje del estanque de acero, considerando el redimensionamiento de los pernos de anclaje que fallaban.



**Figura 19:** Comparación de los factores de utilización asociados al sistema de anclaje del estanque de acero considerando el redimensionamiento de los elementos estructurales.

Al momento de cambiar el diámetro de los pernos de anclaje producto de que su resistencia a la tracción era mayor a la admisible, también se debe verificar una eventual falla en el hormigón armado. Se analizó la falla en el hormigón producto del arrancamiento de los pernos de anclaje. Actualmente, el modelo cuenta con una longitud de pernos de anclaje embebida en el hormigón de 350 mm.

En la Figura 20 se puede visualizar una comparación de la longitud embebida de los pernos de anclaje mínima en las columnas de soporte y estanque de acero.

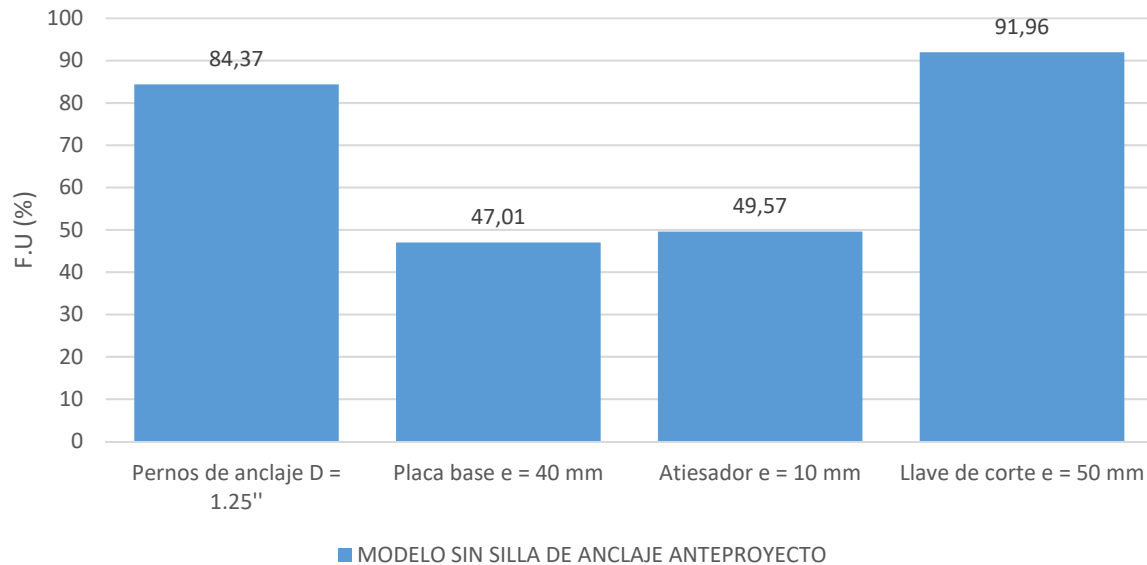


**Figura 20:** Comparación de la longitud embebida de los pernos de anclaje mínima en las columnas de soporte y estanque de acero.

En ambos casos la longitud de pernos de anclaje embebida en el hormigón es suficiente. En el caso de la normativa actual se debe considerar como mínimo una longitud de 193 mm y 192 mm, en el caso de las columnas y estanque, respectivamente, para así evitar una eventual falla en el hormigón armado.

El anteproyecto permite una eventual falla en el hormigón, por lo que no necesariamente se debe cumplir con la longitud mínima de 219 mm y 256 mm, en el caso de las columnas y estanque, respectivamente. Para ello se debe amplificar el sismo de la misma manera que se realiza al no considerar silla de anclaje, pero también se deben considerar los elementos solicitados a corte, por lo que es necesario verificar el corte basal y rediseñar la llave de corte.

En la Figura 21 se pueden observar los resultados asociados al sistema de anclaje del estanque de acero, considerando el redimensionamiento de la llave de corte que fallaba al considerar una eventual falla del hormigón armado que propone en anteproyecto, considerando lo anterior y al verificar la llave de corte actual, el F.U es de un 224%, por lo que se debe modificar el espesor de la llave, se considera una llave de corte de 50 mm de espesor.



**Figura 21:** Factores de utilización asociados al sistema de anclaje del estanque de acero considerando el redimensionamiento de la llave de corte.

## 5 CONCLUSIONES

Al analizar los modelos con y sin silla de anclaje, el diseño fue controlado sólo por combinaciones sísmicas, además se obtiene un diseño más conservador con el anteproyecto de la norma.

La masa del modo convectivo e impulsivo representan un 30 % y 70 %, respectivamente, de la masa sísmica asociada al fluido. La influencia del anteproyecto en el diseño del sistema de anclajes de estanques con silla de anclaje será mayor para estanques con una relación de aspecto D/HI mayor, debido a que, en estanques no esbeltos, el aporte del modo convectivo es mayor. Al no considerar silla de anclaje, la influencia del anteproyecto en el diseño de los pernos y atiesadores será mayor para estanques esbeltos, debido a que, el aporte del modo impulsivo es mayor.

Debido a la actualización de la normativa, los pernos de anclaje son los más propensos a cambios. En términos económicos, dichos cambios pueden llegar a ser despreciables, pero se debe tener especial cuidado en estanques de sección variable con silla de anclaje. La altura de la silla de anclaje debe ser como mínimo 250 mm u  $8 D_{\text{perno}}$ , por lo que al aumentar la sección del perno de anclaje y tener una configuración de estanque de sección variable, puede aumentar de tamaño la placa base, lo que implica un aumento considerable en términos económicos. Esto debido a que el perno de anclaje tiene una proyección vertical y el estanque de sección variable una proyección diagonal, por lo que en un caso crítico podrían llegar a intersectarse.

En el caso particular del sistema de anclaje de las columnas de soporte, al considerar el estanque con silla de anclaje considerando todas las disposiciones del anteproyecto, no genera una falla en los elementos del sistema de anclaje.

En el caso particular del sistema de anclaje del estanque, al considerar el estanque con silla, en gran medida los resultados quedaron condicionados por la distancia circunferencial entre pernos, ya que, al quitar 8 pernos, los elementos solicitados a tracción experimentaron un aumento significativo en sus solicitaciones, en el cual sólo los pernos fallan, por lo cual es necesario considerar pernos de un diámetro igual a 1.125'' para cumplir con las solicitaciones.

En el caso particular del sistema de anclaje de las columnas de soporte, al considerar el estanque sin silla, fallan los pernos de anclaje. Debido a que estos elementos llegan al fallo en ambos modelos, es necesario considerar pernos de un diámetro igual a 1.125'' y 1.375'' para el caso de la normativa actual y anteproyecto, respectivamente; para así poder cumplir con las solicitaciones.

En el caso particular del sistema de anclaje del estanque, al considerar el estanque sin silla, fallan los pernos de anclaje. Debido a que estos elementos llegan al fallo en ambos modelos, es necesario considerar pernos de un diámetro igual a 1.125'' y 1.25'' para el caso de la normativa actual y anteproyecto, respectivamente; para así poder cumplir con las solicitaciones.

En el modelo con silla de anclaje, al aumentar sólo la sección de los pernos del estanque, existe una disminución del peso de los pernos de 1.3 kg. De manera similar, en el modelo sin silla de anclaje, al aumentar la sección de los pernos de las columnas de soporte y base del estanque, existe un aumento de 35.8 kg. Las variaciones en cuanto al diseño de pernos de anclaje son considerables, pero las variaciones en el peso son pequeñas en relación al global del estanque de acero, por lo que no afectaría en el presupuesto final del proyecto.

Al verificar una eventual falla en el hormigón producto del arrancamiento de los pernos, en ambos casos la longitud de pernos embebida en el hormigón es menor a los 350 mm, al analizar la normativa actual se debe considerar como mínimo una longitud de 193 mm y 192 mm, en el caso de las columnas y estanque, respectivamente, para así evitar una eventual falla en el hormigón armado.

El anteproyecto permite una eventual falla en el hormigón, por lo que no necesariamente se debe cumplir con la longitud mínima de 219 mm y 256 mm, en el caso de las columnas y estanque, respectivamente.

Al considerar una eventual falla en el hormigón, el F.U de la llave de corte es de un 224%, por lo que, al modificar el espesor de la llave, para así cumplir con las solicitaciones, es necesario considerar una llave de corte de 50 mm de espesor.

## 6 AGRADECIMIENTOS

Deseo agradecer a las personas que de una u otra manera me ayudaron en la realización de mi proyecto de investigación y a los que me acompañaron durante mi proceso universitario.

A mi familia: Olga Bustos, José Mardones, Ximena Ruiz, Antonia Silva, Mariajesus Silva y Vladimir Silva por su apoyo durante los momentos complicados. En especial a mi abuelita Olga Bustos, sin ella nada de esto sería posible.

A Gabriela Acuña por su apoyo y comprensión.

A mis compañeros de universidad: Sebastián Alarcón, Oscar Álvarez, Nicolás Uribe y Claudio Salazar por brindarme su amistad. En especial a Sebastián Alarcón por su apoyo, ánimo y compañía durante todo mi proceso universitario.

A Wladimir Concha por sus conocimientos y consejos.

A los profesores: Minor Nozaki y Claudio Oyarzo. En especial al profesor Minor Nozaki por su paciencia, conocimientos y excelente disposición durante la realización de mi proyecto de investigación.

A los profesores y funcionarios de la Facultad de Ingeniería. En especial a Edwin Behrens, Guillermo Bustamante, Diego Caamaño, Mauricio Villagrán, Joel Áviles y Jhonny Morales.

Gracias a todos.

## 7 REFERENCIAS

- [1] Instituto Nacional de Normalización (2003). NCh 2369 of 2003: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, Santiago de Chile.
- [2] Instituto Nacional de Normalización (2018). Anteproyecto NCh2369: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, Santiago de Chile.
- [3] Tsavdaridis, Konstantinos & Shaheen, Mohamed & Baniotopoulos, Charalampos & Salem, Emad. (2015). Analytical Approach of Anchor Rod Stiffness and Steel Base-Plate Calculation under Tension. Structure. 10.1016/j.istruc.2015.11.001.
- [4] ACI Committee 350 (2001), “Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures” (ACI 350.3-01) and Commentary (350.3R-01), American Concrete Institute, Farmington Hills, USA.
- [5] API Standard 650 (2013), “Welded Steel Tanks for Oil Storage”, American Petroleum Institute, 1220 L Street, Washington D.C., USA.
- [6] AISC steel design guide 1 (2006), “Column base plate and anchor rod design”. United States of America, American Institute of Steel Construction.
- [7] Instituto Nacional de Normalización (2017). NCh 3171 of 2017: Disposiciones generales y combinaciones de carga, Santiago de Chile.