



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

**REVISIÓN REQUISITOS DE DISEÑO
SÍSMICO DE ESTANQUES
ATMOSFÉRICOS CON RELACIONES
DE ASPECTO H/D SOBRE 1.0**

ANDRES VILLANUEVA BILBAO

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:

MIGUEL MEDALLA R.

Santiago de Chile, mayo 2021.

A mi madre y mi señora por todo el apoyo que me dieron durante estos años.

AGRADECIMIENTOS

Quiero dar gracias a todas las personas del programa MIEG que han hecho esto posible desde Elena, profesores, compañeros de clases y grupo de estudio.

También dar gracias a Miguel Medalla por todo el apoyo en la actividad a pesar de la situación por la actual pandemia, la disposición entregada se valora.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE DE TABLAS	6
INDICE DE FIGURAS.....	7
RESUMEN.....	9
ABSTRACT.....	11
I. INTRODUCCIÓN.....	12
I.1 Motivación del estudio.....	12
I.1 Objetivos	13
I.2 Metodología del Estudio	13
II. METODOS DE ANALISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE ESESTANQUES	15
II.1 Método propuesto por Housner.....	15
II.2 Diseño con API650 – NCh2369.Of2003.....	16
II.2.1 Pesos efectivos	16
II.2.2 Alturas Efectivas	17
II.2.3 Periodos de vibración	17
II.2.4 Altura máxima de oscilación del líquido	17
II.2.5 Fuerzas en la base del estanque	18
II.2.6 Cálculo del espesor de placa de pared por el método de 1 pie . 19	
II.2.7 Estabilidad al volteo	20
II.2.8 Esfuerzos en las paredes del estanque	20
II.2.9 Sistema de anclaje	21
II.2.10 Diseño del sistema de anclaje	21
II.2.11 Parametrización	27
II.3 Análisis Modal Espectral	28
III. Estanques Diseñados.....	30

IV.	MODELACIÓN Y ANÁLISIS COMPUTACIONAL DE LA ESTRUCTURA	31
	IV.1 Materiales y unidades	31
	IV.2 Datos para el Espectro considerado.	31
	IV.3 Modelación de los estanques en SAP2000	33
	IV.4 Cargas a considerar en el análisis	37
	IV.5 Fuente de masa	38
	IV.6 Análisis modal	¡Error! Marcador no definido.
V.	RESULTADOS Y CONCLUSIONES	39
	V.1 Resultados	39
	Figura IV-1. Fuerza según AME en las paredes del estanque H/D=1.0 en [tonf].	40
	V.2 Conclusiones	¡Error! Marcador no definido.
	BIBLIOGRAFIA.....	65
	A N E X O S.....	66
	Anexo A: Calculos de los Estanques.....	67
	Estanque H/D=1.0.....	67
	Estanque H/D=1.5.....	72
	Estanque H/D=2.0.....	77
	Estanque H/D=2.5.....	82
	Estanque H/D=3.0.....	87

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla III-1 Resumen Geometría y diseño de elementos en estanques.....	30
Tabla IV-1 : Sobrerresistencia de diseño en la demanda sísmica	32
Tabla V-1 : Resumen cortes y momentos basales en estanques.	39
Tabla V-2 : Resumen V y M basales, Housner Dist. y Ω ·Housner Distr.	51
Tabla V-2 : Resumen V y M basales, Housner Dist. y Análisis Modal Espectral.....	62

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura I-1. Falla tipo rodilla de elefante en estanques de acero para contención de líquidos	12
Figura II-1. Modelo para sismo horizontal.....	15
Figura II-2. Dimensiones del sistema de anclaje de sillas aisladas.....	24
Figura III-1. Espectro de diseño según la norma NCh2369.....	33
Figura III-2. Espesores de placa de las paredes de los estanques analizados.....	34
Figura III-3. Discretización de la base y las paredes del estanque para H/D=1.....	34
Figura III-4. Asignación de centro de masas y diafragma tipo body en altura.....	35
Figura III-5. Sillas de anclaje aisladas con resortes (Hook), estanque H/D=3.....	36
Figura III-6. Discretización del suelo de fundación y asignación de resortes por área (D=8m).....	37
Figura III-7. Cargas laterales provenientes del peso impulsivo W_1 (Izquierda) y peso convectivo W_2 (Derecha) para el caso H/D=1.....	38
Figura IV-1. Fuerza según Housner dist. en las paredes del estanque H/D=1.0 en [tonf]..	40
Figura IV-2. Fuerzas en las paredes del estanque H/D=1.0 en [tonf].....	40
Figura IV-3. Tensión según Housner d. en las paredes del estanque H/D=1.0 en [tonf/m ²].	41
Figura IV-4. Tensiones en las paredes del estanque H/D=1.0 en [tonf/m ²].	41
Figura IV-5. Fuerza según Housner dist. en las paredes del estanque H/D=1.5 en [tonf].	42
Figura IV-6. Fuerzas en las paredes para el estanque H/D=1.5.....	42
Figura IV-7. Tensión según Housner d. en las paredes del estanque H/D=1.5 en [tonf/m ²].	43
Figura IV-8. Tensiones en las paredes para el estanque H/D=1.5 en [tonf/m ²].	43
Figura IV-9. Fuerza según Housner dist. en las paredes del estanque H/D=2.0 en [tonf]..	44
Figura IV-10. Fuerzas en las paredes para el estanque H/D=2.0 en [tonf].....	44
Figura IV-11. Tensión según Housner D. en las paredes del estanque H/D=2.0 [tonf/m ²].	45
Figura IV-12. Tensión en las paredes del estanque H/D=2.0 en [tonf/m ²].	45
Figura IV-13. Fuerza según Housner dist. en las paredes del estanque H/D=2.5 en [tonf].	46
Figura IV-14. Fuerza en las paredes del estanque H/D=2.5 en [tonf].....	46
Figura IV-15. Tensión según Housner D. en las paredes del estanque H/D=2.5 en [tonf/m ²].	47
Figura IV-16. Tensión en las paredes para el estanque H/D=2.5 [tonf/m ²].	47
Figura IV-17. Fuerza según Housner dist. en las paredes del estanque H/D=3 en [tonf]..	48
Figura IV-18. Fuerza en las paredes del estanque H/D=3 en [tonf].....	48
Figura IV-19. Tensión según Housner D. en las paredes del estanque H/D=3 en [tonf/m ²].	49
Figura IV-20. Tensión en las paredes para el estanque H/D=3 [tonf/m ²].	49
Figura IV-21. Fuerza Ω ·Housner Dist. en las paredes del estanque H/D=1.0 en [tonf]....	52
Figura IV-22. Fuerzas en las paredes del estanque H/D=1.0 en [tonf].....	52
Figura IV-23. Tensión Ω ·Housner Dist. en las paredes del estanque H/D=1.0 en [tonf/m ²].	53

Figura IV-24. Tensión en las paredes para el estanque H/D=1.0 [tonf/m ²].	53
Figura IV-25. Fuerza Ω ·Housner Dist. en las paredes del estanque H/D=1.5 en [tonf].	54
Figura IV-26. Fuerzas en las paredes del estanque H/D=1.5 en [tonf].	54
Figura IV-27. Tensión Ω ·Housner Dist. en las paredes del estanque H/D=1.5 en [tonf/m ²].	55
Figura IV-28. Tensión en las paredes para el estanque H/D=1.5 [tonf/m ²].	55
Figura IV-29. Fuerza Ω ·Housner Dist. en las paredes del estanque H/D=2.0 en [tonf].	56
Figura IV-30. Fuerzas en las paredes del estanque H/D=2.0 en [tonf].	56
Figura IV-31. Tensión Ω ·Housner Dist. en las paredes del estanque H/D=2.0 en [tonf/m ²].	57
Figura IV-32. Tensión en las paredes para el estanque H/D=2.0 [tonf/m ²].	57
Figura IV-33. Fuerza Ω ·Housner Dist. en las paredes del estanque H/D=2.5 en [tonf].	58
Figura IV-34. Fuerzas en las paredes del estanque H/D=2.5 en [tonf].	58
Figura IV-35. Tensión Ω ·Housner Dist. en las paredes del estanque H/D=2.5 en [tonf/m ²].	59
Figura IV-36. Tensión en las paredes para el estanque H/D=2.5 [tonf/m ²].	59
Figura IV-37. Fuerza Ω ·Housner Dist. en las paredes del estanque H/D=3.0 en [tonf].	60
Figura IV-38. Fuerzas en las paredes del estanque H/D=3.0 en [tonf].	60
Figura IV-39. Tensión Ω ·Housner Dist. en las paredes del estanque H/D=3.0 en [tonf/m ²].	61
Figura IV-40. Tensión en las paredes para el estanque H/D=3.0 [tonf/m ²].	61
Figura IV-38. Fuerzas en las paredes del estanque H/D=3.0 en [tonf].... ¡Error! Marcador no definido.	
Figura IV-40. Tensión en las paredes para el estanque H/D=3.0 [tonf/m ²].	¡Error! Marcador no definido.
Figura IV-38. Fuerzas en las paredes del estanque H/D=3.0 en [tonf].	¡Error! Marcador no definido.
Figura IV-40. Tensión en las paredes para el estanque H/D=3.0 [tonf/m ²].	¡Error! Marcador no definido.

RESUMEN

En la práctica profesional el diseño de estanques se realiza en su mayoría a través de API650 que presenta como base de análisis la Teoría de Housner, aceptada por la comunidad profesional. El problema aquí es que, nos hemos percatado que tanto el método propuesto por Housner (1957) como el propuesto por Veletsos y Yang (1977) han planteado que las bases de dichas teorías son para estructuras rígidas. Entonces, ¿Qué sucede cuando los estanques son esbeltos tipo torres de proceso y sus períodos definen a los sistemas como flexibles?. La práctica profesional ha obviado esa pregunta y sigue utilizando la misma teoría de estanques rígidos. En este trabajo se realiza un análisis comparativo entre diferentes razones de aspecto para determinar la variación de las respuestas utilizando el método modal espectral de NCh.2369.Of2003 y API650. Vale la pena mencionar que la normativa chilena indica explícitamente el uso del método de Housner/API650 para el diseño de estanques y por tanto se puede utilizar en cualquier tipo de estanque sea chato o esbelto.

Producto de que el espectro de diseño utilizado en la NCh2369.Of2003 tiende a descender en periodos semiflexibles es que la respuesta disminuye respecto al método estático requerido. Por lo tanto un análisis modal espectral entrega resultados para Corte sísmico y Momento volcante menores que lo entregado por API650.

Se destaca además, que luego del 27F (terremoto chileno de $M_w = 8.8$) se pudo apreciar fallas de pandeo de manto en la zona alta de los estanques denominada “rodilla de elefante”, lo cual es muy relevante ya que API 650 se limita, en términos sísmicos, al diseño de la zona inferior ya que ahí se estima se concentrarán los esfuerzos, por lo tanto, es muy posible que dicho método de diseño no esté considerando un estado límite de interés. Conforme a lo anterior se consideró una verificación del nivel de resistencia versus cargas sísmicas amplificados por efecto de la sobrerresistencia del sistema, se logró observar que en oportunidades las demandas superaron las resistencias específicas pudiendo justificar las fallas observadas.

ABSTRACT

I. INTRODUCCIÓN

I.1 Motivación del estudio

En el diseño de estructuras de estanques de acero Housner en su estudio “Dynamic Pressures on Accelerated Fluid Containers” propuso un modelo simplificado para el diseño de estas estructuras el cual es ampliamente utilizado hoy en día, en cuanto a los requisitos normativos este tipo de estructuras siguen las recomendaciones de la norma API 650 “Diseño, Montaje y Construcción de Estanques Soldado en acero” y la norma NCh2369 “Diseño sísmico de estructura e instalaciones industriales”, entonces a partir de observar una serie de estanques de este tipo que cumplen las recomendaciones y método de diseño propuestos que presentaron falla tipo rodilla de elefante (mostrado en la Figura 1) surge la idea de analizar con modelos más refinados este tipo estructuras y poder obtener una explicación del por qué ocurren, para ello se definió una serie de estanques con relaciones de esbeltez “H/D” donde: “H” es altura y “D” el diámetro, los cuales serán diseñados por la norma API y NCh2369 y analizados por modelos numéricos de elementos finitos.



Figura I-1. Falla tipo rodilla de elefante en estanques de acero para contención de líquidos

I.1 Objetivos

Evaluar mediante modelos estáticos y modales espectrales el comportamiento del manto, a nivel de diseño, de distintos estanques

I.2 Metodología del Estudio

Se toman varios estanques atmosféricos con relaciones de aspecto superior a 1.0 para luego aplicar sobre ellos la carga según normativa tanto nacional como internacional, luego se compararán tanto las fuerzas como tensiones obtenidas sobre el manto, buscando ver como se relacionan entre sí, cual sería más conservador y si efectivamente el método simplificado de Housner es un buen parámetro para estructuras con relación de esbeltez mayores a lo habitual.

Se realizaron modelos de elementos finitos en el programa SAP2000. Estos estanques de acero fueron diseñados según los criterios normativos de la NCh 2369-03 y API 650.

Todos los estanques tienen un diámetro igual a 8 metros, variando su altura con la finalidad de obtener diferentes relaciones de esbeltez. A continuación, se presenta un cuadro con las dimensiones y relación de esbeltez de los distintos estanques estudiados en el presente trabajo.

Diámetro	Altura	Relación de Esbeltez
m	m	H/D
8	8	1
8	12	1.5
8	16	2
8	20	2.5
8	24	3

La pared o manto, el fondo y las sillas de anclaje de los estanques se modelaron con elementos lineales tipo Shell. Por otra parte, los pernos de anclaje mediante elementos Hook, y el apoyo del fondo mediante elementos Spring han sido modelados con elementos de respuesta no lineal.

Las cargas y combinaciones corresponden a las indicadas en NCh2369, correspondientes al método propuesto por Housner. Las cargas han sido aplicadas en los puntos centrales unidos a cada división del Shell o manto del estanque mediante restricciones tipo Body.

II. METODOS DE ANALISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE ESESTANQUES

II.1 Método propuesto por Housner

El análisis sísmico descrito en esta sección se fundamenta en que la respuesta dinámica en dirección horizontal del sistema estanque-líquido está definida por dos modos de vibración: un modo impulsivo, donde una parte del líquido se mueve al unísono con el estanque, y un modo convectivo donde una parte del líquido oscila independientemente del movimiento del estanque.

El modelo dinámico está constituido por dos pesos equivalentes: uno representa el efecto del modo impulsivo y el otro el del modo convectivo. La altura equivalente de cada peso, referida al fondo del estanque, se utiliza para calcular los momentos de volcamiento en la base resultantes de los efectos hidrodinámicos.

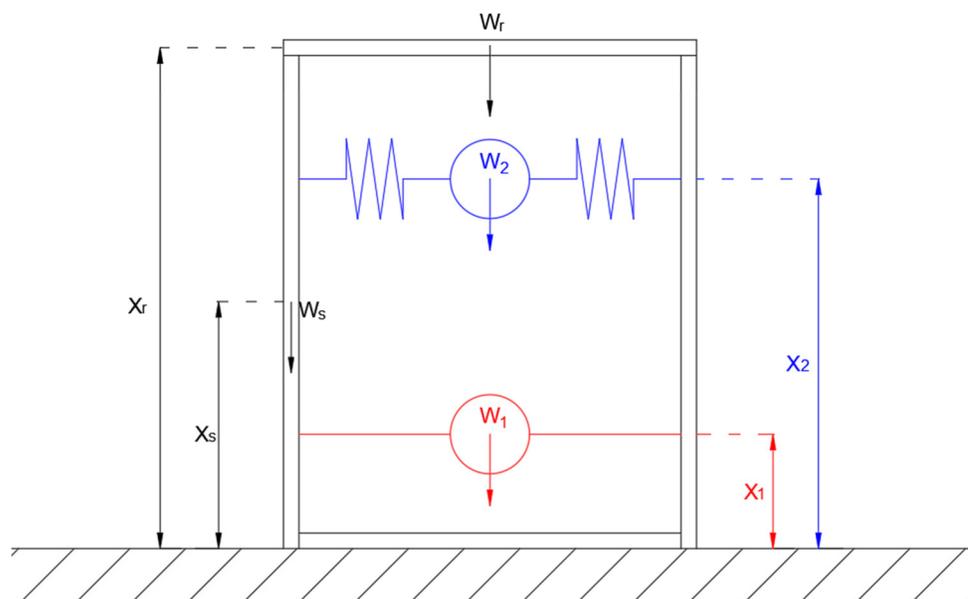


Figura II-1. Modelo para sismo horizontal

En la Figura II-1 se presenta el modelo simplificado que se utiliza para determinar las fuerzas en la base del estanque, resultantes de los efectos hidrodinámicos producidos por la componente sísmica horizontal. El peso W_1 que representa los efectos impulsivos se encuentra rígidamente unido a las paredes del estanque, a una

altura X_1 de su base. El peso W_2 que representa los efectos convectivos, se encuentra a una altura X_2 y se une al estanque mediante resortes equivalentes. Los valores W_s y W_r son pesos de las paredes y del techo, respectivamente X_s y X_r son las alturas de los centros de gravedad de W_s y W_r . En la práctica no se limitan los períodos naturales de los estanques, es más es muy común solo utilizar estas expresiones para luego obtener resultados de esfuerzos. El punto que deseamos resaltar es que en el modelo original de Housner si está limitado el período de los estanques atmosféricos a 0.2 s, lo cual limita su uso a estructuras de carácter rígido, muy por el contrario a lo que se realiza en la práctica, es por esto que, merece la pena investigar un poco sobre su comportamiento en estructuras con períodos altos que justamente nacen de relaciones de aspecto mayores a 1.0. equivalente a 0.4 s en adelante.

II.2 Diseño con API650 – NCh2369.Of2003

En base al método propuesto por Housner, la norma americana API650 propone las siguientes relaciones para el diseño de los estanques de acero.

II.2.1 Pesos efectivos

Los pesos efectivos W_1 y W_2 se determinan multiplicando por W_T los valores W_1/W_T y W_2/W_T obtenidos de las siguientes ecuaciones:

$$\frac{W_1}{W_T} = \frac{\tanh\left(0.866\left(\frac{D}{H}\right)\right)}{0.866\left(\frac{D}{H}\right)} \quad \text{si } \frac{D}{H} \geq \frac{4}{3} \quad (2.1)$$

$$\frac{W_1}{W_T} = 1 - 0.218 \cdot \frac{D}{H} \quad \text{si } \frac{D}{H} < \frac{4}{3} \quad (2.2)$$

$$\frac{W_2}{W_T} = 0.23 \cdot \left(\frac{D}{H}\right) \tanh\left(3.68\left(\frac{H}{D}\right)\right) \quad (2.3)$$

donde:

W_1 = Peso efectivo del líquido que vibra al unísono con el estanque (modo impulsivo), en tonelada;

W_2 = Peso efectivo del líquido que participa en el primer modo de vibración del líquido (modo convectivo), en tonelada;

W_T = Peso total del líquido, en tonelada;

D = Diámetro nominal del estanque, en metros;

H = Altura máxima del líquido, en metros.

II.2.2 Alturas Efectivas

Las alturas efectivas desde el fondo del estanque hasta el centroide de cada peso efectivo, se obtienen de multiplicar por H los valores X_1/H y X_2/H determinados por las siguientes ecuaciones:

$$\frac{X_1}{H} = 0.375 \quad \text{si } \frac{D}{H} \geq \frac{4}{3} \quad (2.4)$$

$$\frac{X_1}{H} = 0.5 - 0.09375 \cdot \frac{D}{H} \quad \text{si } \frac{D}{H} < \frac{4}{3} \quad (2.5)$$

$$\frac{X_2}{H} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68\left(\frac{H}{D}\right)\right) - 1}{3.68\left(\frac{H}{D}\right) \sinh\left(3.68\left(\frac{H}{D}\right)\right)} \quad (2.6)$$

Donde:

X_1 = Altura del peso W_1 , en metros;

X_2 = Altura del peso W_2 , en metros.

II.2.3 Periodos de vibración

El análisis pseudo-dinámico utilizado está basado en los periodos naturales de la estructura y como se definen en esta sección

II.2.3.1 Periodo natural convectivo

El periodo del primer modo convectivo de oscilación del líquido este dado por la ecuación (2.4),

$$T^* = 1.8k\sqrt{D} \quad (2.7)$$

$$k = \frac{0.578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{3.68H}{D}\right)}} \quad (2.8)$$

donde:

k = Coeficiente del periodo convectivo.

II.2.4 Altura máxima de oscilación del líquido

La aceleración horizontal sísmica hace que el fluido contenido comience a batirse (chapoteo), con desplazamiento vertical de la superficie de fluido. El desplazamiento vertical máximo d_{max} , puede ser calcula con la siguiente expresión:

$$d_{max} = 0.3426IC_2T^2 \tanh \left[4.77 \left(\frac{H}{D} \right)^{0.5} \right] \quad (2.9)$$

$$C_2 = MAX \left\{ \frac{2.75A_0}{gR} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} ; 0.10 \frac{A_0}{g} \right\} \quad (2.10)$$

donde:

A_0 = Aceleración efectiva máxima, según la zonificación sísmica establecida en la tabla 5.3 y 5.4 de la norma NCh2369;

C_2 = Coeficiente sísmico modo convectivo según NCh2369;

I = coeficiente de importancia;

T' , n = parámetros relativos al tipo de suelo de fundación, que se determinan de tablas 5.3 y 5.4 de la norma NCh2369of.03;

R = factor de modificación de la respuesta que se establece en Tabla 5.6 de la norma NCh2369;

ξ = razón de amortiguamiento igual a 0.005 según la norma NCh2369.

II.2.5 Fuerzas en la base del estanque

Las fuerzas resultantes en la base del estanque se obtienen combinado los efectos del modo impulsivo y del modo convectivo según el método del valor máximo probable.

- Fuerza Cortante

La fuerza cortante máxima probable “V” está dada por:

$$V = I \sqrt{[C_1(W_S + W_r + W_1)]^2 + [C_2W_2]^2} \quad (2.11)$$

Donde:

C_1 = Coeficiente sísmico modo impulsivo según la tabla 5.7 de la tabla NCh2369of03 con $\xi = 0.02$ con $R=4$ y zona sísmica 3;

Es importante destacar que la norma NCh2369 indica que el coeficiente de Reducción $R=4$ para estanques de acero (11.8.6). Sin embargo, la norma API 650

indica un valor de $R=2$. La propuesta de actualización de norma modifica el coeficiente R y lo hace igual a 1. Los estanques estudiados en este proyecto fueron analizados con $R=1$.

- **Momento en la Base**

El momento máximo probable en la base de estanque está dado por:

$$M = I\sqrt{[C_1(W_sX_s + W_rH_t + W_1X_1)]^2 + [C_2W_2X_2]^2} \quad (2.12)$$

II.2.6 Cálculo del espesor de placa de pared por el método de 1 pie

Este método calcula el espesor requerido en puntos de diseño localizados 0.3 m (1 ft) por encima del borde inferior de cada anillo del cuerpo. El apéndice A solo permite este método de diseño. Este método no se debe usar para calcular estanques de diámetros mayores de 60 m (~00 ft) de diámetro.

El mínimo espesor requerido de cada anillo del cuerpo deberá ser el mayor valor entre los calculados por las fórmulas.

En unidades internacionales:

$$t_d = \frac{4.9D(H-0.3)G}{S_dE} + CA \quad (2.13)$$

$$t_t = \frac{4.9D(H-0.3)}{S_tE} \quad (2.14)$$

Donde:

t_d = espesor de diseño de la placa, en mm;

t_t = espesor de diseño de la placa de la prueba hidrostático, en mm;

D = diámetro nominal del estanque, en m;

H = nivel de diseño del líquido, en m;

G = gravedad específica de diseño del líquido almacenado, definido por el cliente;

CA = tolerancia para la corrosión, definido por el cliente, en mm;

S_d = esfuerzo admisible para la condición de diseño, en MPa;

S_t = esfuerzo admisible para la condición del test hidrostático, en MPa;

E = coeficiente de eficiencia de las juntas;

II.2.7 Estabilidad al volteo

La resistencia al momento de vuelco es suministrada por el peso de las paredes del estanque y por el anclaje de estas,

$$w_t = \frac{W_s + W_r + N_{additional}}{\pi D} \quad (2.15)$$

$$w_l = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.1 t_b \sqrt{F_{by} GH} \\ 0.02 GHD \end{array} \right\} \quad (2.16)$$

$$J = \frac{M + M_{additional}}{D^2 (w_t + w_l)} \quad (2.17)$$

Donde:

w_t = Peso de las paredes del estanque y de la porción de techo que se apoya en las mismas, en toneladas por metro lineal de circunferencia;

w_l = Máximo peso del contenido del estanque que se puede utilizar para resistir el momento de vuelco, en toneladas por metro;

t_b = Espesor de la placa base, en mm;

F_{by} = Esfuerzo de fluencia de la placa base, en toneladas por metro cuadrado;

J = Relación de anclaje, si el valor es mayor a 1.54 el estanque no es estable y requiere anclajes;

II.2.8 Esfuerzos en las paredes del estanque

La fuerza de compresión y tracción en el anillo inferior de la pared (b_c y b_t) para estanques anclados, en toneladas por metro lineal de circunferencia, está dada por:

$$b_c = w_t + \frac{4(M + M_{additional})}{\pi D^2} \quad (2.18)^1$$

$$\sigma_c = \frac{b_c}{t} \quad (2.19)$$

$$b_t = \frac{4(M + M_{additional})}{\pi D^2} - w_t \quad (2.20)$$

¹ Expresión de Navier y asume que la distribución varía linealmente en altura.

$$\sigma_t = \frac{b_t}{t} \quad (2.21)$$

$$F_p = \frac{4(M+M_{additional})}{N_p D^2} - \frac{w_t}{N_p} \quad (2.22)$$

$$F_a = \min \left\{ \frac{0.83t}{D} ; 0.5 F_y \right\} \quad \text{si } \frac{GHD^2}{t^2} \geq 44 \quad (2.23)$$

$$F_a = \min \left\{ \frac{0.332t}{D} + 0.075\sqrt{GH}; 0.5 F_y \right\} \quad \text{si } \frac{GHD^2}{t^2} \geq 44 \quad (2.24)$$

Donde:

t = Espesor de la placa del anillo inferior del estanque, en mm;

N_p = Numero de pernos de anclaje

F_p = Fuerza máxima en los pernos según API650

F_a = Esfuerzo admisible de compresión en el anillo inferior de la pared, en tonelada por centímetro cuadrado;

F_y = Fuerza de fluencia en el anillo inferior de la pared del estanque, en tonelada por centímetro cuadrado;

La tensión anular por presión hidrostática, calculada a 30 cm sobre el fondo de cada plancha del manto se calcula con la siguiente expresión:

$$\sigma_H = \frac{D(H-0.3)G}{2t} \quad (2.25)$$

II.2.9 Sistema de anclaje

- Anclaje mínimo

Cuando se considere necesario anclar el estanque, el anclaje debe ser diseñado para suministrar la siguiente resistencia mínima, en toneladas por metro lineal de circunferencia:

$$q = \frac{4M_{total}}{\pi D^2} - w_t \quad (2.26)$$

Donde:

q = Anclaje mínimo, en toneladas por metro lineal;

II.2.10 Diseño del sistema de anclaje

Para el caso en que el manto sea anclado con sillas aisladas partimos definiendo una cantidad de pernos N_p , el cual nos permite realizar los siguientes cálculos:

$$\phi = \frac{180}{N_p} \quad (2.27)$$

$$e = t - ec \quad (2.28)$$

$$\gamma_{test} = 0.3(\phi + 1) + \left(\frac{H}{D}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.29)$$

$$\gamma = \begin{cases} 1 & \text{si } \gamma_{est} < 1 \\ 2.2 & \text{si } \gamma_{est} > 2.2 \\ \gamma_{est} & \end{cases} \quad (2.30)$$

Donde:

N_p = Número de pernos de anclaje;

e = Espesor de trabajo considera pérdida por corrosión “ec” del material (ec=2 mm);

γ_{test} = Coeficiente de testeo;

La fuerza sobre el manto producto del par generado por el perno, lado traccionado T_p se calcula como:

$$T_p = F_p \frac{a}{h} \quad (2.31)$$

Donde:

a = Distancia del manto al eje del perno;

Las tensiones generadas se calculan como:

$$\sigma_{mt} = 71.5 \frac{F_p}{(c+t_s+7e)e} - 0.165 \quad (2.32)$$

$$\sigma_{mt} \geq \sigma_t \text{ debe verificar} \quad (2.33)$$

$$\sigma_{ft} = 416 \frac{T_p}{(c+t_s)e} + 1.43 \quad (2.34)$$

$$\sigma_{cmt} = 0.79 \left(\frac{T_p}{2 \sin(\phi) e \sqrt{10De}} \right) \gamma + 0.29 \quad (2.35)$$

$$\sigma_{cmt} \geq \sigma_H \text{ debe verificar} \quad (2.36)$$

Donde:

σ_{mt} = Tensión local membranal en el sentido longitudinal del manto, lado traccionado;

σ_{ft} = Tensión local flexural en el sentido longitudinal del manto, lado traccionado;

σ_{cmt} = Tensión local membranal en el sentido anular del manto, lado traccionado;

La fuerza total sobre los atiesadores verticales se calcula como:

$$C_{st} = \sigma_c \frac{2A_{st}A_c}{2A_{st}+A_c} \quad (2.37)$$

La intensidad de tensiones locales en la unión de la silla con el manto en compresión (representa el estado biaxial de tensiones membranales + flexurales):

$$S_c = \frac{110C_{st}}{(c-5e)e} + 2.97\sigma_H \quad (2.38)$$

Se verifica la tensión local membranal en el sentido anular, como la suma de las tensiones locales membranales + flexurales en la zona traccionada, la intensidad de tensiones locales en la zona comprimida y la compresión amplificada no sobrepasen los límites admisibles correspondientes, tal como lo expresan las siguientes ecuaciones.

$$\sigma_{cmt} \leq 1.5S_d \quad (2.39)$$

$$\sigma_{mt} + \sigma_{ft} \leq 2.5S_d \quad (2.40)$$

$$S_c \leq 2.5S_d \quad (2.41)$$

$$1.2\sigma_c \leq F_d \quad (2.42)$$

El sistema de anclaje se diseñará para sillas aisladas de anclaje como se observa en la figura II-2.

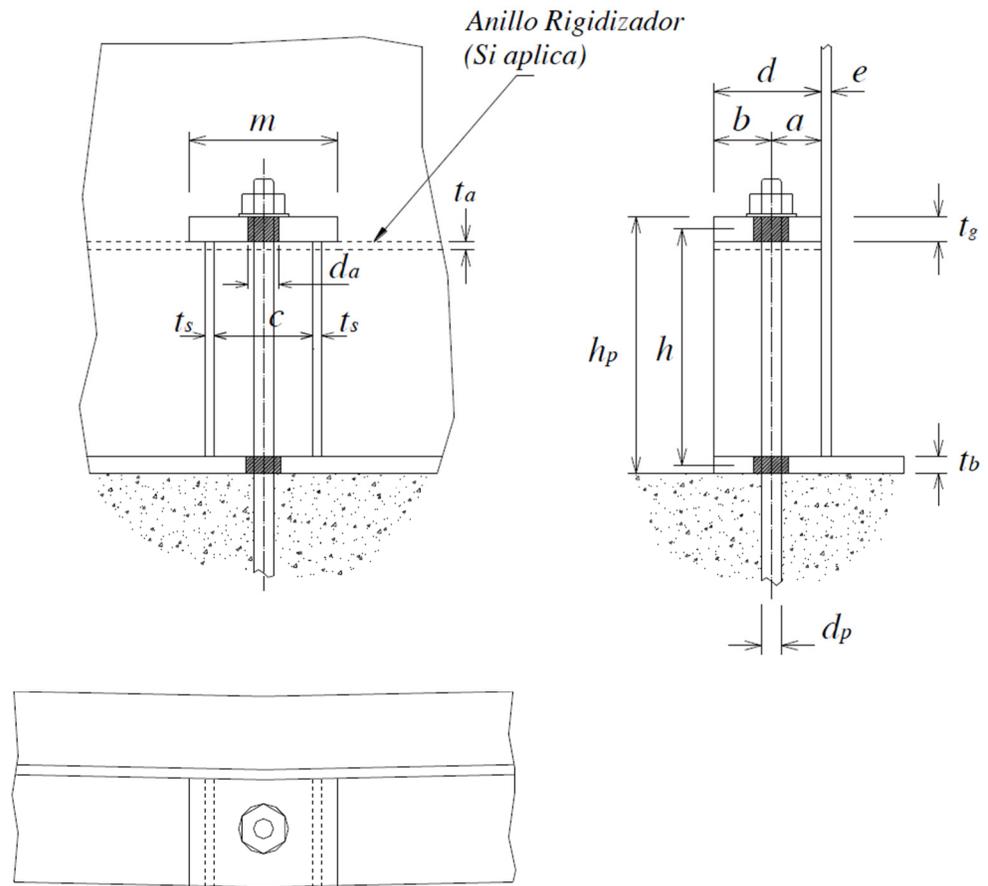


Figura II-2. Dimensiones del sistema de anclaje de sillas aisladas.

Las ecuaciones utilizadas son:

$$m_{min} = c + 2t_s + 2t_g \quad (2.43)$$

$$\sigma_p = \frac{1.5F_p}{1.5A_{np}} \quad (2.44)$$

$$\sigma_p \leq 0.8F_{yp} \quad (2.45)$$

Donde:

m_{min} = Ancho de placa superior de la silla de anclaje;

t_s = Espesor de los atiesadores;

t_g = Espesor de la placa soporte superior de la silla anclaje;

F_{yp} = Resistencia Acero A36;

A_{np} = Área neta de tracción del perno.

σ_p = Tensión en los pernos de anclaje ASD;

El diseño de la placa de soporte de pernos se lo realiza con las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_{fplaca} = \frac{\phi_{placa} F_p c}{(0.1 t_g)^2 (2 \min(a, b) - d_a)} \quad (2.46)$$

$$\sigma_{fplaca} \leq 1.33 \cdot 0.75 \cdot F_{ypa} \quad (2.47)$$

Donde:

ϕ_{placa} = coeficiente iguala a 1.25;

t_g = Espesor de la placa soporte;

σ_{fplaca} = Tensión por flexión en la placa soporte;

$\min(a, b)$ = El mínimo entre la distancia del manto al eje del perno “a”,
distancia del eje del perno al borde del anillo “b”;

c = Distancia interior entre atiesadores;

d_a = Diámetro de la perforación del perno;

F_{ypa} = Fluencia de la placa soporte superior de la silla anclaje o anillo
continuo de soporte;

Se debe verificar las sillas de anclaje para lo cual se toma en cuenta el momento que se genera en la placa:

$$a_p = \frac{L_p}{2} \quad (2.48)$$

$$M_y = \frac{F_p}{4 \cdot \pi} \left[(1 + \mu) \ln \left(\frac{2L_p \sin\left(\frac{\pi \cdot a_p}{L_p}\right)}{\pi \cdot \phi_p} \right) + (1 - \gamma_1) \right] m \quad (2.49)$$

$$M_x = \frac{F_p}{4 \cdot \pi} \left[(1 + \mu) \ln \left(\frac{2L_p \sin\left(\frac{\pi \cdot a_p}{L_p}\right)}{\pi \cdot \phi_p} \right) + (\mu + \gamma_2) \right] m \quad (2.50)$$

$$Z_x = \frac{B_p L_p^2}{4} \quad (2.51)$$

$$\gamma_1 = \left\{ \begin{array}{l} 0.565 \text{ si } \frac{B_p}{L_p} = 1 \\ 0.350 \text{ si } \frac{B_p}{L_p} = 1.2 \\ 0.211 \text{ si } \frac{B_p}{L_p} = 1.4 \\ 0.125 \text{ si } \frac{B_p}{L_p} = 1.6 \\ 0.073 \text{ si } \frac{B_p}{L_p} = 1.8 \\ 0.042 \text{ si } \frac{B_p}{L_p} = 2.0 \end{array} \right\} \quad \gamma_2 = \left\{ \begin{array}{l} 0.135 \text{ si } \frac{B_p}{L_p} = 1 \\ 0.115 \text{ si } \frac{B_p}{L_p} = 1.2 \\ 0.085 \text{ si } \frac{B_p}{L_p} = 1.4 \\ 0.057 \text{ si } \frac{B_p}{L_p} = 1.6 \\ 0.037 \text{ si } \frac{B_p}{L_p} = 1.8 \\ 0.023 \text{ si } \frac{B_p}{L_p} = 2.0 \end{array} \right\} \quad (2.52)$$

$$M_{placa} = F_y Z_x \quad (2.53)$$

$$M_p = \frac{M_{placa}}{1.67} \quad (2.54)$$

$$U_{fx} = \frac{M_x}{M_p} \geq 1 \quad (2.55)$$

$$U_{fy} = \frac{M_y}{M_p} \geq 1 \quad (2.56)$$

Donde:

- B_p = Ancho de la placa de soporte;
- L_p = Largo de la placa de soporte;
- a_p = Distancia al eje de la placa de soporte;
- μ = Coeficiente de poisson del acero;
- Z_x = Modulo resistente placa de soporte;
- M_{placa} = Momento plástico;
- M_p = Momento plástico reducido;
- U_f = Factor de seguridad en x e y;

Los atiesadores verticales del sistema de anclaje son diseñados con las siguientes ecuaciones:

$$F_{at} = \frac{F_p}{2} \quad (2.57)$$

$$\sigma_{at} = \frac{\sigma_p}{2} \quad (2.58)$$

$$b_{at} = b + a \quad (2.59)$$

$$h_{at} = h - t_g - t_b \quad (2.60)$$

$$A_{at} = h_{at} t_s \quad (2.61)$$

$$R_{at} = \frac{0.6F_y A_{at}}{1.67} \quad (2.62)$$

Se debe verificar:

$$R_{at} \geq F_p \quad (2.63)$$

El pandeo y la resistencia al corte de los atiesadores:

$$I_{at} = \frac{t_s b_{at}^3}{12} \quad (2.64)$$

$$Pcr_{at} = \frac{\pi^2 E_s I_{at}}{(K_{at} h_{at})^2} \quad (2.65)$$

Se debe verificar:

$$Pcr_{at} > F_{at} \quad (2.66)$$

Donde:

t_b = Espesor placa de fondo;

t_s = Espesor del atiesador;

b_{at} = Ancho de los atiesadores;

h_{at} = Alto de los atiesadores;

A_{at} = Área a resistir esfuerzo en atiesador;

R_{at} = Resistencia atiesador;

I_{at} = Inercia atiesador;

K_{at} = Coeficiente longitud efectiva debido a que está soldado en 3 lados;

Pcr_{at} = Carga crítica de pandeo;

II.2.11 Parametrización

Se realizaron 5 modelos de estanques provistos de sillas de anclaje aisladas con relaciones de esbeltez de $H/D=1$, $H/D=1.5$, $H/D=2$, $H/D=2.5$ y $H/D=3$. El resultado de los cálculos realizados a partir de las ecuaciones ya mencionadas se presenta en el Anexo A, entonces:

- Diámetro del estanque $D=8$ m.
- $H/D=1 \quad \Rightarrow N_{\text{pernos}}=22$.
- $H/D=1.5 \quad \Rightarrow N_{\text{pernos}}=35$.
- $H/D=2.0 \quad \Rightarrow N_{\text{pernos}}=44$.
- $H/D=2.5 \quad \Rightarrow N_{\text{pernos}}=40$.
- $H/D=3.0 \quad \Rightarrow N_{\text{pernos}}=50$.

II.3 Análisis Modal Espectral

En este método de análisis por elementos finitos, donde la máxima respuesta dinámica de la estructura se obtiene a partir de la combinación de las respuestas máximas en cada modo de vibración. Los períodos y modos de vibración se determinan con las rigideces elásticas. Este es un método general que a nivel normativo no se considera (solo a nivel de estanques). Este método supone que representa de mejor forma la dinámica de los sistemas (sobre todo cuando estos están vibrando, es decir son más flexibles), y que en efecto hay estanques que no cumplen con los supuestos de rigidez de Housner. Producto de esto es que decidimos utilizar el método para este estudio.

El número de modos (N_m) a incorporar debe ser tal que la suma de sus masas participativas no sea menor que el 90% de la masa total de la estructura, para cada una de las tres componentes sísmicas traslacionales.

Todas las solicitaciones de interés en la estructura serán determinadas en cada uno de los modos de vibración y combinadas según describe a continuación:

$$X = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} X_i X_j} \quad (2.67)$$

en que las sumas \sum_i y \sum_j son sobre todos los modos considerados; los coeficientes de acoplamiento modal ρ_{ij} se determinó por el método CQC:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 r^{\frac{3}{2}}}{(1+r)(1-r) + 4\xi^2 r(1+r)} \quad (2.68)$$

En que:

$$r = \frac{T_i}{T_j}$$

ξ = razón de amortiguamiento, uniforme para todos los modos de vibrar que se debe tomar igual a 0.05

Este método no está contemplado en los códigos y estándares de diseño para el análisis de estanques de almacenamiento. Sin embargo, al ser un método que representa mejor la dinámica de los sistemas cuando vibran y entendiendo que existen estanques que no cumplen con los supuestos de rigidez de Housner, se presenta el análisis de estanques por este método para entender su comportamiento pseudo-dinámico y además compararlo con los criterios esperados de la propuesta de actualización de la norma NCh 2369 y con los criterios de la API 650.

III. Estanques Diseñados.

A continuación, se muestra un cuadro resumen con la geometría, espesores de manto, placa anular, diámetros de pernos de anclaje, entre otros, de los estanques diseñados y estudiados en el presente trabajo.

Tabla III-1 Resumen Geometría y diseño de elementos en estanques.

Estanque	Diámetro	Altura	Manto	Placa Anular	Placa del Fondo	Pernos de Anclaje, φ	Sillas de Anclaje
H/D	m	m	mm	mm	mm	plg	mm
1.0	8	8	6	8	8	1	20
1.5	8	12	6, 8	12	8	1 1/4	28
2.0	8	16	6, 8, 10	8	8	1 1/2	32
2.5	8	20	6, 8, 10, 12	12	8	2 1/4	50
3.0	8	24	6, 8, 10, 12, 14	12	8	2 1/4	50

IV. MODELACIÓN Y ANÁLISIS COMPUTACIONAL DE LA ESTRUCTURA

Indicar acá breve descripción del porqué de los distintos análisis que se realizarán (estático y modal espectral).

Se describe a continuación la modelación de estanques mediante elementos finitos no-lineales, la cual se desarrolló en el programa de análisis estructural SAP2000.

El manto de los estanques ha sido considerados a través de elementos lineales tipo Shell, a su vez, los pernos de anclaje (hook) y apoyo fundación (spring) han sido modelados con elementos de respuesta no lineal. Lo anterior ha sido considerado en base a la filosofía de diseño indicado en NCh2369, en donde se espera que el fusible sísmico o elemento disipador de energía sea el sistema de anclaje. Se describe un resumen descriptivo de los criterios tomados en cuenta para los análisis relacionados con la geometría, la tipología estructural, los materiales y los estados de carga que como se ha mencionado anteriormente en el método propuesto por Housner es particularmente importante el análisis más detallado de estas cargas.

IV.1 Materiales y unidades

Las unidades de trabajo serán: tonelada fuerza (Tnf) para las fuerzas; kilogramos (kg) para la masa; metros (m) para la longitud. El estanque está constituido por acero de calidad A36 con una resistencia a la fluencia de $f_y=2.53 \text{ t/cm}^2$, cuyo módulo de elasticidad es de $E_s=2022 \text{ t/cm}^2$.

IV.2 Datos para el Espectro considerado.

La norma NCh2369 define el espectro de diseño para la zona y suelo del proyecto. Los datos del proyecto son:

- Zona 3 $\Rightarrow A_o=0.4 \text{ g}$
- Suelo Tipo II $\Rightarrow T'=0.35, n=1.33$
- Factor de importancia C2 $\Rightarrow I=1$

- Modo Impulsivo $\Rightarrow R= 4, \xi=2\%, C_{\max}=0.32$

IV.3 Aumento de demanda sobre elementos

La demanda sísmica será aumentada debido a que en el diseño se considera el uso de A36 como material que conforman los pernos, esto hacer que exista una sobre resistencia sobre los pernos definido por la norma AISC341 en la Tabla A3.1 (los cuales se espera que trabajen como fusibles):

- $R_t=1.2$ (sobre resistencia A36 según AISC341 Tabla A3.1)
- $FS=2.0$ (Factor de Seguridad Diseño ASD AISC360)

Por lo tanto, la sobre resistencia de diseño queda:

- $R_t \cdot FS = 2.4$ (Sobre resistencia de diseño)

Así considerando la holgura resultante de los diseños $UF_{anchor\ bolt}$ (Anexo A, sección 4.3 para cada caso), se obtiene los siguientes factores de sobre resistencia dividiendo $R_t \cdot FS$ entre la holgura $UF_{anchor\ bolt}$ para los distintos modelos:

Tabla IV-1 : Sobrerresistencia de diseño en la demanda sísmica

H/D=1.0	H/D=1.5	H/D=2.0	H/D=2.5	H/D=3
2.58	2.42	2.85	2.29	2.58

A continuación, se muestra el espectro correspondiente para el caso de estudio e introducido al programa SAP2000 como una Función Espectral:

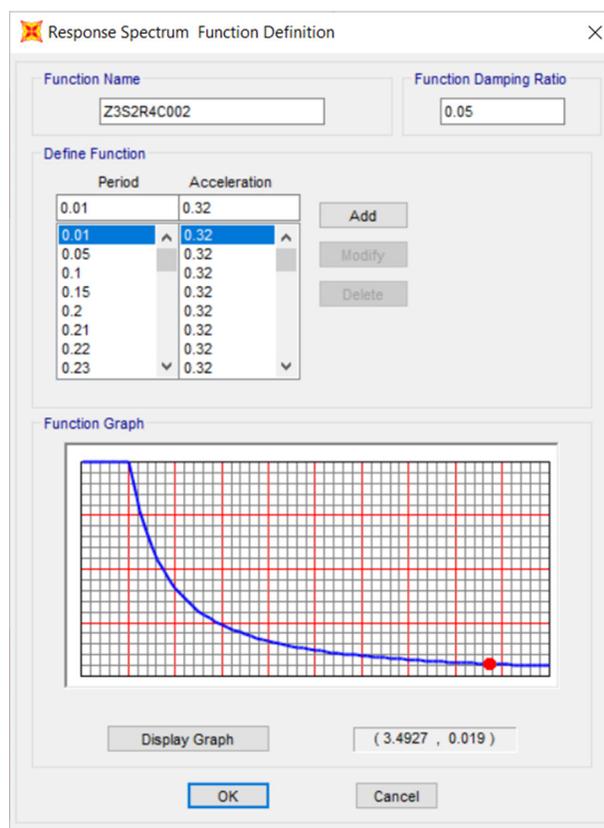


Figura IV-1. Espectro de diseño según la norma NCh2369

IV.4 Modelación de los estanques en SAP2000

Los espesores de la placa según la API650 de las paredes de los estanques se muestran en la Figura IV-2 y en la Figura IV-3 se muestra la discretización de las paredes para el caso $H/D=1$.

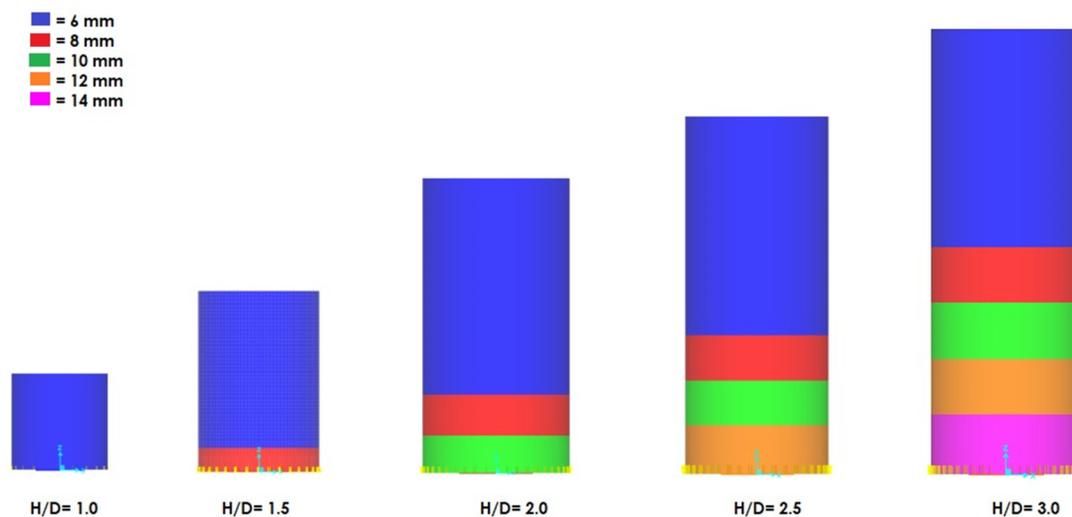


Figura IV-2. Espesores de placa de las paredes de los estanques analizados

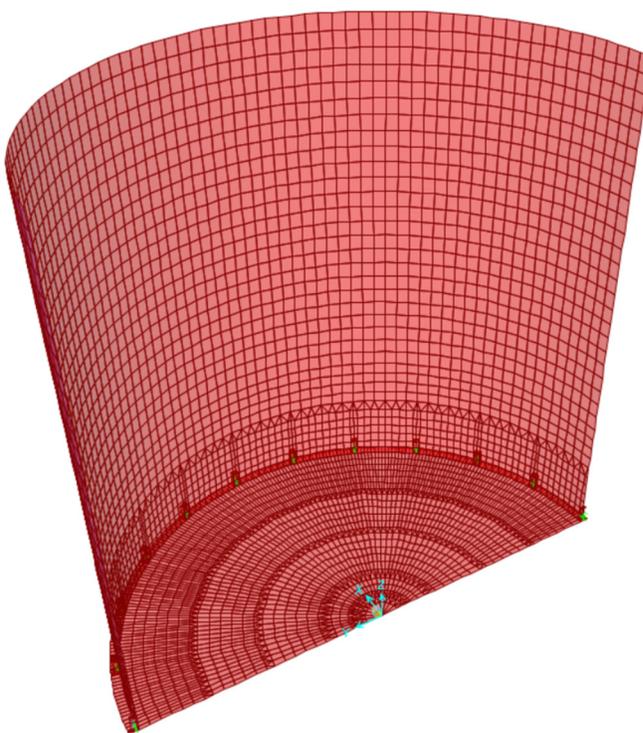


Figura IV-3. Discretización de la base y las paredes del estanque para $H/D=1$.

La discretización por encima de 1 metro de altura se realiza cada 0.25 mts y por debajo se ajusta al tamaño de las sillas de anclaje, es importante mencionarlo ya que se asigna un nudo en el centro del estanque en cada tramo discretizado como se observa en la Figura IV-4, al cual se le asigna la masa de agua que se contiene en ese

espesor el cual esta acoplado a las paredes por medio de un diafragma tipo body con sus respectivas restricciones, cuya finalidad será la de realizar un análisis dinámico tipo análisis modal espectral.

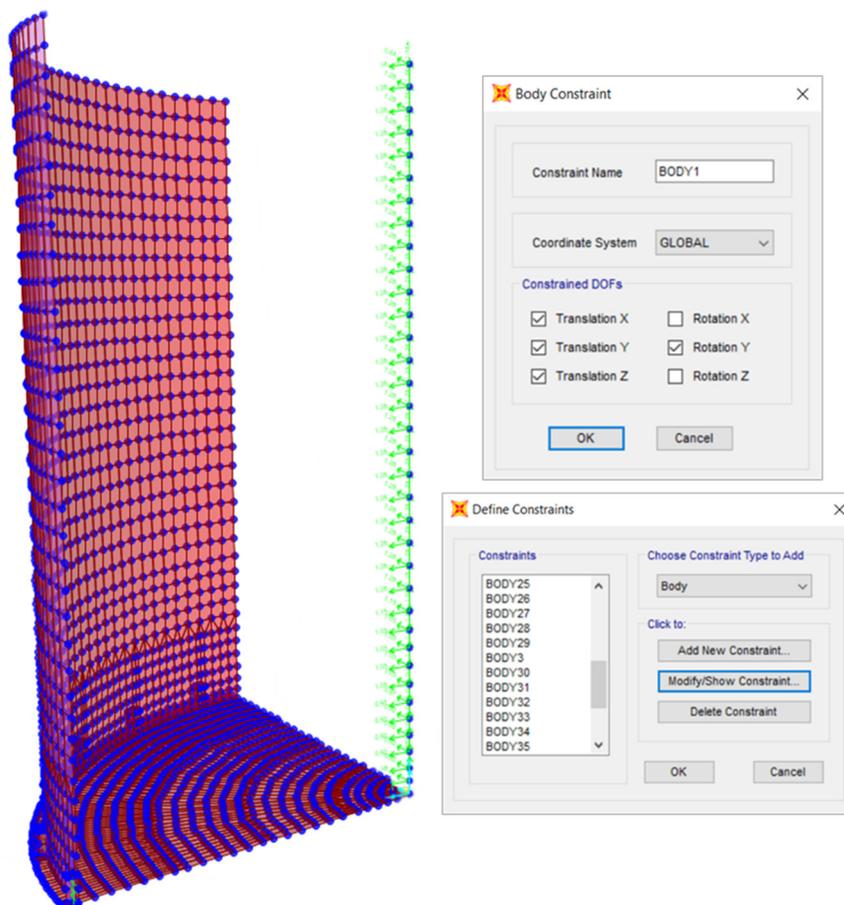


Figura IV-4. Asignación de centro de masas y diafragma tipo body en altura.

Con respecto a las restricciones asignadas en el diafragma tipo Body, estas se deben a que por simplificación el análisis de la estructura será del tipo *Plane Frame* (GDL: UX, UZ, RY), recordando que al usar este tipo de diafragma lo que se consigue es una condensación de grados de libertad y por consiguiente una simplificación del modelo y ahorro en costo computacional.

Las sillas de anclaje se discretizan según las dimensiones de cálculo y se distribuyen radialmente equidistantes, según la cantidad de pernos necesaria para cada caso analizado, los pernos son modelados como resortes tipo Hook con rigidez axial tal como se observa en la Figura IV-5:

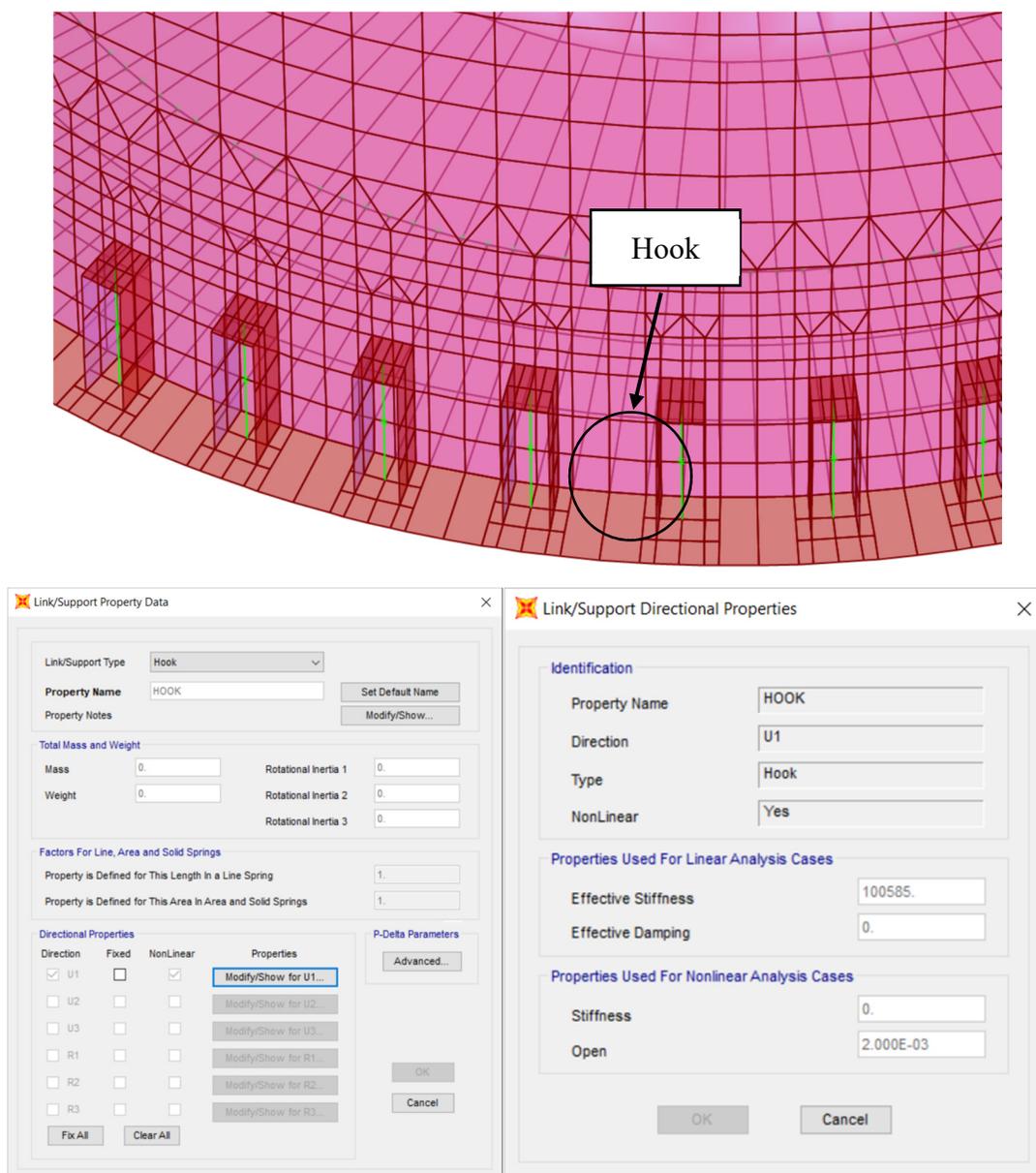


Figura IV-5. Sillas de anclaje aisladas con resortes (Hook), estanque H/D=3.

Con respecto a la base se aplican resortes de área (Area Spring) que trabajen sólo en compresión (GDL:UZ) los que simulan el suelo de fundación y se restringe el movimiento lateral con apoyos restringidos al desplazamiento lateral (GDL:UY, UX). A seguir se presenta la discretización del suelo de fundación:

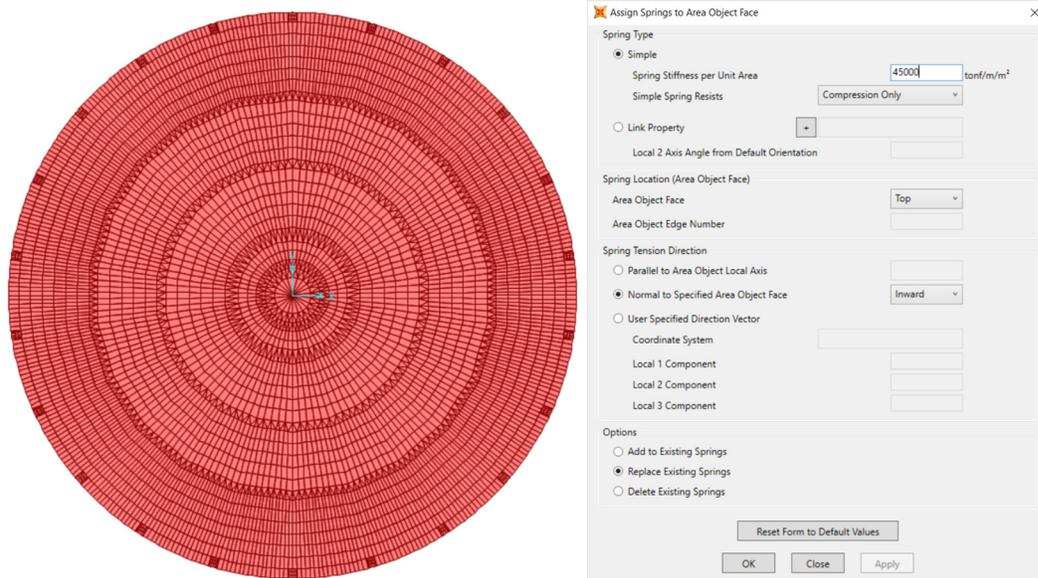


Figura IV-6. Discretización del suelo de fundación y asignación de resortes por área (D=8m).

IV.5 Cargas a considerar en el análisis

Las cargas consideradas están definidas por el peso propio, el peso del líquido, el cual se asigna como masas concentradas tal como se explicó en el punto anterior para el análisis modal espectral, y el peso del techo.

Así mismo se realizó un análisis sobre los efectos del modelo de Housner presentado en la sección II.1 que tiene en la respuesta de la estructura, respuesta que analiza el momento, el corte y las tensiones generadas en las paredes del estanque. Para ello se optó por el siguiente criterio:

- Distribuir los pesos W_1 y W_2 calculados en las ecuaciones 2.1, 2.2, 2.3 de manera rectangular como fuerza lateral en las alturas respectivas X_1 y X_2 según las ecuaciones 2.4, 2.5 y 2.6, se optó por este criterio ya que da como resultado de momento y cortante más aproximado a los valores calculados por API650 en consecuencia los valores de esfuerzos en las paredes son comparables. Esta distribución se muestra en la figura a continuación:

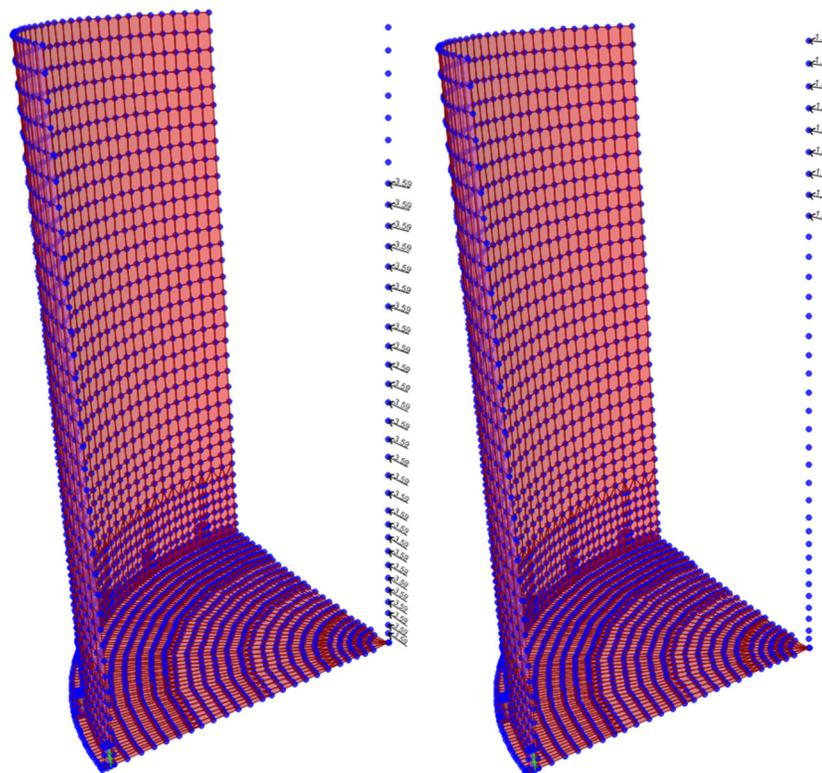


Figura IV-7. Cargas laterales provenientes del peso impulsivo W_1 (Izquierda) y peso convectivo W_2 (Derecha) para el caso $H/D=1$.

IV.6 Fuente de masa

Para determinar la masa sísmica de la estructura se debe considerar el 100% de la carga muerta entendida ésta como el peso propio más la carga muerta, y un porcentaje de la carga viva. Así mismo la norma NCh2369of2003 indica que las sobrecargas de uso se pueden reducir multiplicándolas por los coeficientes siguientes:

- Techos, plataformas y pasarelas tanto en operación como de mantención: 0.
- Razón por la cual no se considerar la masa del techo para el análisis sísmico.

V. RESULTADOS

V.1 Resultados

Una vez realizados los análisis en el programa SAP2000, los de las ecuaciones de diseño de la API650 y además con el análisis de cargas distribuidas del modelo de Housner, se pueden obtener las fuerzas generadas en las paredes de los estanques y las tensiones provenientes de esas fuerzas, las cuales se muestran en las figuras a seguir y se comparan versus la resistencia nominal del API650. Además, en la siguiente tabla podemos ver la comparación entre los períodos, corte y momento basales de cada uno de los estanques analizados.

Tabla V-1 : Resumen cortes y momentos basales en estanques.

H/D	T Modelo	API650		Housner Dist Modelo	
		V [tonf]	M [tonf*cm]	V [tonf]	M [tonf*cm]
-	Segs				
1	0.3247	108	375	108	364
1.5	0.5195	174	943	175	942
2	0.7627	240	1777	240	1727
2.5	0.9665	308	2877	308	2831
3	1.2477	376	4249	376	4207

Según lo indicado en la Tabla IV-1 podemos apreciar que los supuestos adoptados para representar la API650 con el método de Housner en el modelo SAP2000 fueron bastante acertados y eso se observa en que los cortes y momentos basales son similares, donde este último tiene una diferencia producto de la ubicación en altura de las fuerzas.

A continuación, se indican las figuras de las comparativas entre fuerza y esfuerzo de compresión para todos los estanques estudiados,

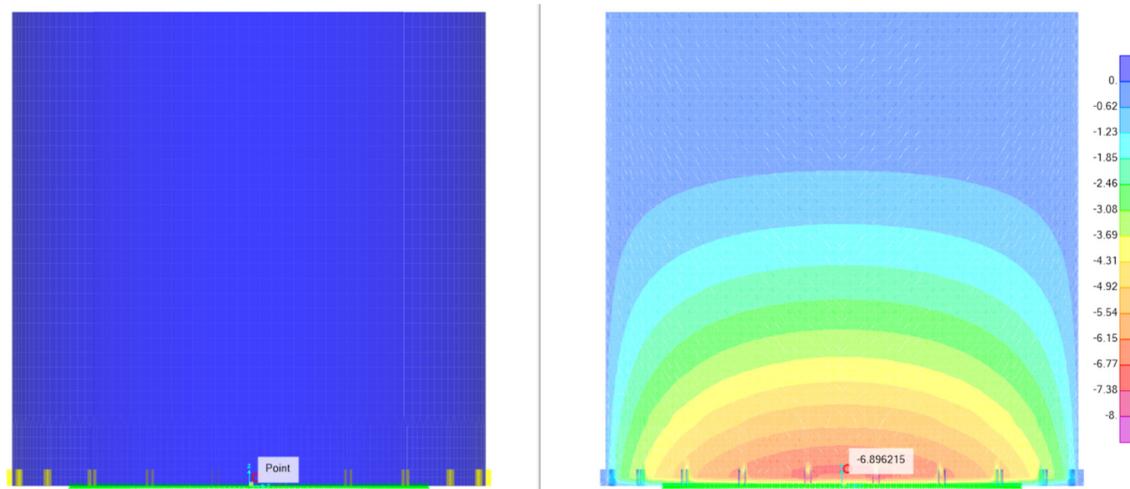


Figura V-1. Fuerza según Housner dist. en las paredes del estanque $H/D=1.0$ en [tonf].

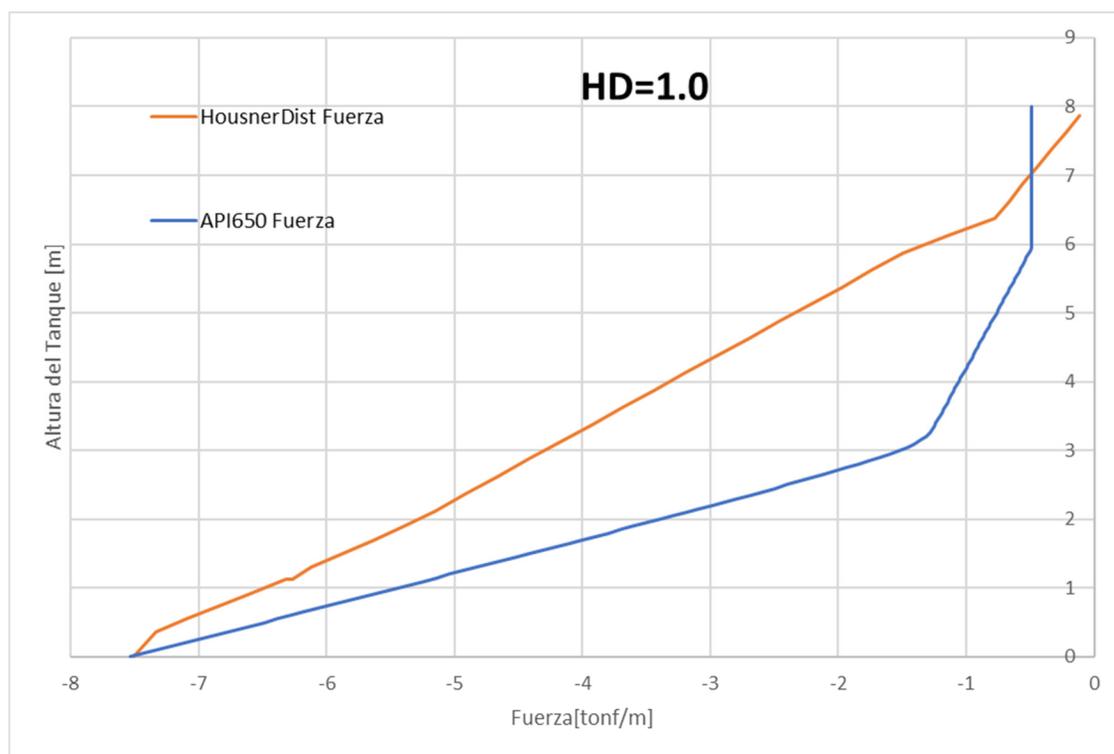


Figura V-2. Fuerzas en las paredes del estanque $H/D=1.0$ en [tonf].

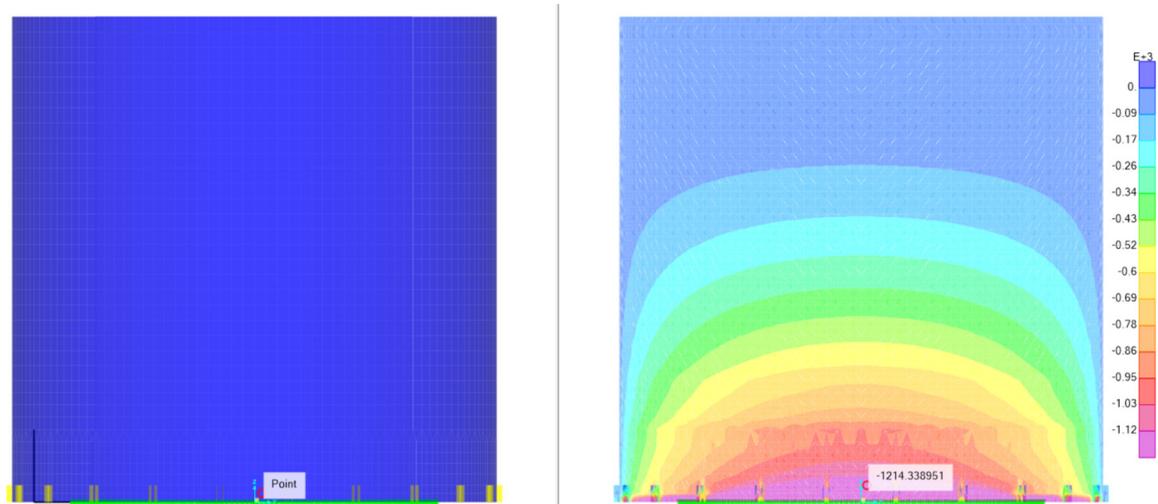


Figura V-3. Tensión según Housner d. en las paredes del estanque H/D=1.0 en [tonf/m²].



Figura V-4. Tensiones en las paredes del estanque H/D=1.0 en [tonf/m²].

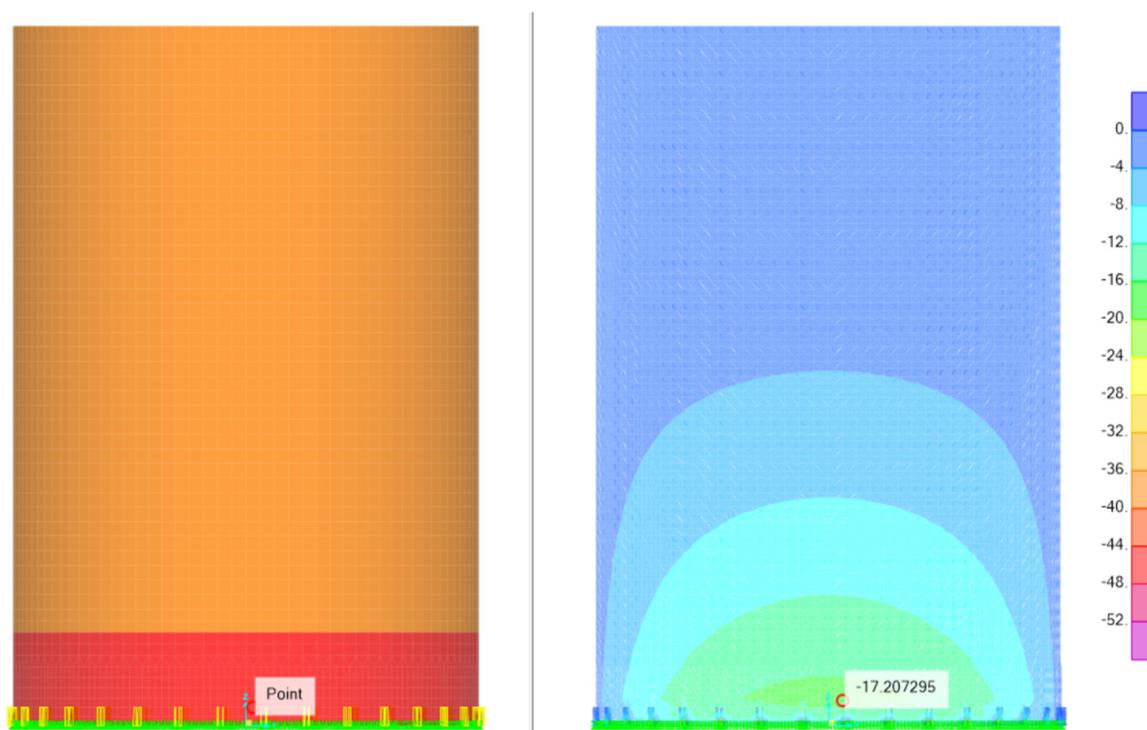


Figura V-5. Fuerza según Housner dist. en las paredes del estanque $H/D=1.5$ en [tonf].

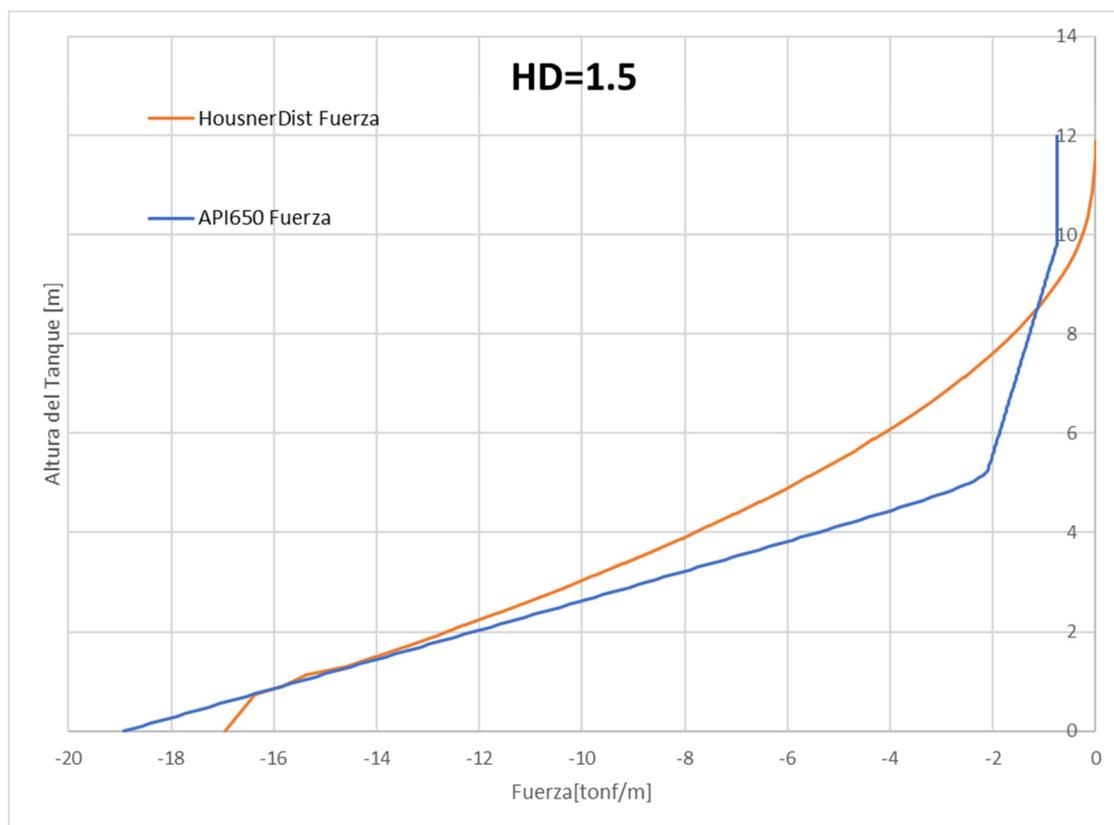


Figura V-6. Fuerzas en las paredes para el estanque $H/D=1.5$

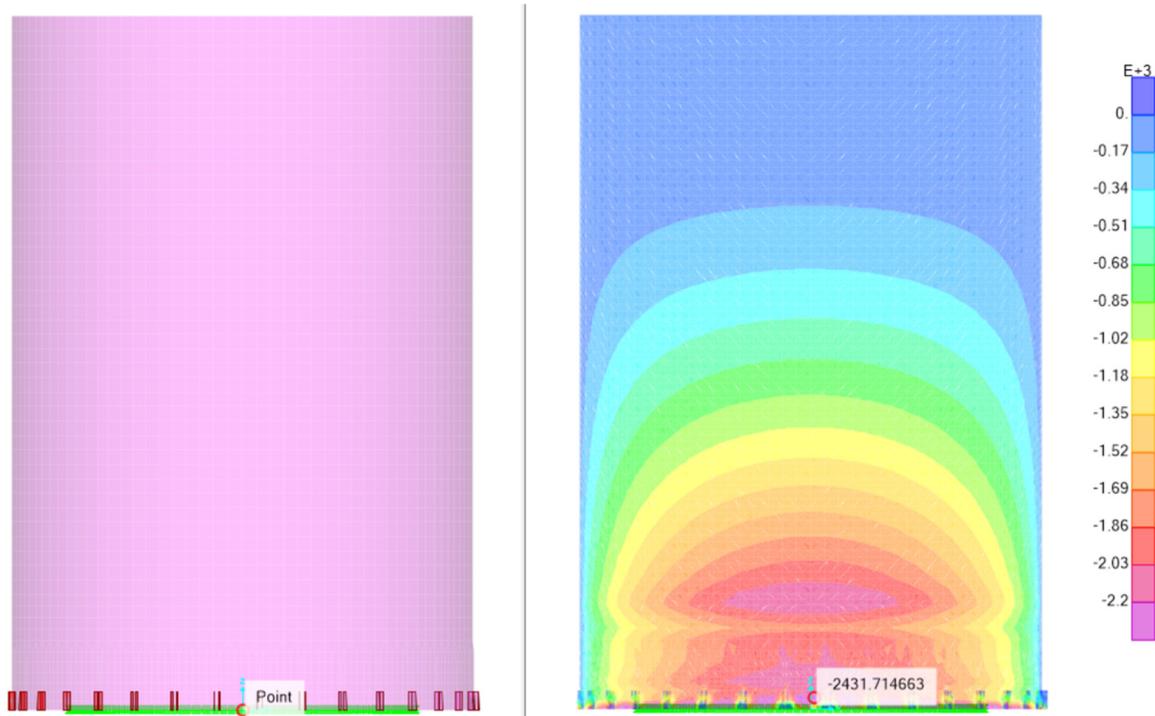


Figura V-7. Tensión según Housner d. en las paredes del estanque $H/D=1.5$ en [tonf/m²].

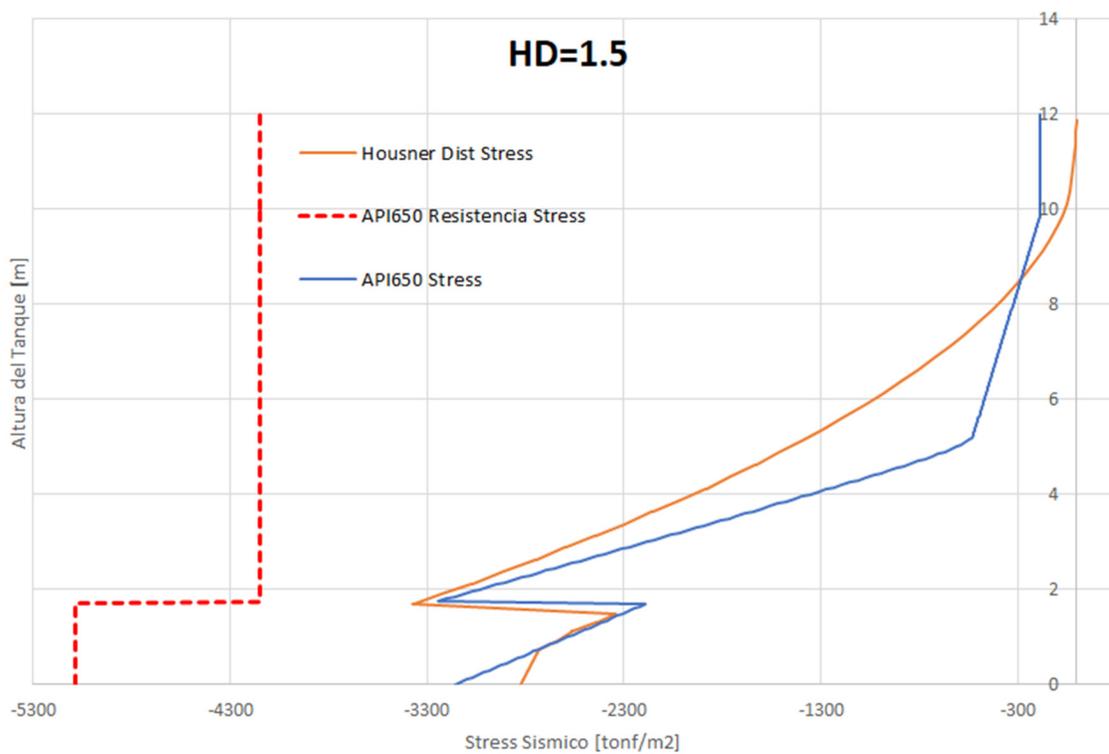


Figura V-8. Tensiones en las paredes para el estanque $H/D=1.5$ en [tonf/m²].

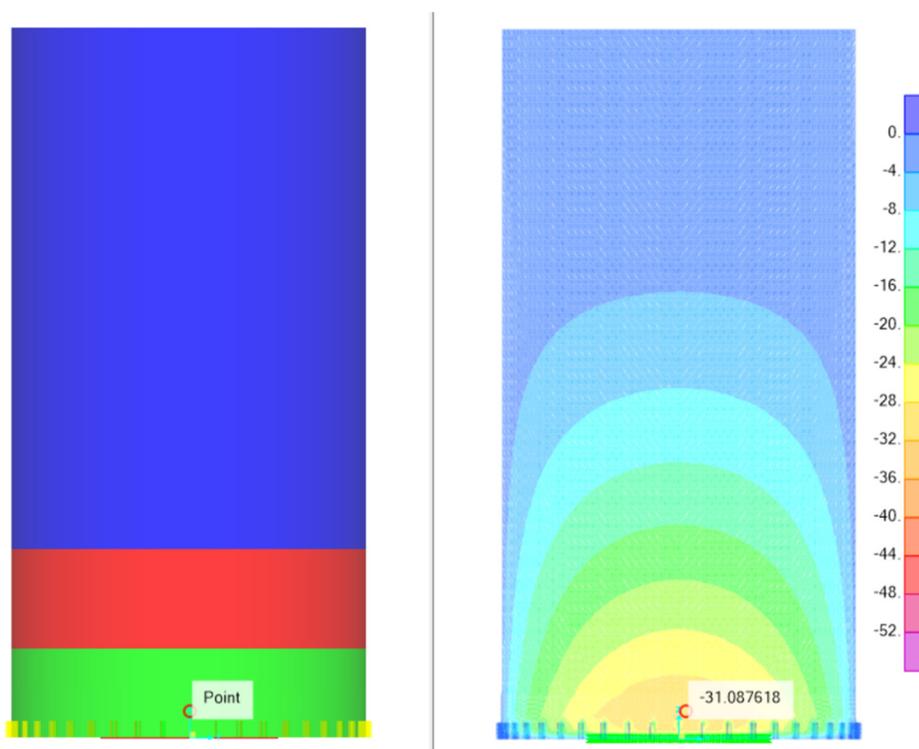


Figura V-9. Fuerza según Housner dist. en las paredes del estanque $H/D=2.0$ en [tonf].

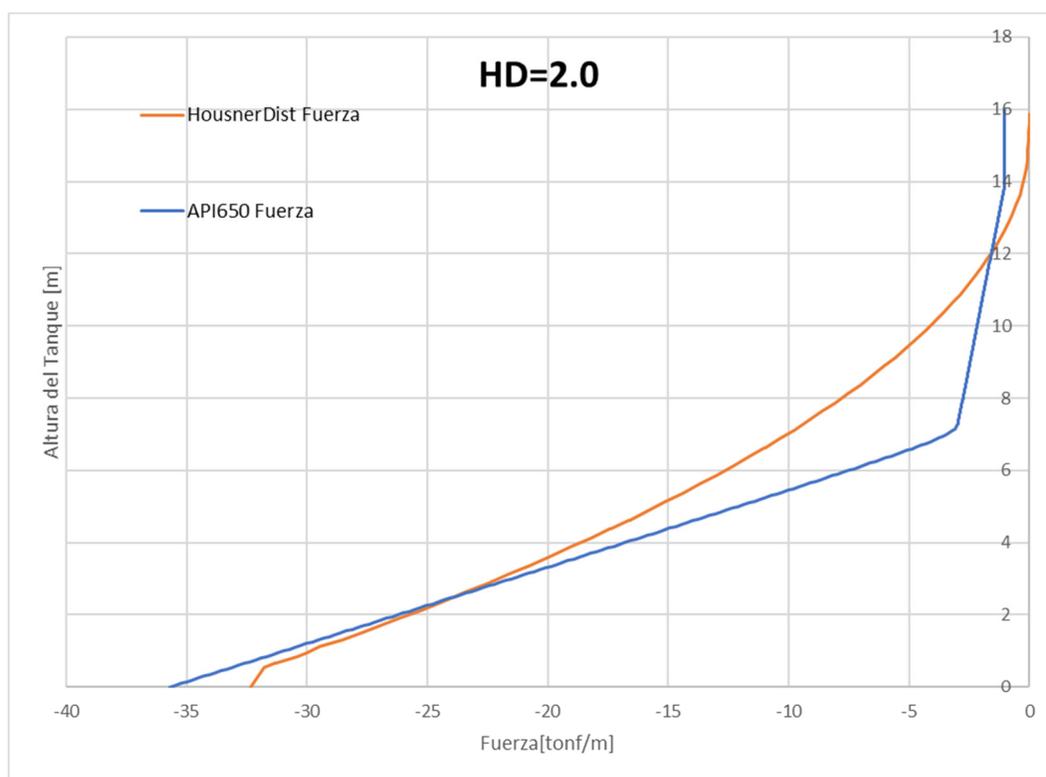


Figura V-10. Fuerzas en las paredes para el estanque $H/D=2.0$ en [tonf].

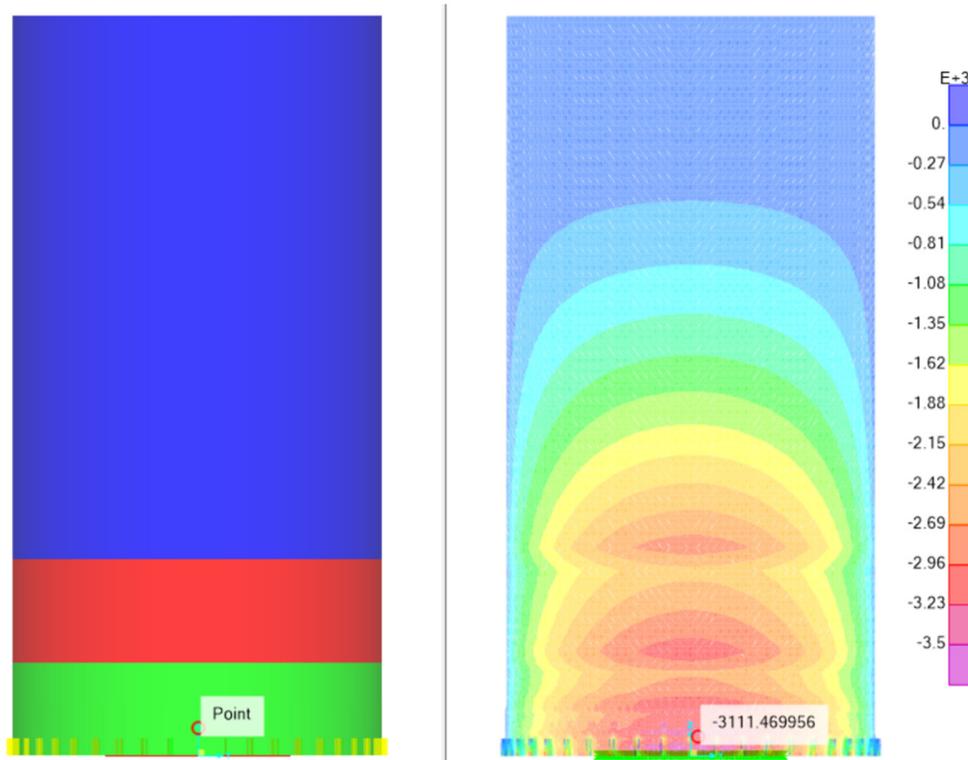


Figura V-11. Tensión según Housner D. en las paredes del estanque H/D=2.0 [tonf/m²].

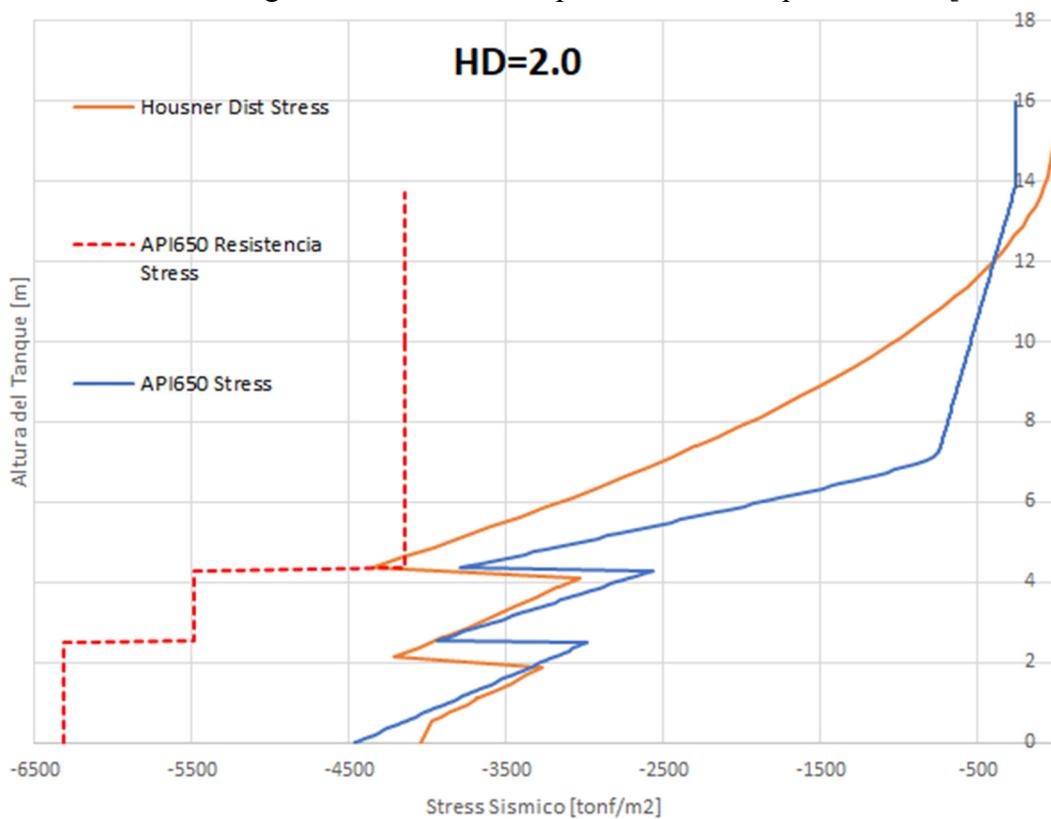


Figura V-12. Tensión en las paredes del estanque H/D=2.0 en [tonf/m²].

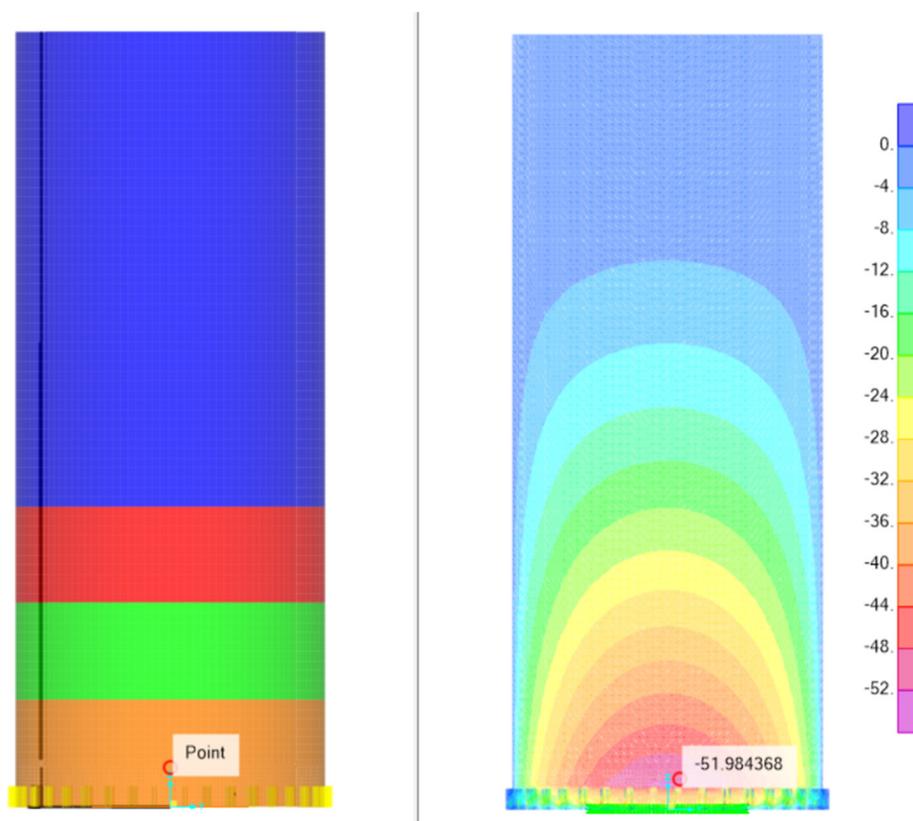


Figura V-13. Fuerza según Housner dist. en las paredes del estanque $H/D=2.5$ en [tonf].

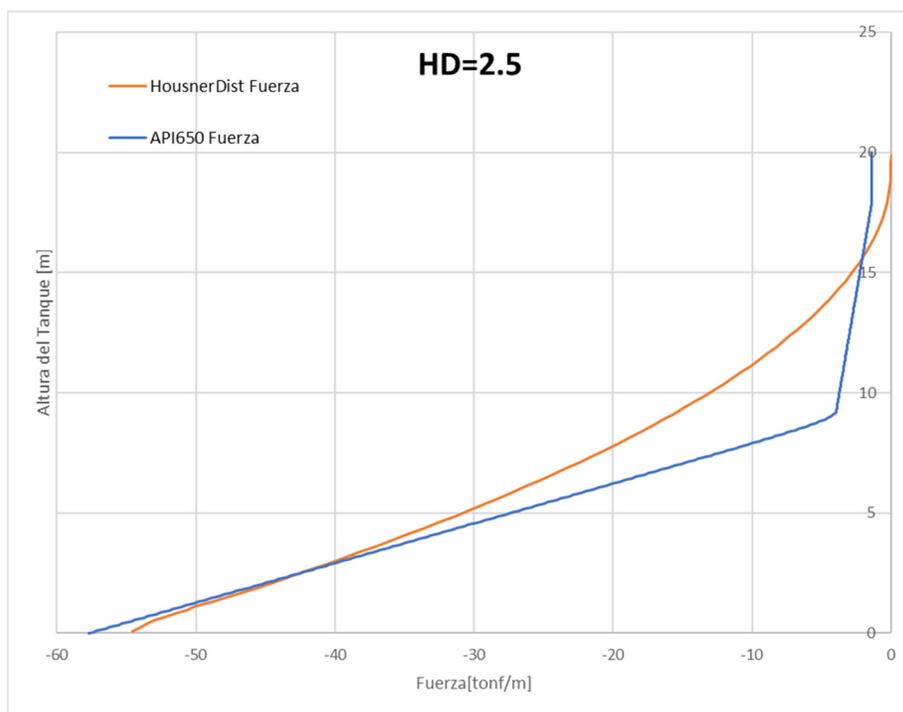


Figura V-14. Fuerza en las paredes del estanque $H/D=2.5$ en [tonf].

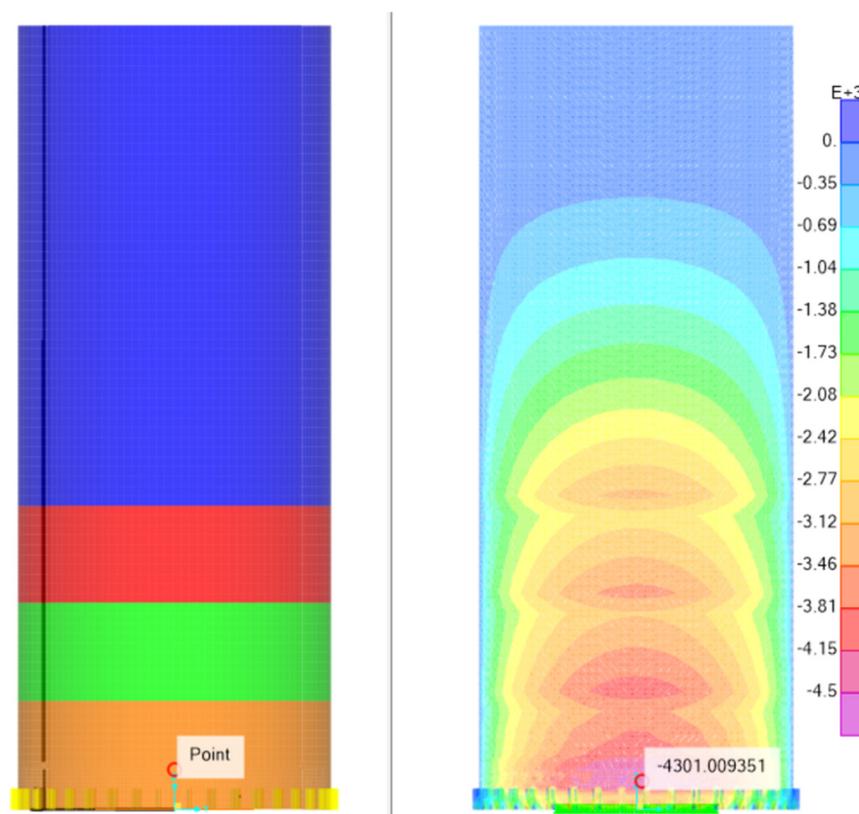


Figura V-15. Tensión según Housner D. en las paredes del estanque H/D=2.5 en [tonf/m²].



Figura V-16. Tensión en las paredes para el estanque H/D=2.5 [tonf/m²].

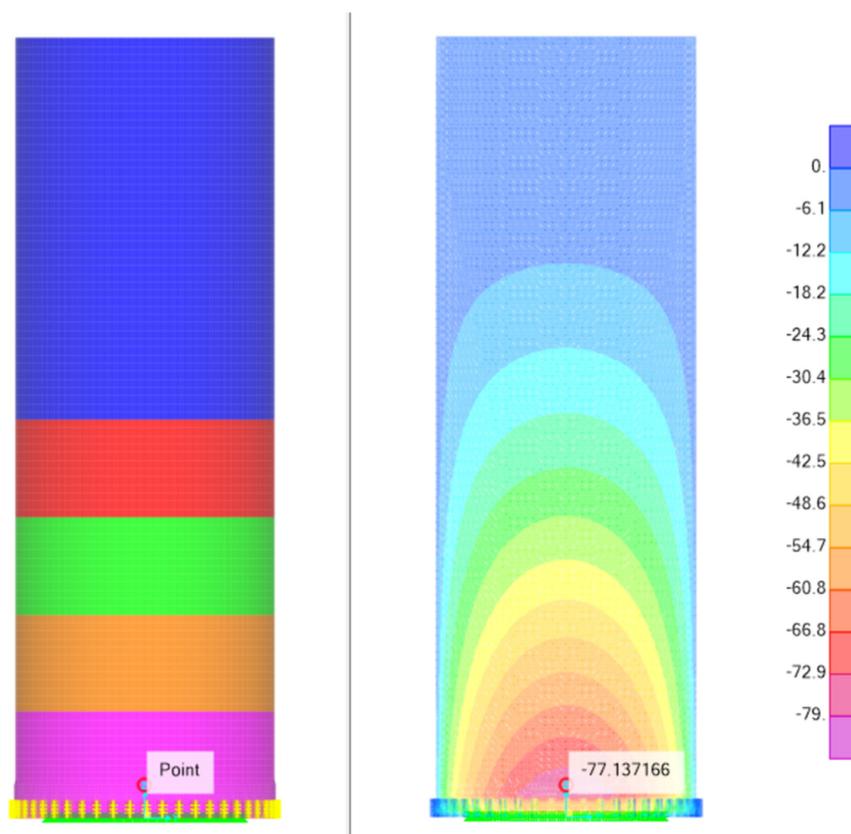


Figura V-17. Fuerza según Housner dist. en las paredes del estanque $H/D=3$ en [tonf].

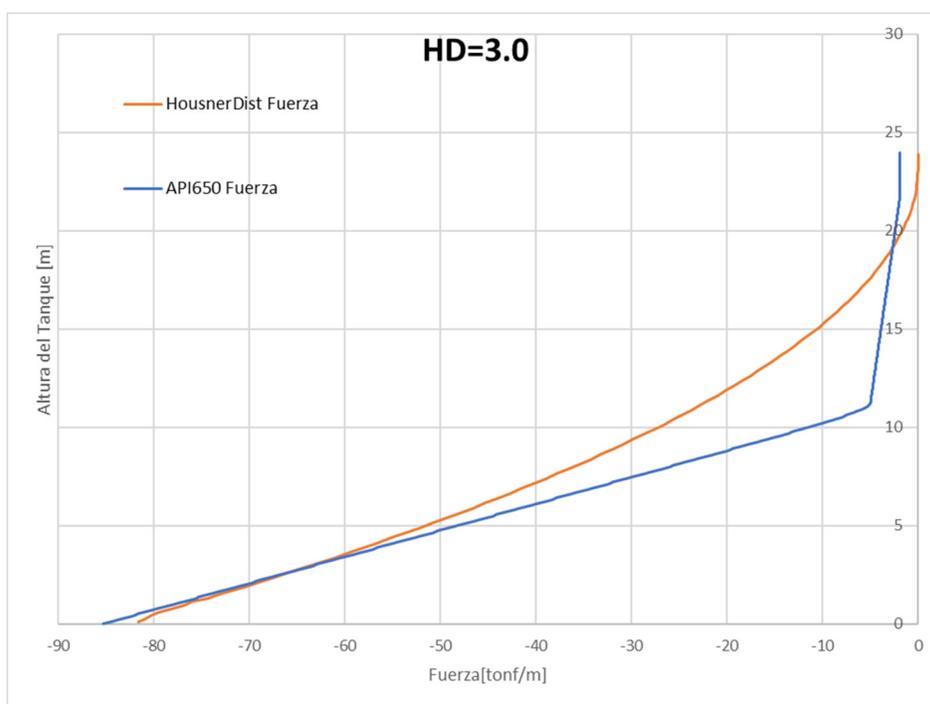


Figura V-18. Fuerza en las paredes del estanque $H/D=3$ en [tonf].

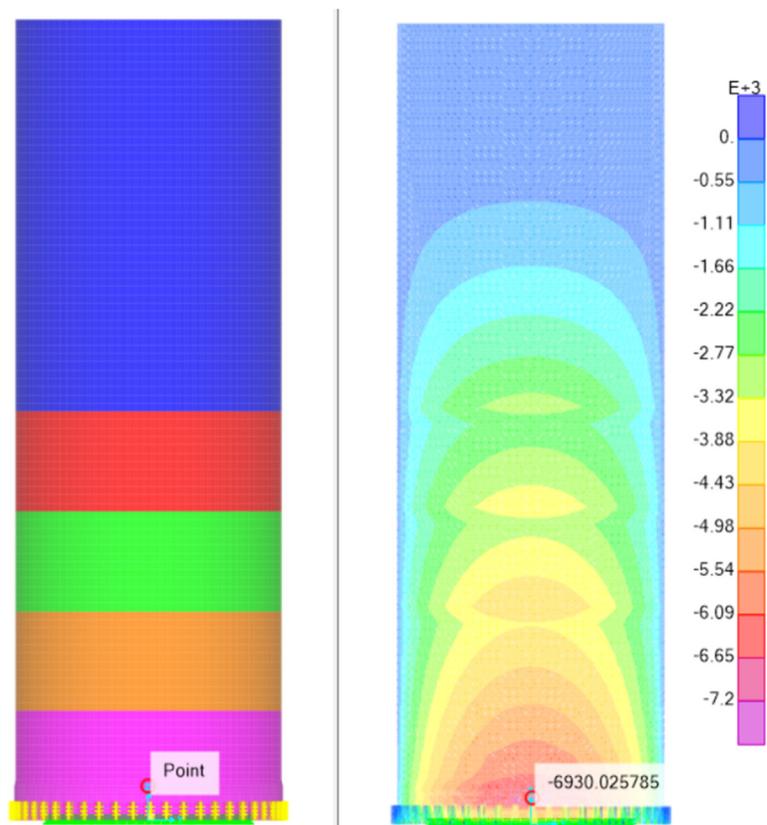


Figura V-19. Tensión según Housner D. en las paredes del estanque H/D=3 en [tonf/m²].f

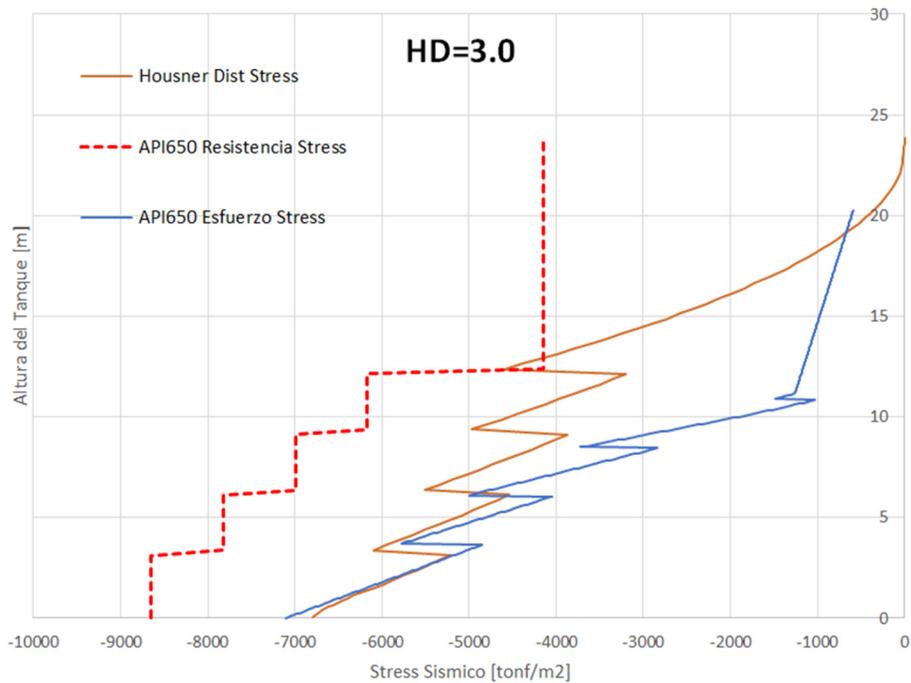


Figura V-20. Tensión en las paredes para el estanque H/D=3 [tonf/m²].

Ahora dado que se consideró acero A36 para diseño de pernos y que su diseño está definido en base a la resistencia de ruptura F_u se tendrían los siguientes factores de sobre resistencia (Considerando comportamiento tipo fusible en los pernos).

$$R_t = 1.2 \text{ (Sobre resistencia acero A36 según AISC341 Tabla A3.1)}$$

$$FS = 2.0 \text{ (Factor de seguridad diseño ASD AISC360)}$$

Por lo tanto, la sobre resistencia de diseño quedará determinada por el factor omega modificado de la siguiente forma:

$$\Omega_m = R_t \cdot FS = 2.4$$

Además, como sobre resistencia adicional se consideró la holgura con la que resultó el diseño en su total (pero mayoritariamente en pernos) producto de esto tendremos los siguientes factores Ω_m

- $\Omega_{H/D} 1.0 = 2.58$
- $\Omega_{H/D} 1.5 = 2.42$
- $\Omega_{H/D} 2.0 = 2.85$
- $\Omega_{H/D} 2.5 = 2.29$
- $\Omega_{H/D} 3.0 = 2.58$

Estos factores Omega modificado lo que buscan es interpretar el tipo de demanda que realmente esperaríamos en los mantos sobre un evento severo. Cabe destacar que ningún valor supera el valor 4 que es lo estipulado en la normativa con nuestro factor de reducción de la respuesta “R”, por lo tanto, no se llega a la demanda elástica en nuestros estanques. Lo que se ve reflejado en las siguientes tablas

Tabla V-2 : Resumen V y M basales, Housner Dist. y Ω ·Housner Distr.

H/D	T Modelo	API650		Housner Dist Modelo		Ω *Housner Dist Modelo		Dif HDM vs Ω *HDM			
		V [tonf]	M [tonf*cm]	V [tonf]	M [tonf*cm]	V [tonf]	M [tonf*cm]	V [tonf]	%	M [tonf*cm]	%
-	Segs										
1	0.3247	108	375	108	364	258	825	-150	-58	-461	-56
1.5	0.5195	174	943	175	942	401	2062	-226	-56	-1120	-54
2	0.7627	240	1777	240	1727	648	4481	-408	-63	-2754	-61
2.5	0.9665	308	2877	308	2831	687	6125	-379	-55	-3294	-54
3	1.2477	376	4249	376	4207	948	10319	-572	-60	-6112	-59

Nótese que la diferencia entre ambas metodologías y el factor de aumento tanto para corte y momento bordea en promedio el 56.8%, lo relevante es contrastar si este porcentaje también se aprecia en la altura del estanque, ya que solo la virola inferior es la que verifica API650.

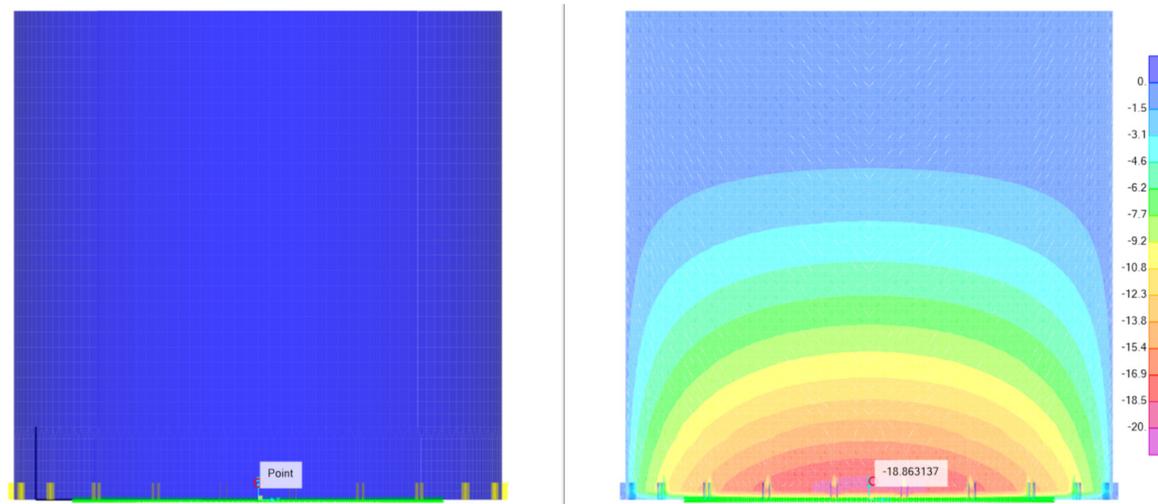


Figura V-21. Fuerza $\Omega \cdot$ Housner Dist. en las paredes del estanque H/D=1.0 en [tonf].

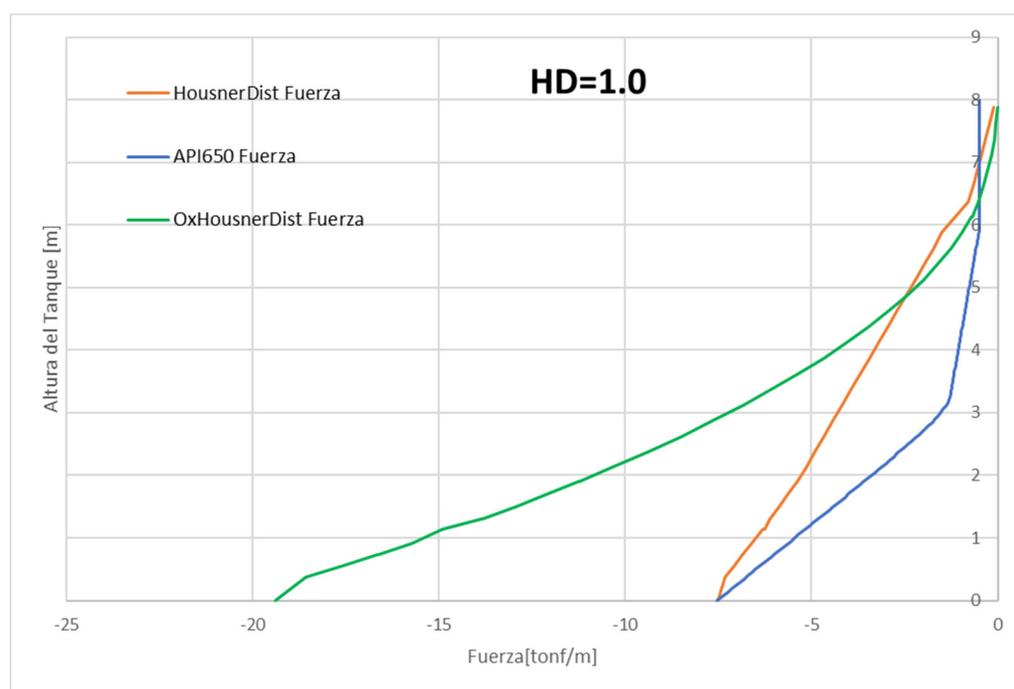


Figura V-22. Fuerzas en las paredes del estanque H/D=1.0 en [tonf].

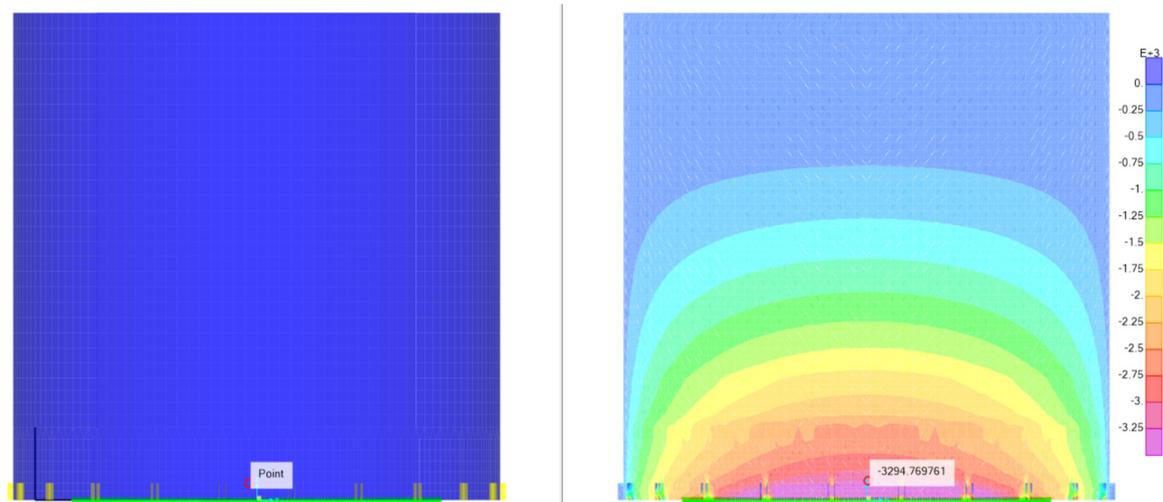


Figura V-23. Tensión Ω ·Housner Dist. en las paredes del estanque H/D=1.0 en [tonf/m²].

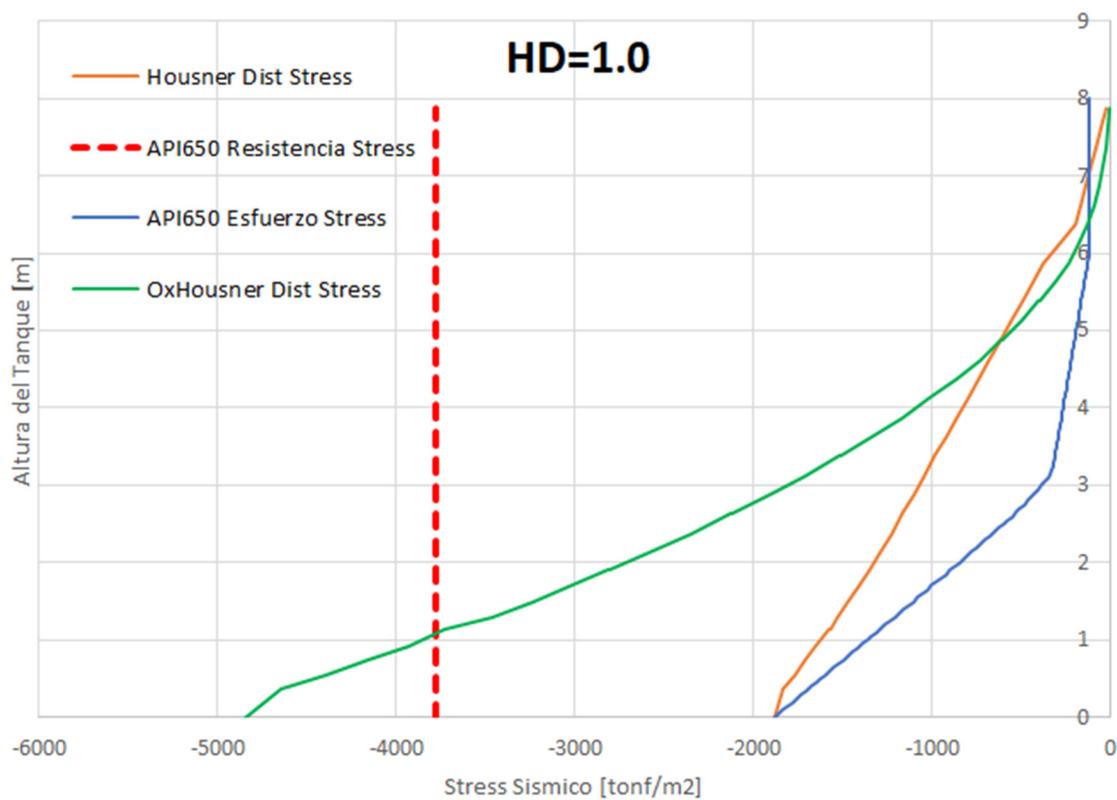


Figura V-24. Tensión en las paredes para el estanque H/D=1.0 [tonf/m²].

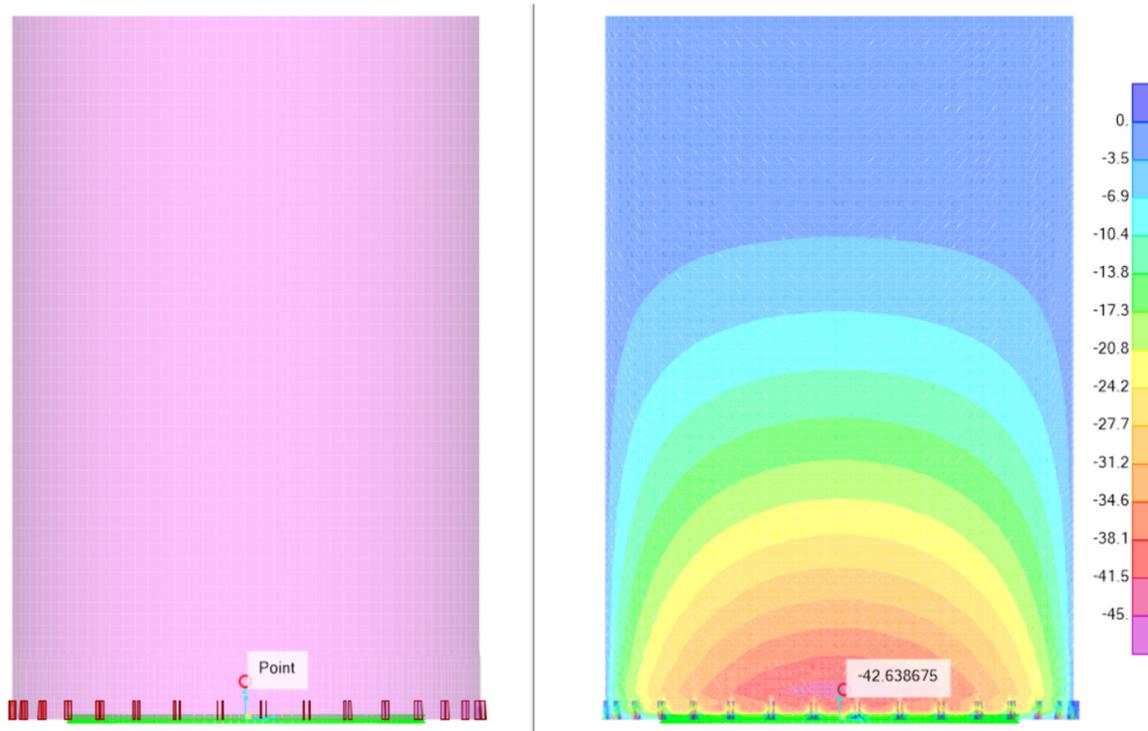


Figura V-25. Fuerza Ω ·Housner Dist. en las paredes del estanque H/D=1.5 en [tonf].

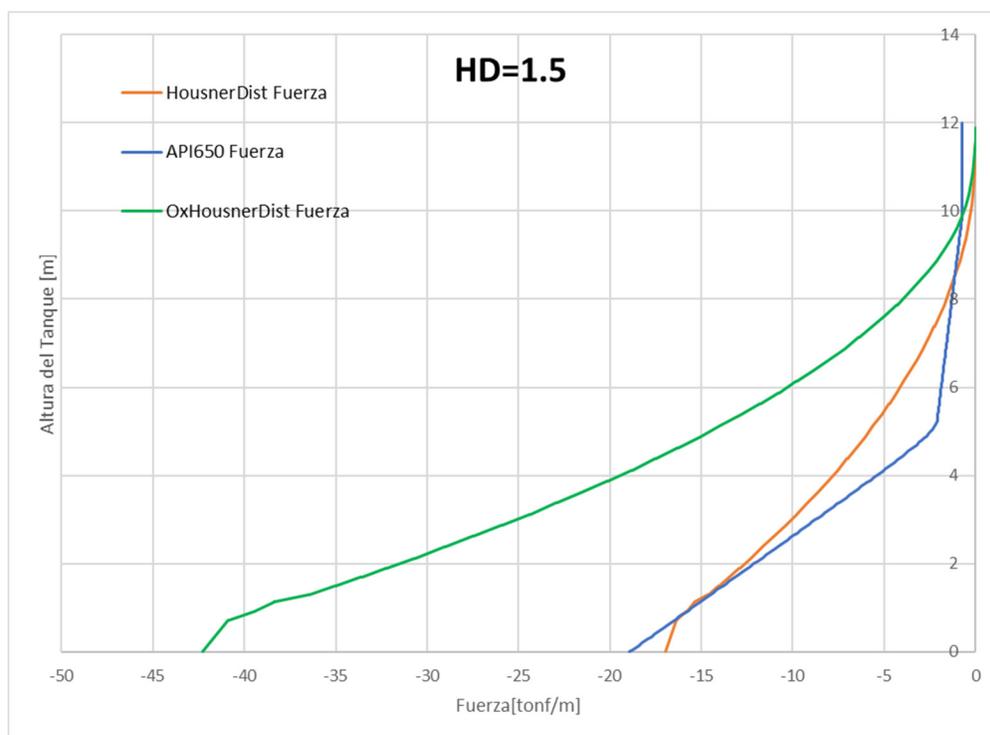


Figura V-26. Fuerzas en las paredes del estanque H/D=1.5 en [tonf].

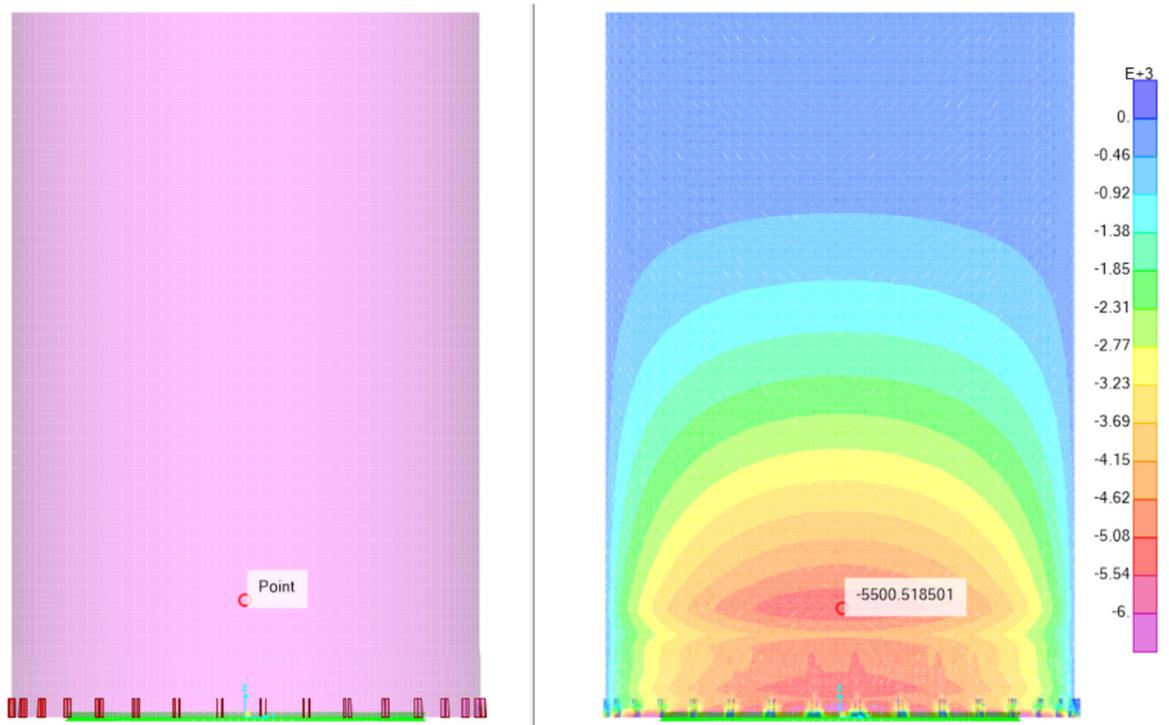


Figura V-27. Tensión Ω ·Housner Dist. en las paredes del estanque H/D=1.5 en [tonf/m²].



Figura V-28. Tensión en las paredes para el estanque H/D=1.5 [tonf/m²].

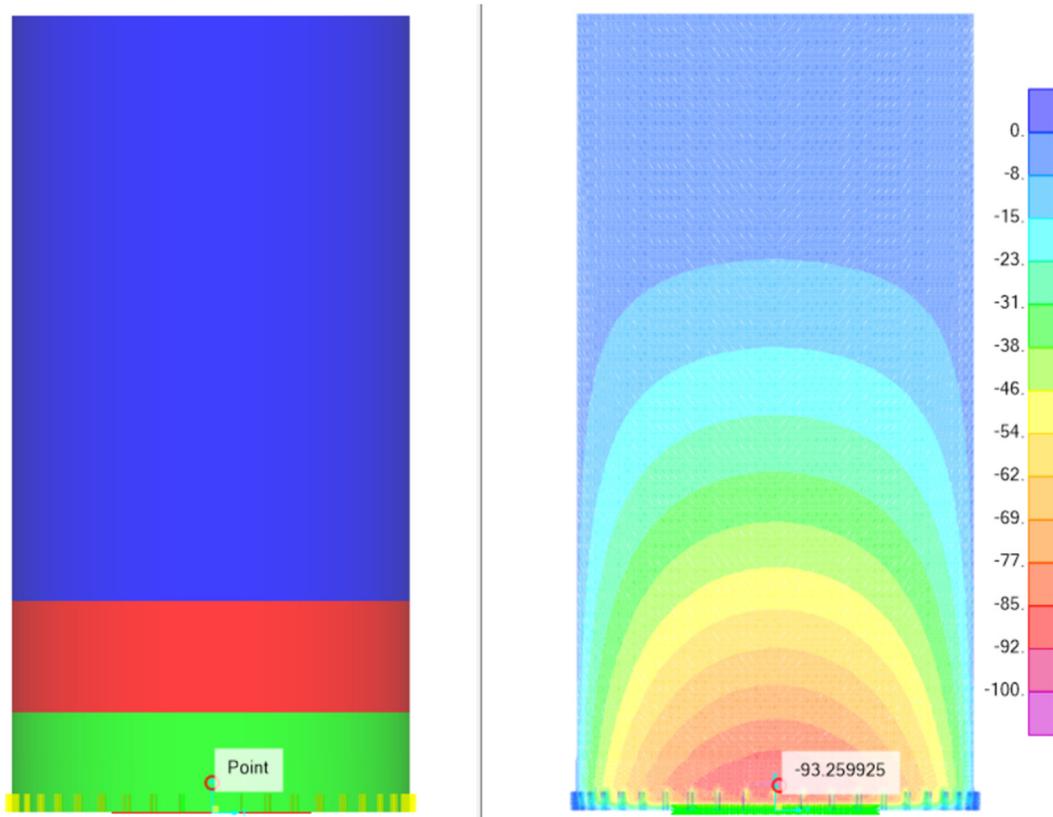


Figura V-29. Fuerza Ω ·Housner Dist. en las paredes del estanque H/D=2.0 en [tonf].

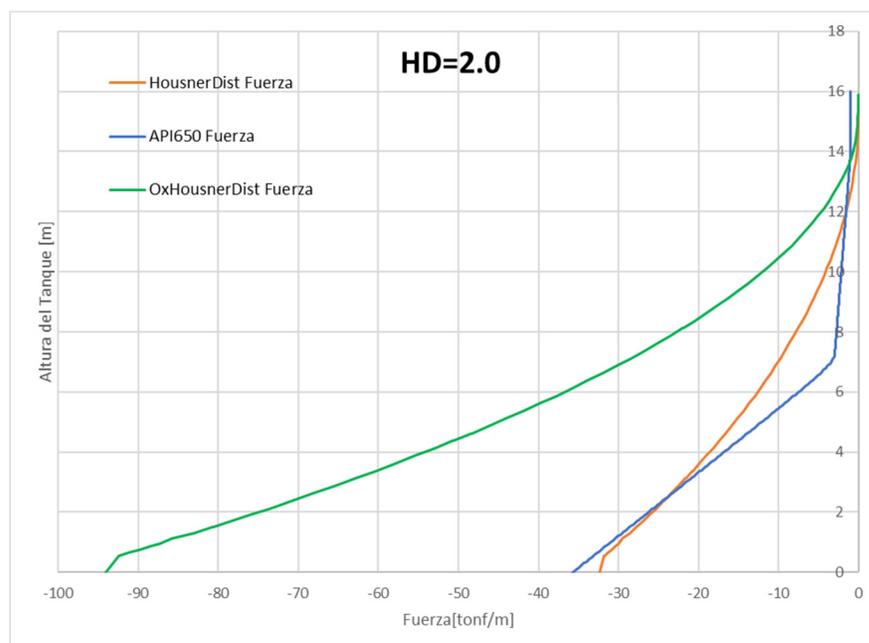


Figura V-30. Fuerzas en las paredes del estanque H/D=2.0 en [tonf].

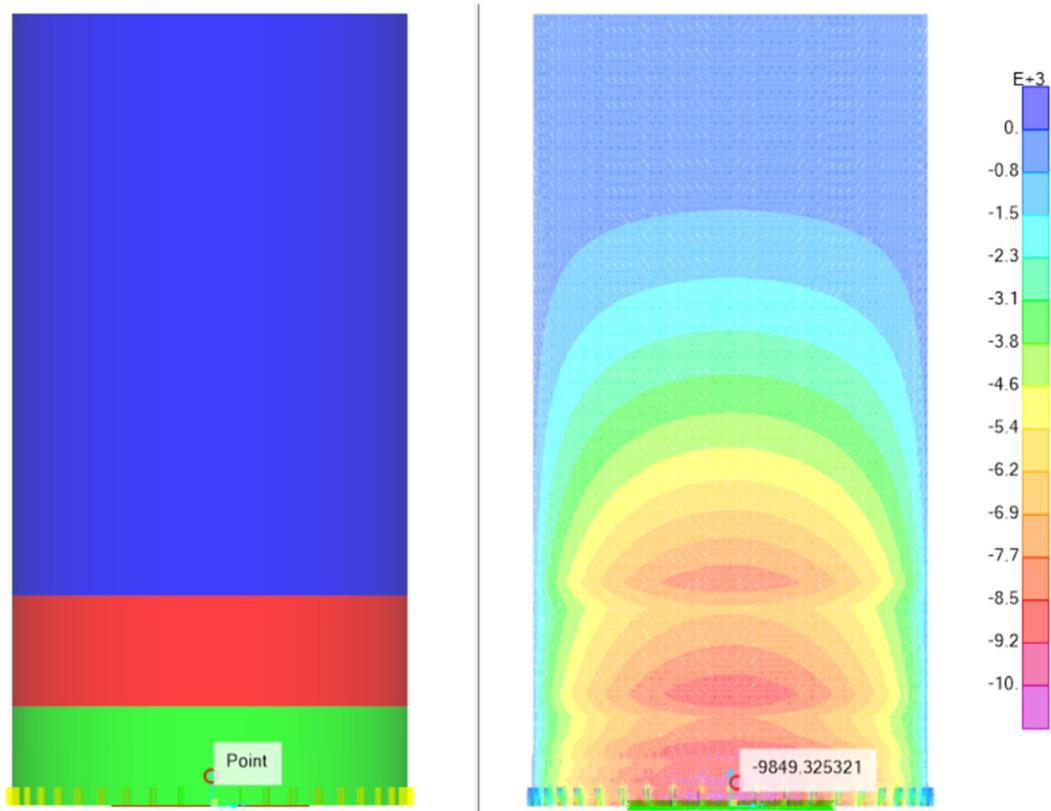


Figura V-31. Tensión Ω ·Housner Dist. en las paredes del estanque H/D=2.0 en [tonf/m²].

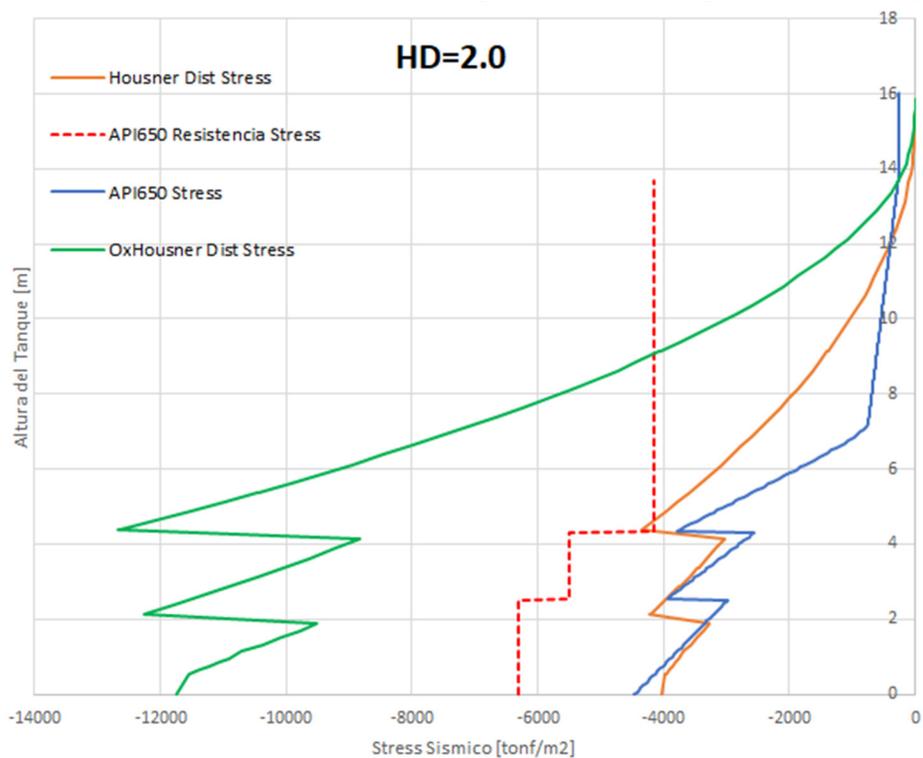


Figura V-32. Tensión en las paredes para el estanque H/D=2.0 [tonf/m²].

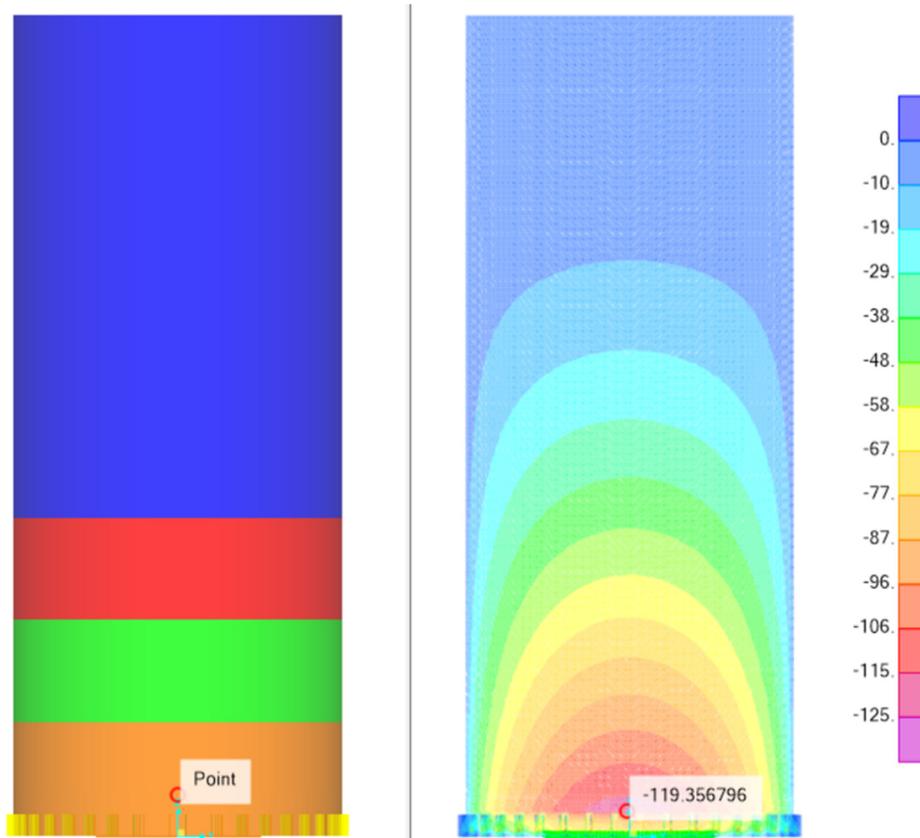


Figura V-33. Fuerza $\Omega \cdot$ Housner Dist. en las paredes del estanque H/D=2.5 en [tonf].

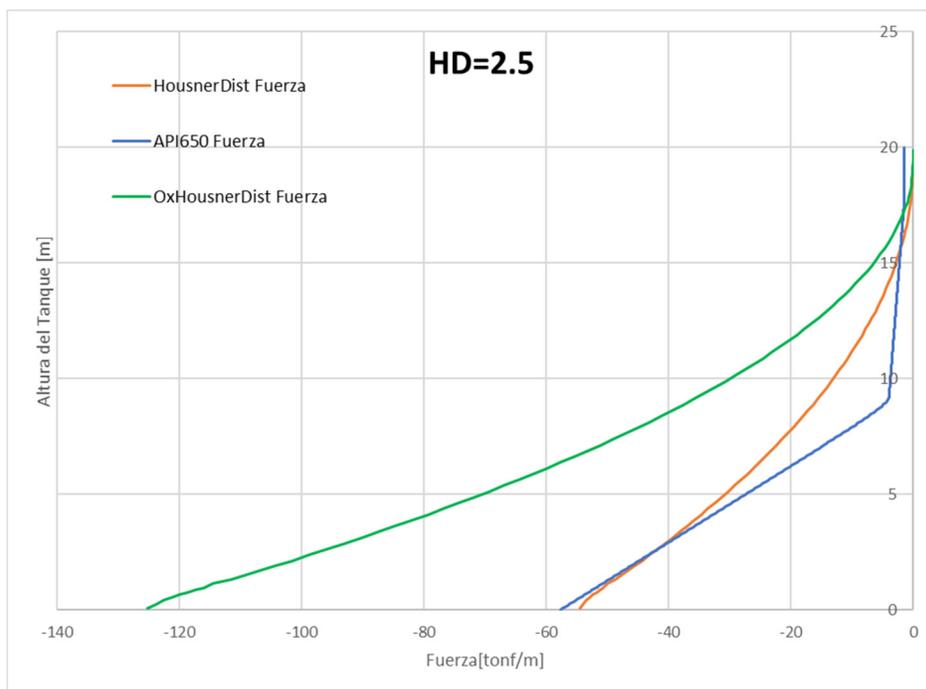


Figura V-34. Fuerzas en las paredes del estanque H/D=2.5 en [tonf].

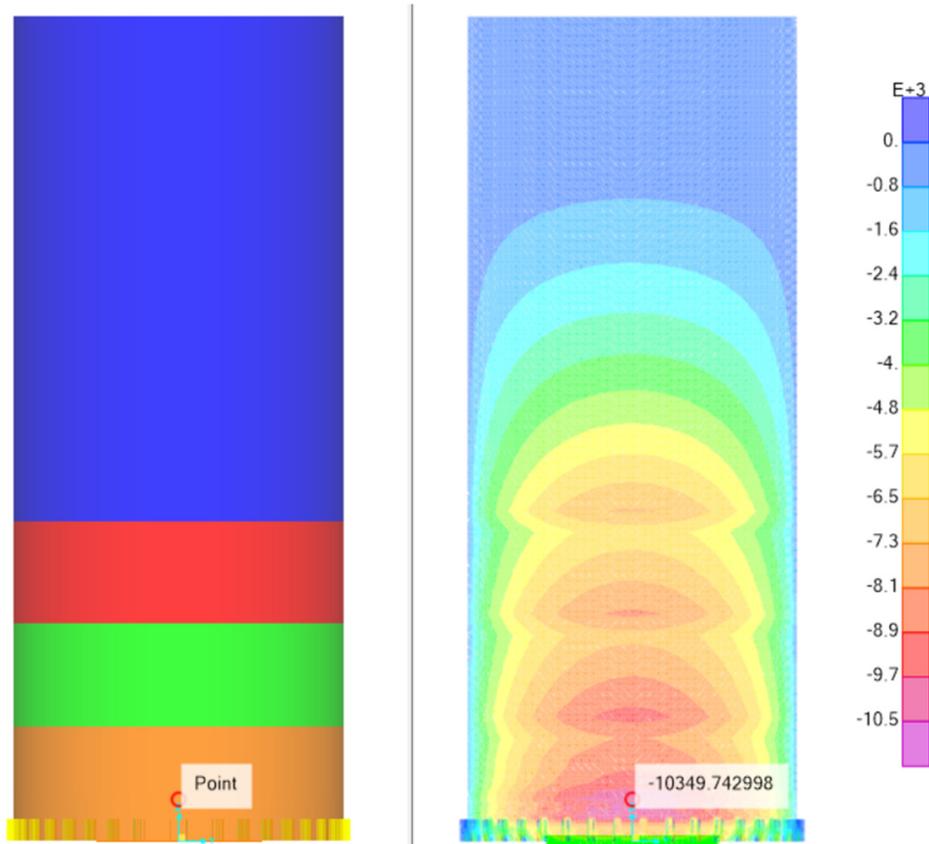


Figura V-35. Tensión Ω ·Housner Dist. en las paredes del estanque H/D=2.5 en [tonf/m²].

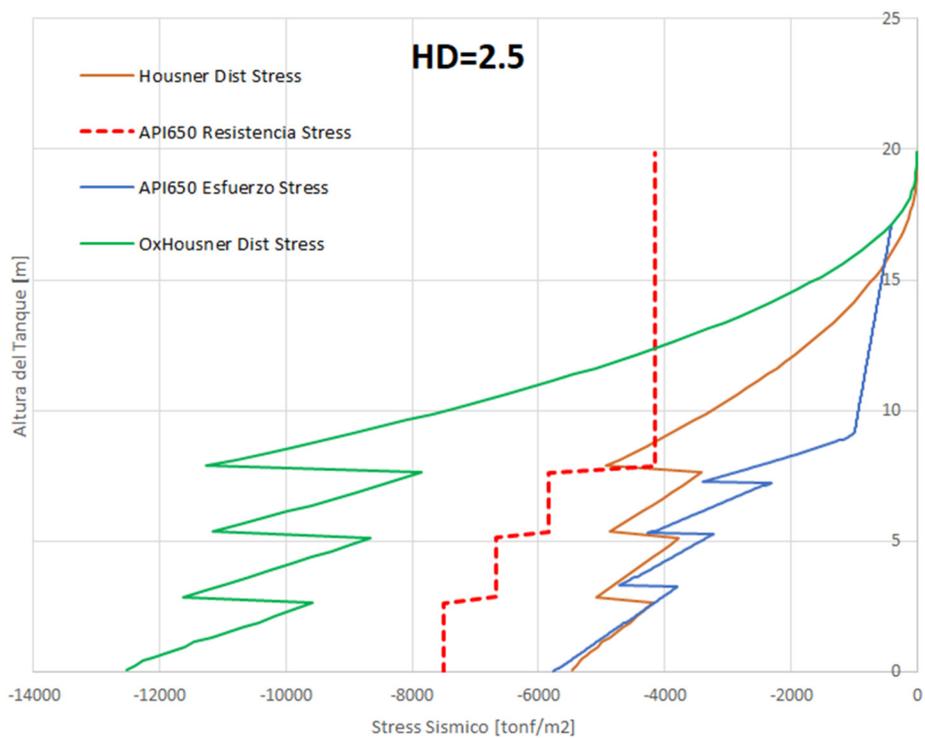


Figura V-36. Tensión en las paredes para el estanque H/D=2.5 [tonf/m²].

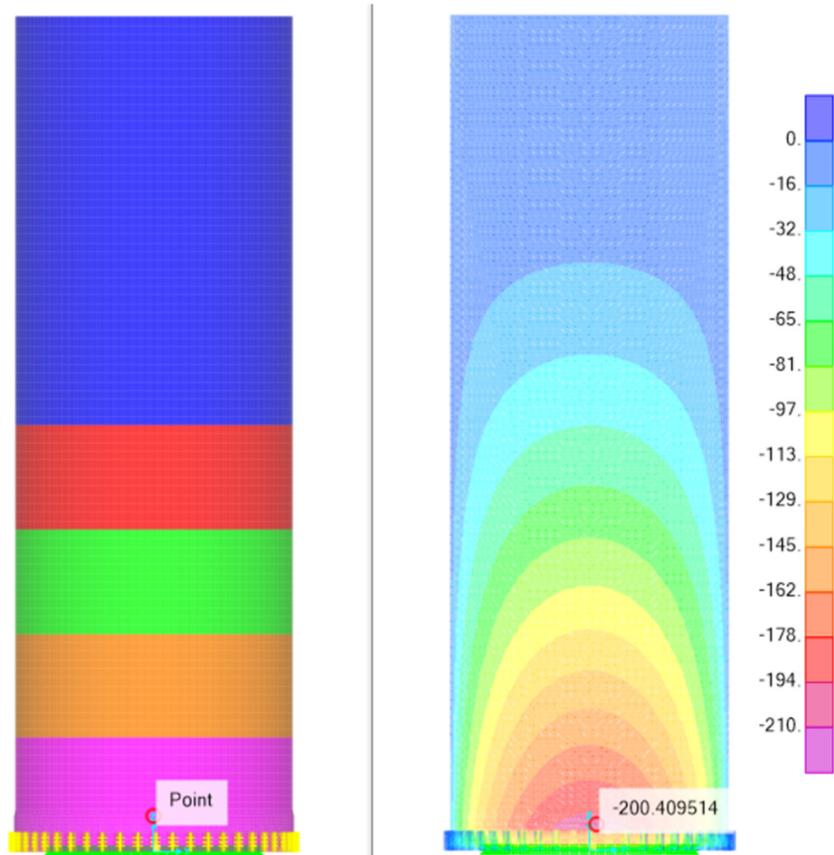


Figura V-37. Fuerza $\Omega \cdot$ Housner Dist. en las paredes del estanque H/D=3.0 en [tonf].

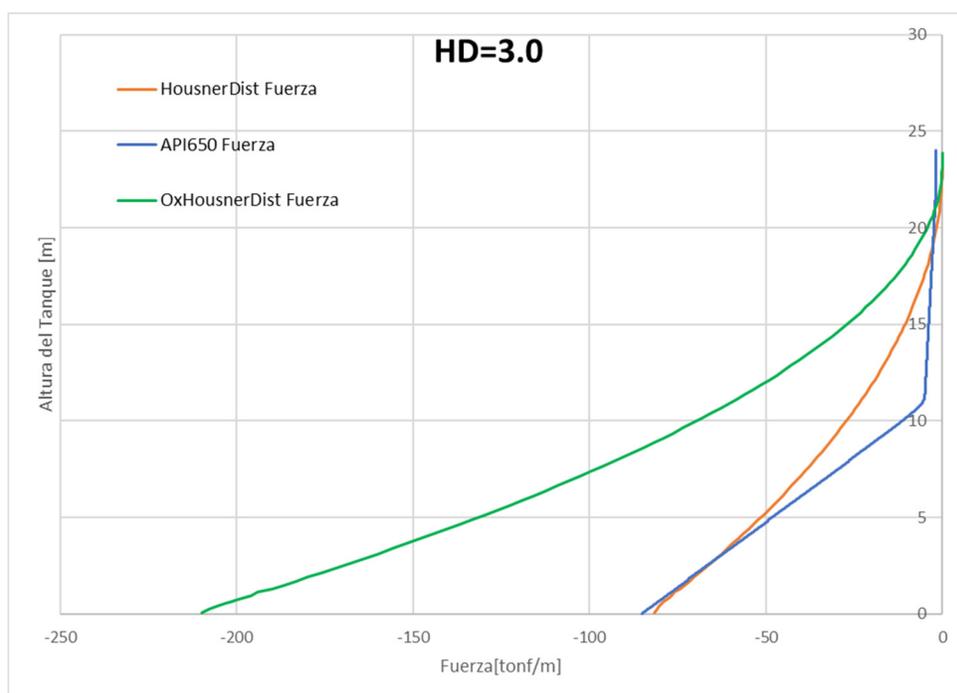


Figura V-38. Fuerzas en las paredes del estanque H/D=3.0 en [tonf].

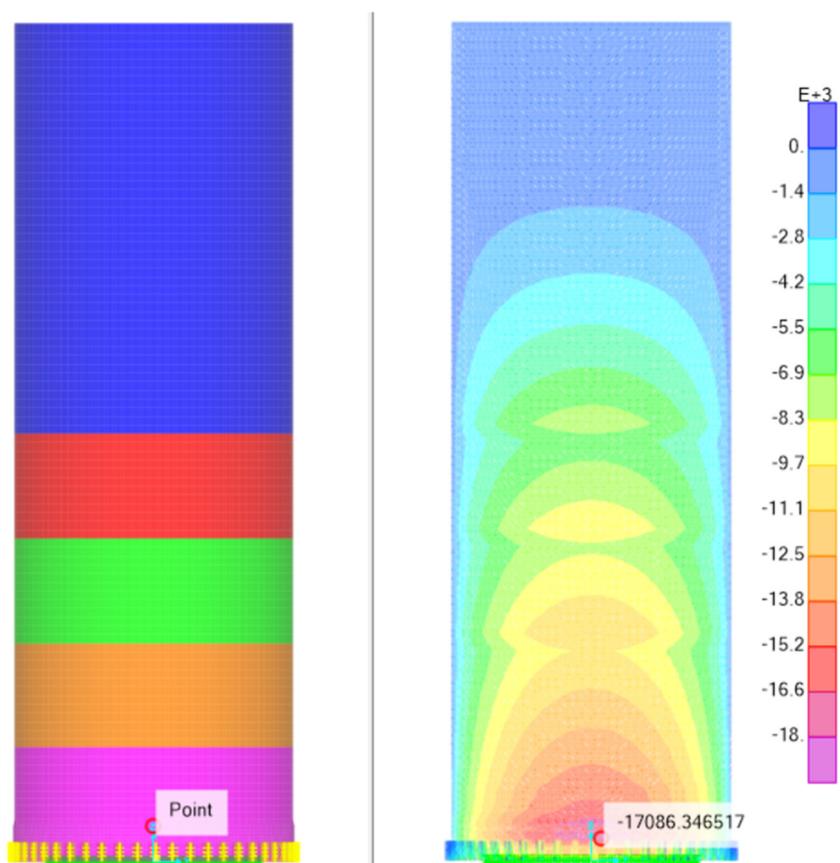


Figura V-39. Tensión Ω -Housner Dist. en las paredes del estanque H/D=3.0 en [tonf/m²].

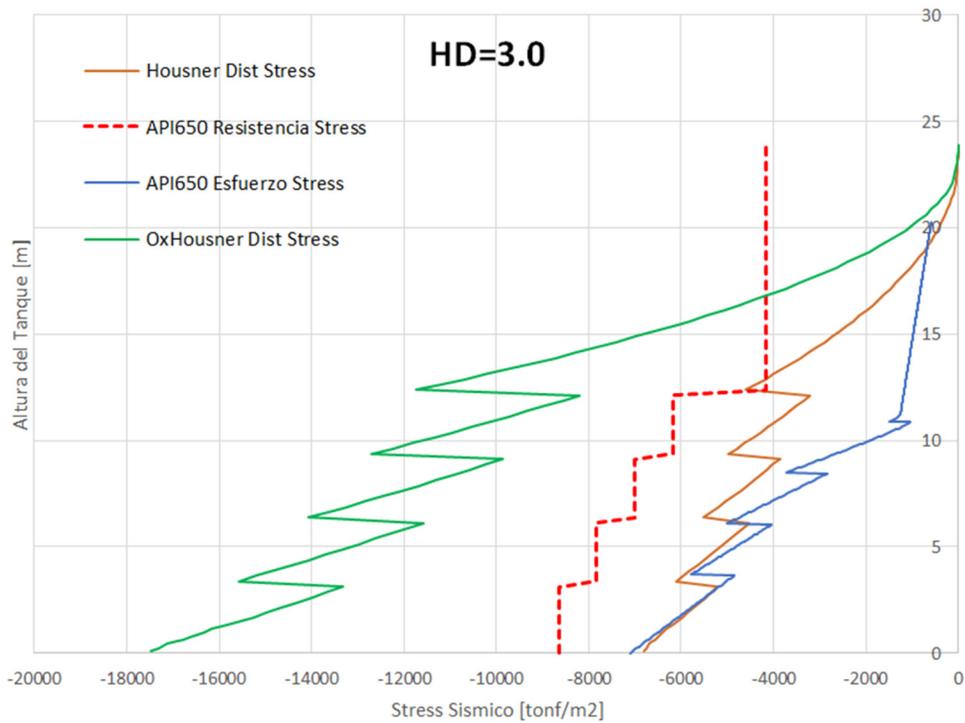


Figura V-40. Tensión en las paredes para el estanque H/D=3.0 [tonf/m²].

Por último se presenta a continuación la comparación de los análisis de los mismos estanques sobre API650, Housner Distribuido y Análisis Modal Espectral (AME) en los cuales se realizó un cálculo considerando análisis lineales elásticos, lo que genera una diferencia que se aprecia en la Tabla V-3.

Tabla V-3 : Resumen V y M basales, Housner Dist. y Análisis Modal Espectral.

H/D	T Modelo	API650		Housner Dist Modelo		AME		Dif API vs AME				
		V [tonf]	M [tonf*cm]	V [tonf]	M [tonf*cm]	V [tonf]	M [tonf*cm]	V [tonf]	%	M [tonf*cm]	%	
-	Segs											
1	0.3247	108	375	108	364	66	266	41.598	63	109.392	41	
1.5	0.5195	174	943	175	942	99	594	74.9325	76	348.595	59	
2	0.7627	240	1777	240	1727	132	1055	108.078	82	721.624	68	
2.5	0.9665	308	2877	308	2831	165	1651	142.94	87	1226.4	74	
3	1.2477	376	4249	376	4207	198	2381	177.55	89	1867.6	78	

Nótese que la diferencia entre API650 comparada con AME en el corte varía desde 63% hasta 89% en cambio en el momento varía entre 41% hasta 78%. De acá podemos desprender que a medida que la razón de aspecto aumenta la diferencia entre los métodos es mayor, obteniéndose mayores esfuerzos en API650.

VI. CONCLUSIONES

- VI.1** El diseño por API 650 al ser simplificado a través del Método de Housner, el desarrollo de las tensiones en el manto es muy limitado, en cambio al utilizar el método distribuido se logra percibir aumento de tensiones en la zona superior lo cual quizá responde a la pregunta inicial sobre por qué ocurren fallas en las zonas altas de los estanques.
- VI.2** El análisis modal espectral en el diseño de estanques rígidos es muy similar al diseño entregado por API 650, lo cual hace entrever que la respuesta hidrodinámica puede estar bien resuelta con este método. En cambio, si analizamos lo ocurrido con estanques esbeltos los esfuerzos cambian drásticamente lo que nos hace preguntarnos si el Método de Housner estará sobredimensionando por no contextualizar el periodo largo en la estructura o el Análisis Modal Espectral no interpreta bien la respuesta hidrodinámica para estructuras esbeltas.
- VI.3** Los esfuerzos en altura sobre las virolas del estanque efectivamente van disminuyendo, pero como las virolas también cambian de espesor las tensiones aumentan por lo que se aprecian puntos críticos en la altura. Esto tanto la normativa chilena como API 650 no lo consideran en sus comentarios, ya que solo se preocupan por la virola inferior, lo cual en la práctica existen diseñadores que no hacen traslapes de virolas de forma paulatina, produciéndose cambios bruscos que traslada la zona crítica más arriba.
- VI.4** Al considerarse la sobre resistencia en las estructuras se tiene un aumento muy importante en la respuesta, lo cual llama la atención porque solo algunos

estanques fallaron en el terremoto del 2010 y en su mayoría con fallas ubicadas en la zona superior del estanque, esto da para pensar que la razón es por la variación de resistencia del manto en altura, esto producto del cambio de espesores en cada virola. Caso contrario es que los estanques en su mayoría no fallaron siendo que la teoría indica lo contrario, esto puede ser producto de todos los factores de seguridad aplicados tanto en combinaciones de carga, tipo de suelo, coeficientes impulsivos o convectivos, entre otros.

BIBLIOGRAFIA

API 650 (2007): *Welded Steel Tanks for Oil Storage*. American Petroleum Institute, Washington, USA.

CSI (2018): *Analysis Reference Manual for SAP2000*. Computers & Structures, Walnut Creek, USA.

CHOPRA, AK (2016): *Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall, Upper Saddle River, USA (5th edition).

HOUSNER, G.W. (1951): *Dynamic Pressures on Accelerated Fluid Containers*. Boletín Soc. Sim. de América, Vol. 47.

INN (2003): *Norma Chilena NCh2369. Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

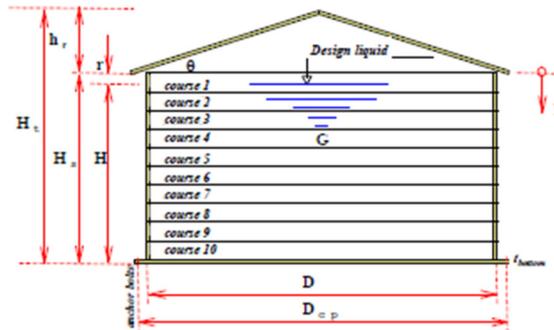
PDVSA FJ-251 (1999): *Diseño Sismorresistente de Estanques Metálicos*. Petróleos de Venezuela S.A., Caracas, Venezuela.

ANEXOS

ANEXO A: CALCULOS DE LOS ESTANQUES

Estanque H/D=1.0

Notations



- D Inside tank diameter
- D_{op} Anchor bolts circle diameter
- H Design liquid level measuring from tank bottom
- H_s Height of shell
- h_r Height of roof
- H_t Height of tank ($H_s + h_r$)
- r Height of freeboard
- t_{bottom} Bottom plate thickness
- θ Slope of the roof
- G Specific gravity
- W_r Weight of tank roof
- W_s Weight of tank shell
- W_l Weight of liquid
- W_{total} Total Weight

1.0 GENERAL DATA

1.1.- GENERAL DIMENSIONS		
Diameter	D	8.00 m
Design liquid level	H	8.00 m
Height of freeboard *	r	0.80 m
Height of roof	h_r	0.80 m
Slope of the roof	θ	11.31 °

* Value should be corrected considering sloshing wave height if required.

1.2.- CORROSION ALLOWANCE (THICKNESS)		
Roof corrosion	CA_r	2.00 mm
Shell corrosion	CA_M	2.00 mm
Bottom plate corrosion	CA_b	2.00 mm

1.4.- MATERIAL DATA		
Steel of shell	A36	
Yield stress	F_y	2.53 t/cm ²
Elasticity modulus of steel	E_s	2022 t/cm ²

=>	Tank Capacity	402.1 m ³
=>	H_s	8.6 m
=>	-	Only weight is considered

1.3.- OPERATION DATA		
Specific gravity	G	1.00
Design temperature	T^*	100.00 °C

=>	S_t	1.75	t/cm ²
=>	$S_d (T^*)$	1.53	t/cm ²

1.5.- SEISMIC PARAMETERS (NCh2369Of.2003)					
Seismic Zone	3	=>	A_o	0.40	g (NCh2369)
			A_o	0.40	g (Project)
Importance Factor	C2	=>	I	1.0	(NCh2369)
			I	1.0	(Project)
Type of Soil	II	=>	T^*	0.35	
			n	1.33	
Response modification factor			R	4	
Damping for impulsive mode			ξ_1	0.02	
Seismic Coefficient for impulsive mode according to NCh2369			C_1	0.32	
Seismic Coefficient for impulsive mode according to Project Parameters			C_1	0.32	
Vertical Seismic Coefficient according to NCh2369			C_v	0.21	
Vertical Seismic Coefficient according to Project Parameters			C_v	0.21	

1.6.- LOADS		
Roof load	L_r	6.18 t
% of L_r present during Earthquake		0.00 %
Shell loads	S_{CRK}	2.16 t
Other loads above roof	D	0.00 t

=> -

2.0 THICKNESS

2.1.- WEIGHT OF ROOF		
Roof plate thickness	t_{roof}	12.00 mm
Weight of roof	W_r	7.10 t

=> OK
(5 mm $\leq t_r \leq$ 12,5 mm)

2.2.- SHELL-PLATE THICKNESS CALCULATION							
Joint efficiency	E	90 %	S_t	1.75	t/cm ²		
Allowable stresses modification	F_L	100 %	S_g	1.53	t/cm ²		
Number of shell courses	8	1-Foot Method (API 650, Section 3.6.3)					
Shell Course	Y [m]	Thickness [mm]			Thickness provided	Shell Weight W_s [t]	$t_d = \frac{4.9D(H-0.3)G}{S_d E} + CA$ $t_i = \frac{4.9D(H-0.3)}{S_i E}$
		API 650					
		t_d	t_t	$t_{minimum}$			
1	1.08	2.0	0.05	5.00	6.00	1.27	
2	2.15	2.4	0.36	5.00	6.00	1.27	
3	3.23	2.7	0.66	5.00	6.00	1.27	
4	4.30	3.0	0.97	5.00	6.00	1.27	
5	5.38	3.3	1.28	5.00	6.00	1.27	
6	6.45	3.6	1.58	5.00	6.00	1.27	
7	7.53	3.9	1.89	5.00	6.00	1.27	
8	8.60	4.2	2.20	5.00	6.00	1.27	
9							
10							
W_s [t]						10.18	

2.3.- THICKNESS OF ANNULAR BOTTOM PLATE			
Stress for Hydrostatic Test	σ_{H2O}	50.3 MPa	Bottom-course
Thickness of Annular Bottom Plate	$t_{annular}$	8.00 mm	OK

2.4.- THICKNESS OF BOTTOM PLATE			
Bottom Plate Thickness	t_{bottom}	8.00 mm	OK

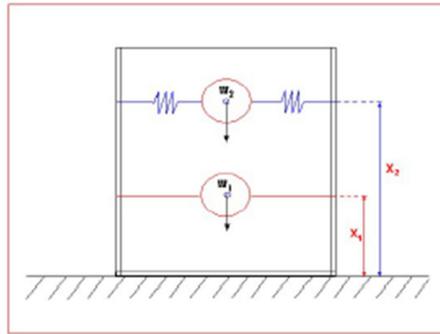
3.0 SEISMIC ANALYSIS

3.1.- TANK GENERAL DATA			
Roof weight	W_r	7.10	t
Shell weight + Shell loads	W_s	12.34	t
Liquid weight	W_T	402.1	t
Total weight	W_{total}	421.6	t
Height aplicación of seismic load above roof	H_t	8.87	m
Center of action of Shell from bottom	X_s	4.3	m

3.2.- SEISMIC PARAMETERS According to API350, APPENDIX E			
Ratio of aspect	D/H	1.00	
Ratio between impulsive component weight and total weight	W_1 / W_T	0.78	
Ratio between convective component weight and total weight	W_2 / W_T	0.23	
Ratio between center of action impulsive component weight and total height	X_1 / H	0.41	
Relación ente CG masa convectiva y altura total	X_2 / H	0.74	
Sloshing period coefficient	k	0.58	
Impulsive component weight	W_1	314.5	t
Convective component weight	W_2	92.4	t
Center of action of Impulsive component weight W_1	X_1	3.25	m
Center of action of Convective component weight W_2	X_2	5.93	m
Natural period of the convective mode according to API 650, E.3.3.2	T	2.96	s
Seismic Coefficient of Convective component weight (NCh2369)	C_2	0.16	
Seismic Coefficient of Convective component weight (MAPA)	C_2	0.16	
Height of sloshing wave (convective mode)	d_{max}	0.48	m

=> Freeboard OK

3.3.- MODEL AND FORMULAS TO COMPUTE SEISMIC LOADS According to API350 and NCh2369



$$k = \frac{0.578}{\sqrt{\tanh\left(3.68 \frac{H}{D}\right)}} \quad T^* = 1.81k\sqrt{D}$$

$$C_2 = \text{MAX} \left[\frac{2.75 A_0}{gR} \left(\frac{T^*}{T^*} \right)^n \left(\frac{0.05}{0.005} \right)^{0.4} ; 0.10 \frac{A_0}{g} \right]$$

$$d_{max} = 0.3426 J C_2 T^2 \tanh \left[4.77 \left(\frac{H}{D} \right)^{0.5} \right]$$

$$\frac{W_1}{W_T} = \frac{\tanh\left(0.866 \left(\frac{D}{H}\right)\right)}{0.866 \left(\frac{D}{H}\right)} \quad \text{si } \frac{D}{H} \geq \frac{4}{3}$$

$$\frac{W_1}{W_T} = 1 - 0.218 \cdot \frac{D}{H} \quad \text{si } \frac{D}{H} < \frac{4}{3}$$

$$\frac{W_2}{W_T} = 0.230 \cdot \left(\frac{D}{H}\right) \tanh\left(3.68 \left(\frac{H}{D}\right)\right)$$

$$\frac{X_1}{H} = 0.5 - 0.09375 \left(\frac{D}{H}\right) \quad \text{si } \frac{D}{H} < \frac{4}{3}$$

$$\frac{X_1}{H} = 0.375 \quad \text{si } \frac{D}{H} \geq \frac{4}{3}$$

$$\frac{X_2}{H} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68 \left(\frac{H}{D}\right)\right) - 1}{3.68 \left(\frac{H}{D}\right) \sinh\left(3.68 \left(\frac{H}{D}\right)\right)}$$

3.4.- SEISMIC LOADS ABOUT SHELL-TO-BOTTOM			
Design Base Shear	V	108 t	$V = I \sqrt{[C_1(W_r + W_s + W_1)]^2 + [C_2 W_2]^2}$
Overtuning Moment	M	375 tm	
Additional Axial Load	N_{ext}	0.00 t	$M = I \sqrt{[C_1(W_r X_1 + W_s H_1 + W_1 X_1)]^2 + [C_2 W_2 X_2]^2}$
Additional Shear	V_{ext}	0.00 t	
Additional Overtuning Moment	M_{ext}	0.00 tm	
Maximum Compression (B.O.P.)	$N_{B.O.P.,MAX}$	511 t	
Minimum Compression (B.O.P.)	$N_{B.O.P.,MIN}$	332 t	
Shear (B.O.P.)	$V_{B.O.P.}$	108 t	
Overtuning Moment (B.O.P.)	$M_{B.O.P.}$	375 tm	
B.O.P.: Bottom of Base Plate Level			

3.5.- OVERTURNING STABILITY			
API 650 - E5.1	w_1	0.77 t/m	$w_c = \frac{W_r + W_s + N_{additional}}{\pi D} \quad J = \frac{M + M_{additional}}{D^2 \cdot (w_1 + w_2)}$
API 650 - E4.1	w_2	1.28 t/m	
API 650 - E5.1	J	2.85	
Anchorage are required			
$w_2 = min \left\{ \begin{array}{l} 0.1 t_b \sqrt{F_y GH} \\ 0.02 GH D \end{array} \right\}$			

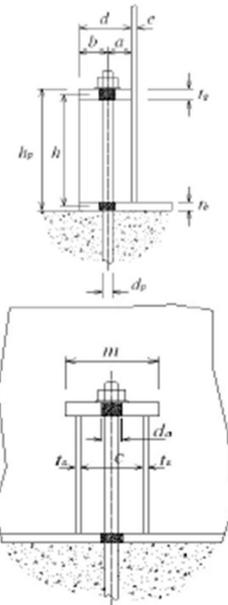
3.6.- SLIDING STABILITY			
Friction coefficient for tank sliding	μ	0.40	Tank does not slide
Safety factor	$SF = \mu N_{total} / V_{total}$	1.90	

3.7.- SHELL STRESSES			
Seismic stress	b	8.23 t/m	$b = w_c + \frac{4 \cdot (M + M_{additional})}{\pi D^2}$
	f_b	0.21 t/cm ²	
Seismic allowable stress	$GH D^2 / t^2$	32.00 m ³ /mm ²	$F_s = mb \left\{ \frac{0.83t}{D} : 0.5F_y \right\} \quad \frac{GHD^2}{t^2} \geq 44$
(Includes the 33% increase for ASD)	F_a	0.378 t/cm ²	$F_s = mb \left\{ 0.332 \frac{t}{D} + 0.075 \sqrt{GH} : 0.5F_y \right\} \quad \frac{GHD^2}{t^2} < 44$
	UF	0.54 OK	

4.0 ANCHORAGE SYSTEM

4.1.- ANCHORAGE SYSTEM GENERAL DATA			
Anchor Bolts Diameter	1"	Steel	ASTM A36
<input type="checkbox"/> Anchor bolts take base shear		<input checked="" type="checkbox"/> Show recommended dimensions	
Distance Tank Edge-Center Line Anchor Bolts	a	45	45 mm
Width of chair or stiffener ring	d	85	85 mm
Distance between vertical stiffeners	c	60	60 mm
Total height	OK	h_p	280
Number of anchor bolt provided		$N_{anchor bolts}$	22

4.2.- ANCHOR BOLT According to API 650			
Minimum anchorage (API 650, E8.1)	q_t	6.88 t/m	$q_t = \frac{4M_{total}}{\pi D^2} - w_c$
Anchor bolts circle diameter	D_{op}	8.102 m	
Minimum number of anchor bolts	N_{minimo}	14 un	
Distance between anchor bolts	L_b	1.16 m	
Required tension force	T_b	7.83 t	
Required shear force for anchor bolt	V_b	0.00 t (considering 1/3 n° bolts)	
Yield stress	F_y	2.53 t/cm ²	
Nominal unthreaded body area of bolt	A_b	5.07 cm ²	
Required tension stress	f_{ts}	1.88 t/cm ²	
Required shear stress	f_{vs}	0.00 t/cm ²	
Nominal tensile stress	F_{ts}	4.07 t/cm ²	
Nominal shear stress	F_{vs}	- t/cm ²	
	UF anchor bolt	0.93	OK



4.3.- CHAIR (TOP ANCHOR PLATE)			
CHAIR (according to Process Equipment Design)			
Steel	A36	Plate thickness	20 mm
Load for design	Capacity	T _b	10.26 t
Half of longest side	a ₁		4.25 cm
Ratio between length of sides	d/c		1.42
Design parameter	γ ₁		0.20
Design parameter	γ ₂		0.08
Diameter of nut	e		4.13 cm
Flexure about longest side	M _y		1.67 t-cm/cm
Flexure about smallest side	M _x		1.34 t-cm/cm
Required flexural strength	M _{pl}		1.67 t-cm/cm
Yield stress	F _y		2.53 t/cm ²
Allowable Stress	F _b		2.52 t/cm ²
Allowable flexural strength	M _{1pl} /Ω		1.681 t cm/cm
	UF _{chair}		0.99 OK
VERTICAL STIFFENERS			
Thickness	8 mm		
Required compressive stress	f _c		0.754 t/cm ²
Effective length factor	K		0.75
Radius of gyration	i _{ox}		0.231 cm
Stiffener height	h		26.6 cm
Width-to-thickness ratio	λ _w		86.4
Allowable compressive stress	F _c /Ω		1.77 t/cm ²
	UF _{stiffener}		0.43 OK

4.4.- ANNULAR BASE PLATE			
THICKNESS			
Thickness	t _{bottom}		8.00 mm
Projected width in bearing	b _{contacto}		25.00 mm
Compression stress above concrete	σ _c		0.05 t/cm ²
Type of Concrete	G25	f _c	0.25 t/cm ²
Allowable bearing stress	F _c allowable		0.18 t/cm ²
	UF _{annular base}		0.28 OK
WIDTH (According to API 650, Section 3.5.2 and E.4.2)			
Internal width required	b _{min}	608 mm	$b_{min} = \max(215 \cdot t_{bottom}, 600mm)$ $b_{req} = \frac{0.1745 \cdot W_L}{10000 \cdot GH}$
Internal width required	b _{req}	279 mm	
Minimum projection outside the shell	l _{1 min}	50 mm	
Total width annular base plate to use	b _{total}	683 mm	
Projection outside the shell to use	b _{off}	85 mm	
			=> OK
			=> OK

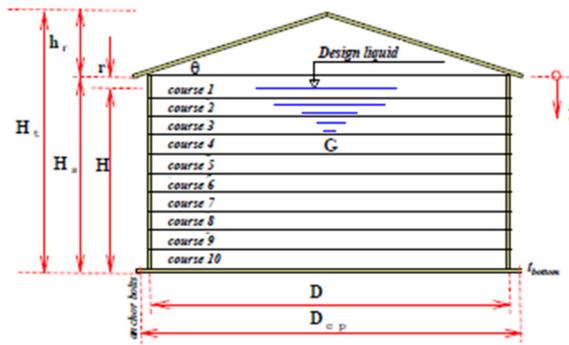
5.0 STIFFENING RINGS SHELL (WIND GIRDERS)

5.1.- SECTION MODULUS REQUIRED			
Minimum shell thickness	t _{minShell}	6.00 mm	$H_1 = 9.47 \epsilon_{M \min} \sqrt{\left(\frac{\epsilon_{M \min}}{D}\right)^3}$
Maximum height of the unstiffened shell* (API 650, Section 3.9.7.1)	H ₁	36.91 m	
Number of rings to use including Top wind girder		1	$Z = \frac{D^2 \cdot H_1}{17}$
Distance between rings	H _a	8.6 m	
Required minimum section modulus according to API 650, Section	Z	32.4 cm ³	

*H₁ is computed considering minimum wind velocity 190 kh/h

Estanque H/D=1.5

Notations



D	Inside tank diameter
D_{cp}	Anchor bolts circle diameter
H	Design liquid level measuring from tank bottom
H_s	Height of shell
h_r	Height of roof
H_t	Height of tank ($H_s + h_r$)
r	Height of freeboard
t_{bottom}	Bottom plate thickness
θ	Slope of the roof
G	Specific gravity
W_r	Weight of tank roof
W_s	Weight of tank shell
W_T	Weight of liquid
W_{total}	Total Weight

1.0 GENERAL DATA

1.1.- GENERAL DIMENSIONS			
Diameter	D	8.00	m
Design liquid level	H	12.00	m
Height of freeboard *	r	0.80	m
Height of roof	h_r	0.80	m
Slope of the roof	θ	11.31	°

* Value should be corrected considering sloshing wave height if required.

1.2.- CORROSION ALLOWANCE (THICKNESS)			
Roof corrosion	CA_r	2.00	mm
Shell corrosion	CA_M	2.00	mm
Bottom plate corrosion	CA_F	2.00	mm

1.4.- MATERIAL DATA			
Steel of shell	A36		
Yield stress	F_y	2.53	t/cm ²
Elasticity modulus of steel	E_s	2022	t/cm ²

=>	Tank Capacity	603.2	m ³
=>	H_s	12.8	m

=> - Only weight is considered

1.3.- OPERATION DATA			
Specific gravity	G	1.00	
Design temperature	T^*	100.00	°C

=>	S_t	1.75	t/cm ²
=>	$S_d (T^*)$	1.53	t/cm ²

1.5.- SEISMIC PARAMETERS (NCh2369Of.2003)			
Seismic Zone	3	=>	A_0 0.40 g (NCh2369)
Importance Factor	C2	=>	A_0 0.40 g (Project)
Type of Soil	II	=>	I 1.0 (NCh2369)
			I 1.0 (Project)
Response modification factor			T^* 0.35
Damping for impulsive mode			n 1.33
Seismic Coefficient for impulsive mode according to NCh2369			R 4
Seismic Coefficient for impulsive mode according to Project Parameters			ξ_i 0.02
Vertical Seismic Coefficient according to NCh2369			C_1 0.32
Vertical Seismic Coefficient according to Project Parameters			C_1 0.32
			C_v 0.21
			C_v 0.21

1.6.- LOADS			
Roof load	L_r	6.18 t	=> -
% of L_r present during Earthquake		0.00 %	
Shell loads	S_{oTK}	3.17 t	
Other loads above roof	D	0.00 t	

2.0 THICKNESS

2.1.- WEIGHT OF ROOF			
Roof plate thickness	t_{roof}	12.00 mm	=> OK (5 mm $\leq t_r \leq$ 12,5 mm)
Weight of roof	W_r	7.10 t	

2.2.- SHELL-PLATE THICKNESS CALCULATION							
Joint efficiency		E	90 %	S_t	1.75	t/cm ²	$t_s = \frac{4.9D(H-0.3)G}{S_s E} + CA$ $t_s = \frac{4.9D(H-0.3)}{S_s E}$
Allowable stresses modification		F_L	100 %	S_g	1.53	t/cm ²	
Number of shell courses			8	1-Foot Method (API 650, Section 3.6.3)			
Shell Course	Y [m]	Thickness [mm]			Thickness provided	Shell Weight W_c [t]	
		t_d	t_t	$t_{minimum}$			
1	1.58	2.2	0.19	5.00	6.00	1.86	
2	3.15	2.8	0.64	5.00	6.00	1.86	
3	4.73	3.1	1.09	5.00	6.00	1.86	
4	6.30	3.5	1.54	5.00	6.00	1.86	
5	7.88	4.0	1.99	5.00	6.00	1.86	
6	9.45	4.4	2.44	5.00	6.00	1.86	
7	11.03	4.9	2.89	5.00	6.00	1.86	
8	12.60	5.3	3.34	5.34	8.00	2.49	
9							
10							
W_c [t]						15.54	

2.3.- THICKNESS OF ANNULAR BOTTOM PLATE			
Stress for Hydrostatic Test	σ_{H2O}	57.3 MPa	Bottom-course
Thickness of Annular Bottom Plate	$t_{annular}$	12.00 mm	OK

2.4.- THICKNESS OF BOTTOM PLATE			
Bottom Plate Thickness	t_{bottom}	8.00 mm	OK

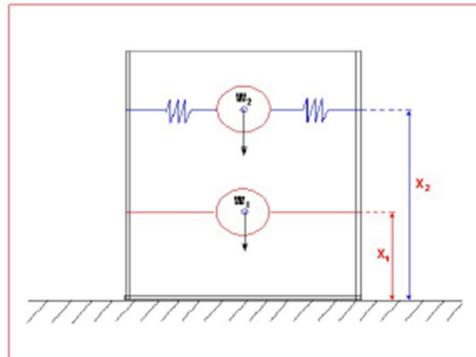
3.0 SEISMIC ANALYSIS

3.1.- TANK GENERAL DATA			
Roof weight	W_r	7.10	t
Shell weight + Shell loads	W_s	18.71	t
Liquid weight	W_T	803.2	t
Total weight	W_{total}	829.0	t
Height aplicación of seismic load above roof	H_1	12.87	m
Center of action of Shell from bottom	X_s	6.1	m

3.2.- SEISMIC PARAMETERS According to API350, APPENDIX E			
Ratio of aspect	D/H	0.67	
Ratio between impulsive component weight and total weight	W_1 / W_T	0.85	
Ratio between convective component weight and total weight	W_2 / W_T	0.15	
Ration between center of action impulsive component weight and total height	X_1 / H	0.44	
Relación ente CG masa convectiva y altura total	X_2 / H	0.82	
Sloshing period coefficient	k	0.58	
Impulsive component weight	W_1	515.5	t
Convective component weight	W_2	92.5	t
Center of action of Impulsive component weight W_1	X_1	5.25	m
Center of action of Convective component weight W_2	X_2	9.84	m
Natural period of the convective mode according to API 650, E.3.3.2	T	2.96	s
Seismic Coefficient of Convective component weight (NCh2369)	C_2	0.16	
Seismic Coefficient of Convective component weight (MAPA)	C_2	0.16	
Height of sloshing wave (convective mode)	d_{max}	0.48	m

=> Freeboard OK

3.3.- MODEL AND FORMULAS TO COMPUTE SEISMIC LOADS According to API350 and NCh2369



$$k = \frac{0.578}{\sqrt{T \tanh\left(3.68 \frac{H}{D}\right)}} \quad T^* = 1.81k\sqrt{D}$$

$$C_2 = \text{MAX} \left[\frac{2.75 A_0}{gR} \left(\frac{T^*}{T} \right)^n \left(\frac{0.05}{0.005} \right)^{0.4} ; 0.10 \frac{A_0}{g} \right]$$

$$d_{max} = 0.3426 I C_2 T^2 \tanh \left[4.77 \left(\frac{H}{D} \right)^{0.5} \right]$$

$$\frac{W_1}{W_T} = \frac{\tanh\left(0.866 \left(\frac{D}{H}\right)\right)}{0.866 \left(\frac{D}{H}\right)} \quad \text{si } \frac{D}{H} \geq \frac{4}{3}$$

$$\frac{W_1}{W_T} = 1 - 0.218 \cdot \frac{D}{H} \quad \text{si } \frac{D}{H} < \frac{4}{3}$$

$$\frac{W_2}{W_T} = 0.230 \cdot \left(\frac{D}{H}\right) \tanh\left(3.68 \left(\frac{H}{D}\right)\right)$$

$$\frac{X_1}{H} = 0.5 - 0.09375 \left(\frac{D}{H}\right) \quad \text{si } \frac{D}{H} < \frac{4}{3}$$

$$\frac{X_1}{H} = 0.375 \quad \text{si } \frac{D}{H} \geq \frac{4}{3}$$

$$\frac{X_2}{H} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68 \left(\frac{H}{D}\right)\right) - 1}{3.68 \left(\frac{H}{D}\right) \sinh\left(3.68 \left(\frac{H}{D}\right)\right)}$$

3.4.- SEISMIC LOADS ABOUT SHELL-TO-BOTTOM		
Design Base Shear	V	174 t
Overtuning Moment	M	943 tm
Additional Axial Load	N _{ext}	0.00 t
Additional Shear	V _{ext}	0.00 t
Additional Overtuning Moment	M _{ext}	0.00 tm
Maximum Compression (B.O.P.)	N _{B.O.P._MAX}	763 t
Minimum Compression (B.O.P.)	N _{B.O.P._MIN}	495 t
Shear (B.O.P.)	V _{B.O.P.}	174 t
Overtuning Moment (B.O.P.)	M _{B.O.P.}	943 tm
B.O.P.: Bottom of Base Plate Level		

$$V = I \sqrt{[C_1(W_s + W_r + W'_s)]^2 + [C_2 W'_r]^2}$$

$$M = I \sqrt{[C_1(W_s X_s + W_r H_s + W'_s X_s)]^2 + [C_2 W'_r X'_r]^2}$$

3.5.- OVERTURNING STABILITY		
API 650 - E5.1	w _t	1.03 t/m
API 650 - E4.1	w _i	1.92 t/m
API 650 - E5.1	J	5.00
Anchorage are required		

$$w_t = \frac{W_s + W_r + N_{additional}}{\pi D} \quad J = \frac{M + M_{additional}}{D^2 \cdot (w_t + w_i)}$$

$$w_i = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.1 t_b \sqrt{F_b GH} \\ 0.02 G H D \end{array} \right\}$$

3.6.- SLIDING STABILITY		
Friction coefficient for tank sliding	μ	0.40
Safety factor	SF = μ N _{total} / V _{total}	1.76
Tank does not slide		

3.7.- SHELL STRESSES		
Seismic stress	b	19.79 t/m
	f _s	0.33 t/cm ²
Seismic allowable stress	G H D ² / t ²	21.33 m ³ /mm ²
(Includes the 33% increase for ASD)	F _s	0.509 t/cm ²
	UF	0.65 OK

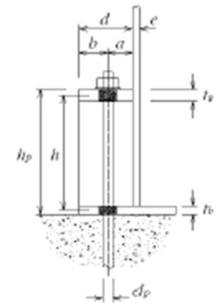
$$b = w_t + \frac{4 \cdot (M + M_{additional})}{\pi D^2}$$

$$F_s = \min \left\{ \frac{0.83t}{D} ; 0.5F_u \right\} \quad \frac{GHD^2}{t^2} \geq 44$$

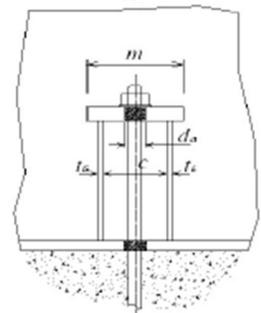
$$F_s = \min \left\{ 0.332 \frac{t}{D} + 0.075 \sqrt{GH} ; 0.5F_u \right\} \quad \frac{GHD^2}{t^2} < 44$$

4.0 ANCHORAGE SYSTEM

4.1.- ANCHORAGE SYSTEM GENERAL DATA			
Anchor Bolts Diameter	1 1/4"	Steel	ASTM A36
<input type="checkbox"/> Anchor bolts take base shear		<input checked="" type="checkbox"/> Show recommended dimensions	
Distance Tank Edge-Center Line Anchor Bolts	a	60	60 mm
Width of chair or stiffener ring	d	110	110 mm
Distance between vertical stiffeners	c	70	70 mm
Total height	h _p	290	300 mm
Number of anchor bolt provided	N _{anchor bolts}	35	un



4.2.- ANCHOR BOLT According to API 650		
Minimum anchorage (API 650, E6.1)	q _t	17.74 t/m
Anchor bolts circle diameter	D _{cp}	8.136 m
Minimum number of anchor bolts	N _{minimo}	14 un
Distance between anchor bolts	L _b	0.73 m
Required tension force	T _b	12.74 t
Required shear force for anchor bolt	V _b	0.00 t (considering 1/3 n ^o bolts)
Yield stress	F _y	2.53 t/cm ²
Nominal unthreaded body area of bolt	A _b	7.92 cm ²
Required tension stress	f _{ts}	2.01 t/cm ²
Required shear stress	f _{vs}	0.00 t/cm ²
Nominal tensile stress	F _{nt}	4.07 t/cm ²
Nominal shear stress	F _{nv}	- t/cm ²
	UF _{anchor bolt}	0.99 OK

$$q_t = \frac{4M_{total}}{\pi D^2} - w_t$$


4.3.- CHAIR (TOP ANCHOR PLATE)			
CHAIR (according to Process Equipment Design)			
Steel	A36	Plate thickness	28 mm
Load for design	Capacity	T _b	16.02 t
Half of longest side		a ₁	5.5 cm
Ratio between length of sides		d/c	1.57
Design parameter		γ ₁	0.14
Design parameter		γ ₂	0.06
Diameter of nut		e	5.08 cm
Flexure about longest side		M _y	2.78 t-cm/cm
Flexure about smallest side		M _x	2.14 t-cm/cm
Required flexural strength		M _{pl}	2.78 t-cm/cm
Yield stress		F _y	2.53 t/cm ²
Allowable Stress		F _b	2.52 t/cm ²
Allowable flexural strength		M _{np/Ω}	3.295 t-cm/cm
		UF _{chair}	0.84 OK
VERTICAL STIFFENERS			
Thickness	10 mm		
Required compressive stress		f _c	0.728 t/cm ²
Effective length factor		K	0.75
Radius of gyration		i _{ax}	0.289 cm
Stiffener height		h	27 cm
Width-to-thickness ratio		λ _x	70.1
Allowable compressive stress		F _{cr/Ω}	1.77 t/cm ²
		UF _{stiffener}	0.41 OK

4.4.- ANNULAR BASE PLATE			
THICKNESS			
Thickness	t _{bottom}	12.00 mm	
Projected width in bearing	b _{contact}	39.00 mm	
Compression stress above concrete	σ _c	0.07 t/cm ²	
Type of Concrete	G25	f _c	0.25 t/cm ²
Allowable bearing stress	F _{c allowable}	0.18 t/cm ²	
	UF _{annular base}	0.39 OK	
WIDTH (According to API 650, Section 3.5.2 and E.4.2)			
Internal width required	b _{min}	745 mm	
Internal width required	b _{req}	279 mm	
Minimum projection outside the shell	l _{1 min}	50 mm	
Total width annular base plate to use	b _{Total}	855 mm	
Projection outside the shell to use	b _{ext}	110 mm	
			$b_{bearing} = t_{first-course} + 3 \cdot t_{bottom} - 1.5CA_F - CA_M$
			$b_{min} = \max(215 \cdot t_{bottom}, 600mm)$
			$b_{req} = \frac{0.1745 \cdot w_L}{10000 \cdot GH}$
			=> OK
			=> OK

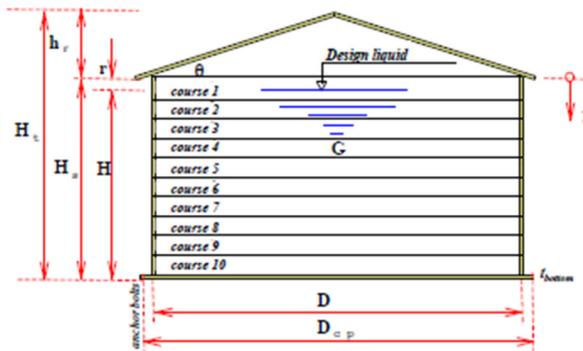
5.0 STIFFENING RINGS SHELL (WIND GIRDERS)

5.1.- SECTION MODULUS REQUIRED			
Minimum shell thickness	t _{minShell}	6.00 mm	
Maximum height of the unstiffened shell* (API 650, Section 3.9.7.1)	H ₁	36.91 m	$H_1 = 9.47 e_{st min} \sqrt{\left(\frac{e_{st min}}{D}\right)^3}$
Number of rings to use including Top wind girder		1	
Distance between rings	H ₂	12.6 m	$Z = \frac{D^3 \cdot H_2}{17}$
Required minimum section modulus according to API 650, Section	Z	47.4 cm ³	

*H₁ is computed considering minimum wind velocity 190 kh/h

Estanque H/D=2.0

Notations



D	Inside tank diameter
D_{cp}	Anchor bolts circle diameter
H	Design liquid level measuring from tank bottom
H_s	Height of shell
h_r	Height of roof
H_t	Height of tank ($H_s + h_r$)
r	Height of freeboard
t_{bottom}	Bottom plate thickness
θ	Slope of the roof
G	Specific gravity
W_r	Weight of tank roof
W_s	Weight of tank shell
W_T	Weight of liquid
W_{total}	Total Weight

1.0 GENERAL DATA

1.1.- GENERAL DIMENSIONS			
Diameter	D	8.00	m
Design liquid level	H	16.00	m
Height of freeboard *	r	0.80	m
Height of roof	h_r	0.80	m
Slope of the roof	θ	11.31	°

* Value should be corrected considering sloshing wave height if required.

1.2.- CORROSION ALLOWANCE (THICKNESS)			
Roof corrosion	CA_r	2.00	mm
Shell corrosion	CA_M	2.00	mm
Bottom plate corrosion	CA_F	2.00	mm

1.4.- MATERIAL DATA			
Steel of shell	A36		
Yield stress	F_y	2.53	t/cm ²
Elasticity modulus of steel	E_s	2022	t/cm ²

1.5.- SEISMIC PARAMETERS (NCh2369Of.2003)			
Seismic Zone	3	=>	A_o 0.40 g (NCh2369)
			A_o 0.40 g (Project)
Importance Factor	C2	=>	I 1.0 (NCh2369)
			I 1.0 (Project)
Type of Soil	II	=>	T^* 0.35
			n 1.33
Response modification factor			R 4
Damping for impulsive mode			ξ_1 0.02
Seismic Coefficient for impulsive mode according to NCh2369			C_1 0.32
Seismic Coefficient for impulsive mode according to Project Parameters			C_1 0.32
Vertical Seismic Coefficient according to NCh2369			C_v 0.21
Vertical Seismic Coefficient according to Project Parameters			C_v 0.21

=>	Tank Capacity	804.2 m ³
=>	H_s	16.6 m

=> - Only weight is considered

1.3.- OPERATION DATA		
Specific gravity	G	1.00
Design temperature	T^*	100.00 °C

=>	S_1	1.75	t/cm ²
=>	$S_d(T^*)$	1.53	t/cm ²

1.6.- LOADS		
Roof load	L_r	6.18 t
% of L_r present during Earthquake		0.00 %
Shell loads	S_{CK}	4.17 t
Other loads above roof	D	0.00 t

=> -

2.0 THICKNESS

2.1.- WEIGHT OF ROOF		
Roof plate thickness	t_{roof}	12.00 mm
Weight of roof	W_r	7.10 t

=> **OK**
(5 mm $\leq t_r \leq$ 12,5 mm)

2.2.- SHELL-PLATE THICKNESS CALCULATION						
Joint efficiency	E	90 %	S_t	1.75	t/cm ²	
Allowable stresses modification	F_L	100 %	S_d	1.53	t/cm ²	
Number of shell courses	8	1-Foot Method (API 650, Section 3.6.3)				
Shell Course	Y [m]	Thickness [mm]			Thickness provided	Shell Weight W_s [t]
		t_d	t_t	$t_{minimum}$		
1	2.08	2.3	0.34	5.00	6.00	2.46
2	4.15	2.9	0.93	5.00	6.00	2.46
3	6.23	3.5	1.52	5.00	6.00	2.46
4	8.30	4.1	2.11	5.00	6.00	2.46
5	10.38	4.7	2.70	5.00	6.00	2.46
6	12.45	5.3	3.30	5.30	6.00	2.46
7	14.53	5.9	3.89	5.89	8.00	3.28
8	16.60	6.5	4.48	6.48	10.00	4.09
9						
10						
					W_s [t]	22.11

$$t_d = \frac{4.9D(H-0.3)G + C_4}{S_d E}$$

$$t_t = \frac{4.9D(H-0.3)}{S_t E}$$

2.3.- THICKNESS OF ANNULAR BOTTOM PLATE			
Stress for Hydrostatic Test	σ_{H2O}	81.5 MPa	Bottom-course
Thickness of Annular Bottom Plate	$t_{annular}$	8.00 mm	OK

2.4.- THICKNESS OF BOTTOM PLATE		
Bottom Plate Thickness	t_{bottom}	8.00 mm OK

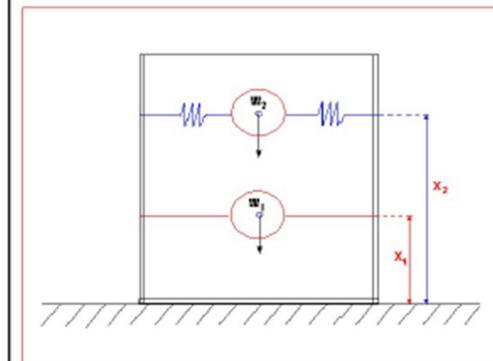
3.0 SEISMIC ANALYSIS

3.1.- TANK GENERAL DATA			
Roof weight	W_r	7.10	t
Shell weight + Shell loads	W_s	26.28	t
Liquid weight	W_T	804.2	t
Total weight	W_{total}	837.6	t
Height aplicación of seismic load above roof	H_1	16.87	m
Center of action of Shell from bottom	X_s	7.6	m

3.2.- SEISMIC PARAMETERS According to API350, APPENDIX E			
Ratio of aspect	D/H	0.50	
Ratio between impulsive component weight and total weight	W_1 / W_T	0.89	
Ratio between convective component weight and total weight	W_2 / W_T	0.11	
Ratio between center of action impulsive component weight and total height	X_1 / H	0.45	
Relación ente CG masa convectiva y altura total	X_2 / H	0.86	
Sloshing period coefficient	k	0.58	
Impulsive component weight	W_1	716.6	t
Convective component weight	W_2	92.5	t
Center of action of Impulsive component weight W_1	X_1	7.25	m
Center of action of Convective component weight W_2	X_2	13.83	m
Natural period of the convective mode according to API 650, E.3.3.2	T	2.96	s
Seismic Coefficient of Convective component weight (NCh2369)	C_2	0.16	
Seismic Coefficient of Convective component weight (MAPA)	C_2	0.16	
Height of sloshing wave (convective mode)	d_{max}	0.48	m

=> Freeboard OK

3.3.- MODEL AND FORMULAS TO COMPUTE SEISMIC LOADS According to API350 and NCh2369



$$k = \frac{0.578}{\sqrt{T \tanh\left(3.68 \frac{H}{D}\right)}} \quad T^* = 1.81k\sqrt{D}$$

$$C_2 = \text{MAX}\left\{\frac{2.75A_0}{gR}\left(\frac{T^*}{T}\right)^n \left(\frac{0.05}{0.005}\right)^{0.4} ; 0.10 \frac{A_0}{g}\right\}$$

$$d_{max} = 0.3426 IC_2 T^2 \tanh\left[4.77\left(\frac{H}{D}\right)^{0.5}\right]$$

$$\frac{W_1}{W_T} = \frac{\tanh\left(0.866\left(\frac{D}{H}\right)\right)}{0.866\left(\frac{D}{H}\right)} \quad \text{si } \frac{D}{H} \geq \frac{4}{3}$$

$$\frac{W_1}{W_T} = 1 - 0.218 \cdot \frac{D}{H} \quad \text{si } \frac{D}{H} < \frac{4}{3}$$

$$\frac{W_2}{W_T} = 0.230 \cdot \left(\frac{D}{H}\right) \tanh\left(3.68\left(\frac{H}{D}\right)\right)$$

$$\frac{X_1}{H} = 0.5 - 0.09375\left(\frac{D}{H}\right) \quad \text{si } \frac{D}{H} < \frac{4}{3}$$

$$\frac{X_1}{H} = 0.375 \quad \text{si } \frac{D}{H} \geq \frac{4}{3}$$

$$\frac{X_2}{H} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68\left(\frac{H}{D}\right)\right) - 1}{3.68\left(\frac{H}{D}\right) \sinh\left(3.68\left(\frac{H}{D}\right)\right)}$$

3.4.- SEISMIC LOADS ABOUT SHELL-TO-BOTTOM			
Design Base Shear	V	240 t	$V = I\sqrt{[C_1(W_r + W_r + W_1)]^2 + [C_2W_2]^2}$
Overturing Moment	M	1777 tm	
Additional Axial Load	N_{ext}	0.00 t	$M = I\sqrt{[C_1(W_rX_r + W_rH_r + W_1X_1)]^2 + [C_2W_2X_2]^2}$
Additional Shear	V_{ext}	0.00 t	
Additional Overturing Moment	M_{ext}	0.00 tm	
Maximum Compression (B.O.P.)	$N_{B.O.P_MAX}$	1,016 t	
Minimum Compression (B.O.P.)	$N_{B.O.P_MIN}$	659 t	
Shear (B.O.P.)	$V_{B.O.P.}$	240 t	
Overturing Moment (B.O.P.)	$M_{B.O.P.}$	1777 tm	
B.O.P.: Bottom of Base Plate Level			

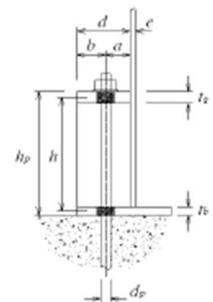
3.5.- OVERTURNING STABILITY				
API 650 - E5.1	w_t	1.33	t/m	$w_t = \frac{W_t + W_r + N_{additional}}{\pi D} \quad J = \frac{M + M_{additional}}{D^2 \cdot (W_t + W_1)}$
API 650 - E4.1	w_i	2.56	t/m	
API 650 - E5.1	J	7.14		
Anchorage are required				$w_i = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.1 \tau_b \sqrt{F_y GH} \\ 0.02 GH D \end{array} \right\}$

3.6.- SLIDING STABILITY				
Friction coefficient for tank sliding	μ	0.40		Tank does not slide
Safety factor	$SF = \mu N_{total} / V_{total}$	1.69		

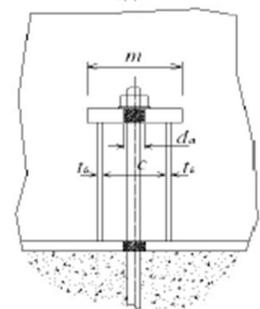
3.7.- SHELL STRESSES				
Seismic stress	b	36.67	t/m	$b = w_t + \frac{4 \cdot (M + M_{additional})}{\pi D^2}$
	f_b	0.46	t/cm ²	
Seismic allowable stress	$GH D^2 / t^2$	18.00	m ³ /mm ²	$F_s = \min \left\{ \frac{0.83t}{D} : 0.5F_y \right\} \quad \frac{GHD^2}{t^2} \geq 44$
(Includes the 33% increase for ASD)	F_s	0.632	t/cm ²	$F_s = \min \left\{ 0.332 \frac{t}{D} + 0.075 \sqrt{GH} : 0.5F_y \right\} \quad \frac{GHD^2}{t^2} < 44$
	UF	0.73	OK	

4.0 ANCHORAGE SYSTEM

4.1.- ANCHORAGE SYSTEM GENERAL DATA			
Anchor Bolts Diameter	1 1/2"	Steel	ASTM A36
<input type="checkbox"/> Anchor bolts take base shear		<input checked="" type="checkbox"/> Show recommended dimensions	
Distance Tank Edge-Center Line Anchor Bolts	a	70	70 mm
Width of chair or stiffener ring	d	130	130 mm
Distance between vertical stiffeners	c	80	80 mm
Total height	OK	h_p	350 mm
Number of anchor bolt provided		$N_{anchor bolts}$	44



4.2.- ANCHOR BOLT According to API 650				
Minimum anchorage (API 650, E6.1)	q_t	34.01	t/m	$q_t = \frac{4M_{total}}{\pi D^2} - w_t$
Anchor bolts circle diameter	D_{cp}	8.16	m	
Minimum number of anchor bolts	N_{minimo}	14	un	
Distance between anchor bolts	L_b	0.58	m	Accepted
Required tension force	T_b	19.43	t	
Required shear force for anchor bolt	V_b	0.00	t (considering 1/3 n ^s bolts)	
Yield stress	F_y	2.53	t/cm ²	
Nominal unthreaded body area of bolt	A_b	11.40	cm ²	
Required tension stress	f_{ts}	2.13	t/cm ²	
Required shear stress	f_{vs}	0.00	t/cm ²	
Nominal tensile stress	F_{nt}	4.07	t/cm ²	
Nominal shear stress	F_{nv}	-	t/cm ²	
	UF _{anchor bolt}	1.05	It is acceptable	



4.3.- CHAIR (TOP ANCHOR PLATE)			
CHAIR (according to Process Equipment Design)			
Steel	A36	Plate thickness	32 mm
Load for design	Capacity	T_D	23.08 t
Half of longest side		a_1	6.5 cm
Ratio between length of sides		d/c	1.63
Design parameter		γ_1	0.12
Design parameter		γ_2	0.05
Diameter of nut		e	6.03 cm
Flexure about longest side		M_y	4.03 t-cm/cm
Flexure about smallest side		M_x	3.06 t-cm/cm
Required flexural strength		M_{pl}	4.03 t-cm/cm
Yield stress		F_y	2.53 t/cm ²
Allowable Stress		F_D	2.52 t/cm ²
Allowable flexural strength		M_{top}/Ω	4.304 t-cm/cm
		UF_{chair}	0.94 OK
VERTICAL STIFFENERS			
Thickness	10 mm		
Required compressive stress		f_c	0.888 t/cm ²
Effective length factor		K	0.75
Radius of gyration		i_{xx}	0.289 cm
Stiffener height		h	33 cm
Width-to-thickness ratio		λ_x	85.7
Allowable compressive stress		F_{cr}/Ω	1.77 t/cm ²
		$UF_{stiffener}$	0.50 OK
4.4.- ANNULAR BASE PLATE			
THICKNESS			
Thickness		t_{bottom}	8.00 mm
Projected width in bearing		$b_{contact}$	29.00 mm
Compression stress above concrete		σ_c	0.16 t/cm ²
Type of Concrete	G25	f_c	0.25 t/cm ²
Allowable bearing stress		$F_{c,allowable}$	0.18 t/cm ²
		$UF_{annular\ base}$	0.90 OK
WIDTH (According to API 650, Section 3.5.2 and E.4.2)			
Internal width required		b_{min}	600 mm
Internal width required		b_{req}	279 mm
Minimum projection outside the shell		l_{1min}	50 mm
Total width annular base plate to use		b_{total}	730 mm
Projection outside the shell to use		b_{ext}	130 mm
			$b_{min} = \max(215 \cdot t_{bottom}, 600mm)$
			$b_{req} = \frac{0.1745 \cdot W_t}{10000 \cdot GH}$
			=> OK
			=> OK

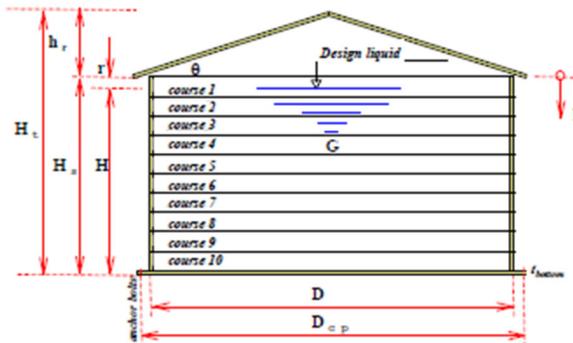
5.0 STIFFENING RINGS SHELL (WIND GIRDERS)

5.1.- SECTION MODULUS REQUIRED			
Minimum shell thickness		$t_{minShell}$	6.00 mm
Maximum height of the unstiffened shell* (API 650, Section 3.9.7.1)		H_1	38.91 m
Number of rings to use including Top wind girder			1
Distance between rings		H_s	16.6 m
Required minimum section modulus according to API 650, Section		Z	62.5 cm ³
			$H_1 = 9.47 e_{max} \sqrt{\left(\frac{e_{max}}{D}\right)^3}$
			$Z = \frac{D^3 \cdot H_s}{17}$

* H_1 is computed considering minimum wind velocity 190 kh/h

Estanque H/D=2.5

Notations



D	Inside tank diameter
D_{op}	Anchor bolts circle diameter
H	Design liquid level measuring from tank bottom
H_s	Height of shell
h_r	Height of roof
H_t	Height of tank ($H_s + h_r$)
r	Height of freeboard
t_{bottom}	Bottom plate thickness
θ	Slope of the roof
G	Specific gravity
W_r	Weight of tank roof
W_s	Weight of tank shell
W_T	Weight of liquid
W_{total}	Total Weight

1.0 GENERAL DATA

1.1.- GENERAL DIMENSIONS

Diameter	D	8.00 m
Design liquid level	H	20.00 m
Height of freeboard *	r	0.60 m
Height of roof	h_r	0.80 m
Slope of the roof	θ	11.31 °

* Value should be corrected considering sloshing wave height if required.

1.2.- CORROSION ALLOWANCE (THICKNESS)

Roof corrosion	CA_r	2.00 mm
Shell corrosion	CA_M	2.00 mm
Bottom plate corrosion	CA_B	2.00 mm

1.4.- MATERIAL DATA

Steel of shell	A36	
Yield stress	F_y	2.53 t/cm ²
Elasticity modulus of steel	E_s	2022 t/cm ²

=>	Tank Capacity	1005.3 m ³
=>	H_s	20.6 m

=> - Only weight is considered

1.3.- OPERATION DATA

Specific gravity	G	1.00
Design temperature	T^*	100.00 °C

=>	S_t	1.75 t/cm ²
=>	$S_d (T^*)$	1.53 t/cm ²

1.5.- SEISMIC PARAMETERS (NCh2369Of.2003)

Seismic Zone	3	=>	A_o	0.40	g	(NCh2369)
			A_o	0.40	g	(Project)
Importance Factor	C2	=>	I	1.0		(NCh2369)
			I	1.0		(Project)
Type of Soil	II	=>	T^*	0.35		
			n	1.33		
Response modification factor			R	4		
Damping for impulsive mode			ξ_i	0.02		
Seismic Coefficient for impulsive mode according to NCh2369			C_1	0.32		
Seismic Coefficient for impulsive mode according to Project Parameters			C_1	0.32		
Vertical Seismic Coefficient according to NCh2369			C_v	0.21		
Vertical Seismic Coefficient according to Project Parameters			C_v	0.21		

1.6.- LOADS		
Roof load	L_r	6.18 t
% of L_r present during Earthquake		0.00 %
Shell loads	S_{OTK}	5.17 t
Other loads above roof	D	0.00 t

=> -

2.0 THICKNESS

2.1.- WEIGHT OF ROOF		
Roof plate thickness	t_{roof}	12.00 mm
Weight of roof	W_r	7.10 t

=> OK
(5 mm $\leq t_r \leq$ 12,5 mm)

2.2.- SHELL-PLATE THICKNESS CALCULATION						
Joint efficiency	E	90 %	S_t	1.75	t/cm ²	
Allowable stresses modification	F_L	100 %	S_b	1.53	t/cm ²	
Number of shell courses	8	1-Foot Method (API 650, Section 3.6.3)				$t_d = \frac{4.9D(H-0.3)G}{S_d E} + CA$
Shell Course	Y [m]	Thickness [mm]			Thickness provided	Shell Weight W_s [t]
		API 650				
		t_d	t_t	$t_{minimum}$		
1	2.58	2.5	0.48	5.00	6.00	3.05
2	5.15	3.2	1.21	5.00	6.00	3.05
3	7.73	3.9	1.95	5.00	6.00	3.05
4	10.30	4.7	2.68	5.00	6.00	3.05
5	12.88	5.4	3.42	5.42	6.00	3.05
6	15.45	6.2	4.15	6.15	8.00	4.06
7	18.03	6.9	4.89	6.89	10.00	5.08
8	20.60	7.6	5.62	7.62	12.00	6.10
9						
10						
W_s [t]						30.48
						$t_r = \frac{4.9D(H-0.3)}{S_r E}$

2.3.- THICKNESS OF ANNULAR BOTTOM PLATE			
Stress for Hydrostatic Test	σ_{H2O}	64.4 MPa	Bottom-course
Thickness of Annular Bottom Plate	$t_{annular}$	12.00 mm	OK

2.4.- THICKNESS OF BOTTOM PLATE			
Bottom Plate Thickness	t_{bottom}	8.00 mm	OK

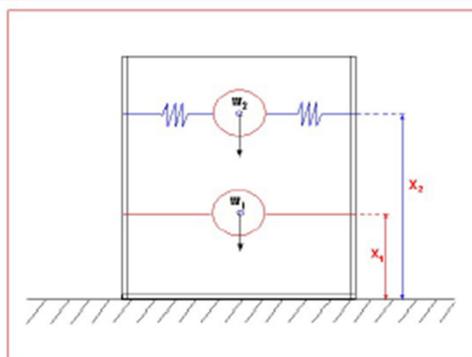
3.0 SEISMIC ANALYSIS

3.1.- TANK GENERAL DATA			
Roof weight	W_r	7.10	t
Shell weight + Shell loads	W_s	35.85	t
Liquid weight	W_T	1,005.3	t
Total weight	W_{total}	1,048.1	t
Height aplicación of seismic load above roof	H_t	20.87	m
Center of action of Shell from bottom	X_s	8.8	m

3.2.- SEISMIC PARAMETERS According to API350, APPENDIX E		
Ratio of aspect	D/H	0.40
Ratio between impulsive component weight and total weight	W_1 / W_T	0.91
Ratio between convective component weight and total weight	W_2 / W_T	0.09
Ration between center of action impulsive component weight and total height	X_1 / H	0.46
Relación ente CG masa convectiva y altura total	X_2 / H	0.89
Sloshing period coefficient	k	0.58
Impulsive component weight	W_1	917.6 t
Convective component weight	W_2	92.5 t
Center of action of Impulsive component weight W_1	X_1	9.25 m
Center of action of Convective component weight W_2	X_2	17.83 m
Natural period of the convective mode according to API 650, E.3.3.2	T	2.96 s
Seismic Coefficient of Convective component weight (NCh2369)	C_2	0.16
Seismic Coefficient of Convective component weight (MAPA)	C_2	0.16
Height of sloshing wave (convective mode)	d_{max}	0.48 m

=> Freeboard OK

3.3.- MODEL AND FORMULAS TO COMPUTE SEISMIC LOADS According to API350 and NCh2369



$$k = \frac{0.578}{\sqrt{\tanh\left(3.68 \frac{H}{D}\right)}} \quad T^* = 1.81k\sqrt{D}$$

$$C_2 = \text{MAX} \left\{ \frac{2.75 A_0}{gR} \left(\frac{T}{T^*} \right)^n \left(\frac{0.05}{0.005} \right)^{0.4} ; 0.10 \frac{A_0}{g} \right\}$$

$$d_{max} = 0.3426 I C_2 T^2 \tanh \left[4.77 \left(\frac{H}{D} \right)^{0.5} \right]$$

$$\frac{W_1}{W_T} = \frac{\tanh\left(0.866 \left(\frac{D}{H}\right)\right)}{0.866 \left(\frac{D}{H}\right)} \quad \text{si } \frac{D}{H} \geq \frac{4}{3}$$

$$\frac{W_1}{W_T} = 1 - 0.218 \cdot \frac{D}{H} \quad \text{si } \frac{D}{H} < \frac{4}{3}$$

$$\frac{W_2}{W_T} = 0.230 \cdot \left(\frac{D}{H}\right) \tanh\left(3.68 \left(\frac{H}{D}\right)\right)$$

$$\frac{X_1}{H} = 0.5 - 0.09375 \left(\frac{D}{H}\right) \quad \text{si } \frac{D}{H} < \frac{4}{3}$$

$$\frac{X_1}{H} = 0.375 \quad \text{si } \frac{D}{H} \geq \frac{4}{3}$$

$$\frac{X_2}{H} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68 \left(\frac{H}{D}\right)\right) - 1}{3.68 \left(\frac{H}{D}\right) \sinh\left(3.68 \left(\frac{H}{D}\right)\right)}$$

3.4.- SEISMIC LOADS ABOUT SHELL-TO-BOTTOM			
Design Base Shear	V	308 t	$V = I \sqrt{[C_1(W_r + W_s + W_1)]^2 + [C_2 W_2]^2}$
Overtuning Moment	M	2877 tm	
Additional Axial Load	N _{ext}	0.00 t	$M = I \sqrt{[C_1(W_r X_r + W_s H_s + W_1 X_1)]^2 + [C_2 W_2 X_2]^2}$
Additional Shear	V _{ext}	0.00 t	
Additional Overtuning Moment	M _{ext}	0.00 tm	
Maximum Compression (B.O.P.)	N _{B.O.P._MAX}	1,272 t	
Minimum Compression (B.O.P.)	N _{B.O.P._MIN}	824 t	
Shear (B.O.P.)	V _{B.O.P.}	308 t	
Overtuning Moment (B.O.P.)	M _{B.O.P.}	2877 tm	
B.O.P.: Bottom of Base Plate Level			

3.5.- OVERTURNING STABILITY			
API 650 - E5.1	w ₁	1.70 t/m	$w_c = \frac{W_r + W_s + N_{additional}}{\pi D} \quad j = \frac{M + M_{additional}}{D^2 \cdot (w_1 + w_2)}$
API 650 - E4.1	w ₂	3.20 t/m	
API 650 - E5.1	J	9.17	
Anchorage are required			$w_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.1 t_b \sqrt{F_y GH} \\ 0.02 GH D \end{array} \right\}$

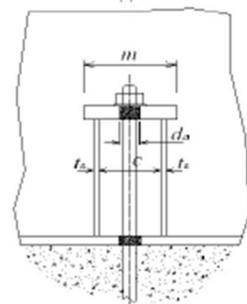
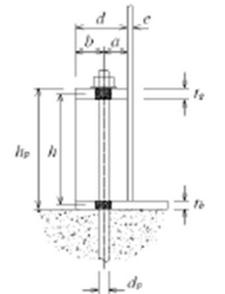
3.6.- SLIDING STABILITY			
Friction coefficient for tank sliding	μ	0.40	Tank does not slide
Safety factor	SF = μ N _{total} / V _{total}	1.65	

3.7.- SHELL STRESSES			
Seismic stress	b	58.93 t/m	$b = w_1 + \frac{4 \cdot (M + M_{additional})}{\pi D^2}$
	f _b	0.59 t/cm ²	
Seismic allowable stress	G H D ² / t ²	12.80 m ³ /mm ²	$F_t = \min \left\{ \frac{0.83t}{D} : 0.5F_y \right\} \quad \frac{GHD^2}{t^2} \geq 44$
(Includes the 33% increase for ASD)	F _a	0.750 t/cm ²	$F_t = \min \left\{ \frac{0.332 \cdot t}{D} + 0.075 \sqrt{GH} : 0.5F_y \right\} \quad \frac{GHD^2}{t^2} < 44$
	UF	0.79 OK	

4.0 ANCHORAGE SYSTEM

4.1.- ANCHORAGE SYSTEM GENERAL DATA			
Anchor Bolts Diameter	2 1/4"	Steel	ASTM A36
<input type="checkbox"/> Anchor bolts take base shear		<input checked="" type="checkbox"/> Show recommended dimensions	
Distance Tank Edge-Center Line Anchor Bolts	a	100	100 mm
Width of chair or stiffener ring	d	190	190 mm
Distance between vertical stiffeners	c	120	120 mm
Total height	h _p	510	520 mm
Number of anchor bolt provided	N _{anchor bolts}	40	un

4.2.- ANCHOR BOLT According to API 650			
Minimum anchorage (API 650, E6.1)	q _t	55.53 t/m	$q_t = \frac{4M_{total}}{\pi D^2} - w_1$
Anchor bolts circle diameter	D _{cb}	8.224 m	
Minimum number of anchor bolts	N _{minimo}	14 un	
Distance between anchor bolts	L _b	0.85 m	
Required tension force	T _b	34.89 t	
Required shear force for anchor bolt	V _b	0.00 t (considering 1/3 n° bolts)	
Yield stress	F _y	2.53 t/cm ²	
Nominal unthreaded body area of bolt	A _b	25.85 cm ²	
Required tension stress	f _{tb}	1.70 t/cm ²	
Required shear stress	f _{vb}	0.00 t/cm ²	
Nominal tensile stress	F _{nt}	4.07 t/cm ²	
Nominal shear stress	F _{nv}	- t/cm ²	
	UF _{anchor bolt}	0.84 OK	



4.3.- CHAIR (TOP ANCHOR PLATE)			
CHAIR (according to Process Equipment Design)			
Steel	A36	Plate thickness	50 mm
Load for design	Capacity	T _b	51.92 t
Half of longest side		a ₁	9.5 cm
Ratio between length of sides		d/c	1.58
Design parameter		γ ₁	0.13
Design parameter		γ ₂	0.06
Diameter of nut		e	8.89 cm
Flexure about longest side		M _y	8.96 t-cm/cm
Flexure about smallest side		M _x	6.86 t-cm/cm
Required flexural strength		M _{pl}	8.96 t-cm/cm
Yield stress		F _y	2.53 t/cm ²
Allowable Stress		F _b	2.52 t/cm ²
Allowable flexural strength		M _{pl} /Ω	10.507 t cm/cm
		UF _{chair}	0.85 OK
VERTICAL STIFFENERS			
Thickness	16 mm		
Required compressive stress		f _c	0.854 t/cm ²
Effective length factor		K	0.75
Radius of gyration		i _{ox}	0.462 cm
Stiffener height		h	47.9 cm
Width-to-thickness ratio		λ _x	77.8
Allowable compressive stress		F _c /Ω	1.77 t/cm ²
		UF _{stiffener}	0.48 OK

4.4.- ANNULAR BASE PLATE			
THICKNESS			
Thickness	t _{bottom}	12.00 mm	
Projected width in bearing	b _{contact}	43.00 mm	
Compression stress above concrete	σ _c	0.16 t/cm ²	
Type of Concrete	G25	f _c	0.25 t/cm ²
Allowable bearing stress	F _c allowable	0.18 t/cm ²	
	UF _{annular base}	0.94 OK	
WIDTH (According to API 650, Section 3.5.2 and E.4.2)			
Internal width required	b _{min}	600 mm	
Internal width required	b _{req}	279 mm	
Minimum projection outside the shell	l _{1 min}	50 mm	
Total width annular base plate to use	b _{total}	790 mm	
Projection outside the shell to use	b _{ext}	190 mm	
		b _{min} = max (215 · t _{bottom} , 600mm)	
		b _{req} = $\frac{0.1745 \cdot W_L}{10000 \cdot GH}$	
		=> OK	
		=> OK	

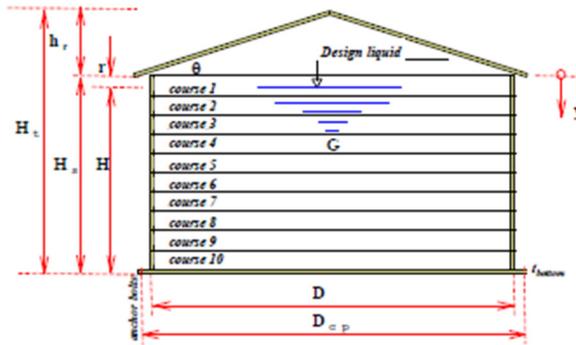
5.0 STIFFENING RINGS SHELL (WIND GIRDERS)

5.1.- SECTION MODULUS REQUIRED			
Minimum shell thickness	t _{minShell}	6.00 mm	
Maximum height of the unstiffened shell* (API 650, Section 3.9.7.1)	H ₁	36.91 m	
Number of rings to use including Top wind girder		1	
Distance between rings	H ₂	20.6 m	
Required minimum section modulus according to API 650, Section	Z	77.6 cm ³	
			H ₁ = 9.47 e _{M min} √($\frac{e_{M min}}{D}$) ²
			Z = $\frac{D^2 \cdot H_2}{17}$

*H₁ is computed considering minimum wind velocity 190 kh/h

Estanque H/D=3.0

Notations



D	Inside tank diameter
D_{cp}	Anchor bolts circle diameter
H	Design liquid level measuring from tank bottom
H_s	Height of shell
h_r	Height of roof
H_t	Height of tank ($H_s + h_r$)
r	Height of freeboard
t_{bottom}	Bottom plate thickness
θ	Slope of the roof
G	Specific gravity
W_r	Weight of tank roof
W_s	Weight of tank shell
W_T	Weight of liquid
W_{total}	Total Weight

1.0 GENERAL DATA

1.1.- GENERAL DIMENSIONS			
Diameter	D	8.00	m
Design liquid level	H	24.00	m
Height of freeboard *	r	0.60	m
Height of roof	h_r	0.80	m
Slope of the roof	θ	11.31	°

* Value should be corrected considering sloshing wave height if required.

1.2.- CORROSION ALLOWANCE (THICKNESS)			
Roof corrosion	CA_r	2.00	mm
Shell corrosion	CA_M	2.00	mm
Bottom plate corrosion	CA_F	2.00	mm

1.4.- MATERIAL DATA			
Steel of shell	A36		
Yield stress	F_y	2.53	t/cm ²
Elasticity modulus of steel	E_s	2029	t/cm ²

1.5.- SEISMIC PARAMETERS (NCh2369Of.2003)					
Seismic Zone	3	=>	A_o	0.40	g (NCh2369)
			A_o	0.40	g (Project)
Importance Factor	C2	=>	I	1.0	(NCh2369)
			I	1.0	(Project)
Type of Soil	II	=>	T^*	0.35	
			n	1.33	
Response modification factor			R	4	
Damping for impulsive mode			ξ_i	0.02	
Seismic Coefficient for impulsive mode according to NCh2369			C_i	0.32	
Seismic Coefficient for impulsive mode according to Project Parameters			C_i	0.32	
Vertical Seismic Coefficient according to NCh2369			C_v	0.21	
Vertical Seismic Coefficient according to Project Parameters			C_v	0.21	

=>	Tank Capacity	1206.4	m ³
=>	H_s	24.6	m
=>	-		Only weight is considered

1.3.- OPERATION DATA			
Specific gravity	G	1.00	
Design temperature	T^*	90.00	°C

=>	S_t	1.75	t/cm ²
=>	$S_d (T^*)$	1.63	t/cm ²

1.6.- LOADS		
Roof load	L_r	6.18 t
% of L_r present during Earthquake		0.00 %
Shell loads	S_{OTK}	6.18 t
Other loads above roof	D	0.00 t

=> -

2.0 THICKNESS

2.1.- WEIGHT OF ROOF		
Roof plate thickness	t_{roof}	12.00 mm
Weight of roof	W_r	7.10 t

=> **OK**
(5 mm $\leq t_r \leq$ 12,5 mm)

2.2.- SHELL-PLATE THICKNESS CALCULATION						
Joint efficiency	E	90 %	S_1	1.75	t/cm ²	
Allowable stresses modification	F_L	100 %	S_2	1.63	t/cm ²	
Number of shell courses		8	1-Foot Method (API 650, Section 3.6.3)			
Shell Course	Y [m]	Thickness [mm]			Thickness provided	Shell Weight W_s [t]
		API 650				
		t_d	t_t	$t_{minimum}$		
1	3.08	2.6	0.58	5.00	6.00	3.64
2	6.15	3.4	1.40	5.00	6.00	3.64
3	9.23	4.2	2.22	5.00	6.00	3.64
4	12.30	5.0	3.04	5.04	6.00	3.64
5	15.38	5.9	3.87	5.87	8.00	4.85
6	18.45	6.7	4.69	6.69	10.00	6.07
7	21.53	7.5	5.51	7.51	12.00	7.28
8	24.60	8.3	6.33	8.33	14.00	8.49
9						
10						
					W_s [t]	41.25

$$t_d = \frac{4.9D(H-0.3)G}{S_d E} + CA$$

$$t_t = \frac{4.9D(H-0.3)}{S_t E}$$

2.3.- THICKNESS OF ANNULAR BOTTOM PLATE			
Stress for Hydrostatic Test	σ_{H2O}	66.4 MPa	Bottom-course
Thickness of Annular Bottom Plate	$t_{annular}$	12.00 mm	OK

2.4.- THICKNESS OF BOTTOM PLATE		
Bottom Plate Thickness	t_{bottom}	8.00 mm OK

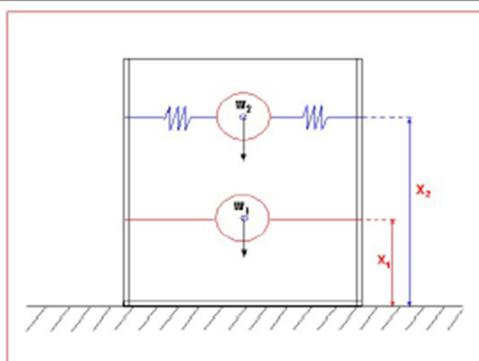
3.0 SEISMIC ANALYSIS

3.1.- TANK GENERAL DATA			
Roof weight	W_r	7.10	t
Shell weight + Shell loads	W_s	47.43	t
Liquid weight	W_l	1,206.4	t
Total weight	W_{total}	1,260.9	t
Height aplicación of seismic load above roof	H_t	24.87	m
Center of action of Shell from bottom	X_s	10.0	m

3.2.- SEISMIC PARAMETERS According to API350, APPENDIX E			
Ratio of aspect	D/H	0.33	
Ratio between impulsive component weight and total weight	W_1 / W_T	0.93	
Ratio between convective component weight and total weight	W_2 / W_T	0.08	
Ratio between center of action impulsive component weight and total height	X_1 / H	0.47	
Relación ente CG masa convectiva y altura total	X_2 / H	0.91	
Sloshing period coefficient	k	0.58	
Impulsive component weight	W_1	1,118.7	t
Convective component weight	W_2	92.5	t
Center of action of Impulsive component weight W_1	X_1	11.25	m
Center of action of Convective component weight W_2	X_2	21.83	m
Natural period of the convective mode according to API 650, E 3.3.2	T	2.96	s
Seismic Coefficient of Convective component weight (NCh2389)	C_2	0.16	
Seismic Coefficient of Convective component weight (MAPA)	C_2	0.16	
Height of sloshing wave (convective mode)	d_{max}	0.48	m

=> Freeboard OK

3.3.- MODEL AND FORMULAS TO COMPUTE SEISMIC LOADS According to API350 and NCh2369



$$k = \frac{0.578}{\sqrt{\tanh\left(3.68 \frac{H}{D}\right)}} \quad T^* = 1.81k\sqrt{D}$$

$$C_2 = \text{MAX}\left[\frac{2.75A_0}{gR} \left(\frac{T^*}{T}\right)^n \left(\frac{0.05}{0.005}\right)^{0.4} ; 0.10 \frac{A_0}{g}\right]$$

$$d_{max} = 0.3426 I C_2 T^2 \tanh\left[4.77 \left(\frac{H}{D}\right)^{0.5}\right]$$

$$\frac{W_1}{W_T} = \frac{\tanh\left(0.866 \left(\frac{D}{H}\right)\right)}{0.866 \left(\frac{D}{H}\right)} \quad \text{si } \frac{D}{H} \geq \frac{4}{3}$$

$$\frac{W_1}{W_T} = 1 - 0.218 \cdot \frac{D}{H} \quad \text{si } \frac{D}{H} < \frac{4}{3}$$

$$\frac{W_2}{W_T} = 0.230 \cdot \left(\frac{D}{H}\right) \tanh\left(3.68 \left(\frac{H}{D}\right)\right)$$

$$\frac{X_1}{H} = 0.5 - 0.09375 \left(\frac{D}{H}\right) \quad \text{si } \frac{D}{H} < \frac{4}{3}$$

$$\frac{X_1}{H} = 0.375 \quad \text{si } \frac{D}{H} \geq \frac{4}{3}$$

$$\frac{X_2}{H} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68 \left(\frac{H}{D}\right)\right) - 1}{3.68 \left(\frac{H}{D}\right) \sinh\left(3.68 \left(\frac{H}{D}\right)\right)}$$

3.4.- SEISMIC LOADS ABOUT SHELL-TO-BOTTOM		
Design Base Shear	V	378 t
Overturning Moment	M	4249 tm
Additional Axial Load	N_{ext}	0.00 t
Additional Shear	V_{ext}	0.00 t
Additional Overturning Moment	M_{ext}	0.00 tm
Maximum Compression (B.O.P.)	$N_{\text{B.O.P. MAX}}$	1,530 t
Minimum Compression (B.O.P.)	$N_{\text{B.O.P. MIN}}$	992 t
Shear (B.O.P.)	$V_{\text{B.O.P.}}$	378 t
Overturning Moment (B.O.P.)	$M_{\text{B.O.P.}}$	4249 tm
B.O.P.: Bottom of Base Plate Level		

$$V = I \sqrt{[C_1(W_s + W_r + W_1)]^2 + [C_2 W_2]^2}$$

$$M = I \sqrt{[C_1(W_s X_s + W_r H_r + W_1 X_1)]^2 + [C_2 W_2 X_2]^2}$$

3.5.- OVERTURNING STABILITY		
API 650 - E5.1	w_1	2.17 t/m
API 650 - E4.1	w_2	3.84 t/m
API 650 - E5.1	J	11.05
Anchorage are required		

$$w_c = \frac{W_s + W_r + N_{\text{additional}}}{\pi D} \quad J = \frac{M + M_{\text{additional}}}{D^2 \cdot (w_1 + w_2)}$$

$$w_f = m \ln \left\{ \frac{0.1 f_b \sqrt{F_b GH}}{0.02 GH D} \right\}$$

3.6.- SLIDING STABILITY		
Friction coefficient for tank sliding	μ	0.40
Safety factor	$SF = \mu N_{\text{total}} / V_{\text{total}}$	1.63
Tank does not slide		

3.7.- SHELL STRESSES		
Seismic stress	b	86.70 t/m
	f_a	0.72 t/cm ²
Seismic allowable stress	$GH D^2 / t^2$	10.67 m ² /mm ²
(Includes the 33% increase for ASD)	F_a	0.865 t/cm ²
	UF	0.83 OK

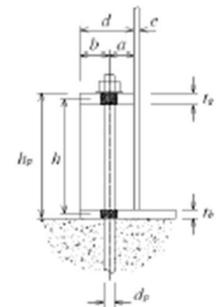
$$b = w_1 + \frac{4 \cdot (M + M_{\text{additional}})}{\pi D^2}$$

$$F_a = m \ln \left\{ \frac{0.83t}{D} : 0.5 F_b \right\} \quad \frac{GHD^2}{t^2} \geq 44$$

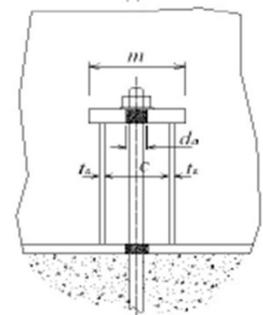
$$F_a = m \ln \left\{ \frac{0.332 \frac{t}{D} + 0.075 \sqrt{GH}}{0.5 F_b} \right\} \quad \frac{GHD^2}{t^2} < 44$$

4.0 ANCHORAGE SYSTEM

4.1.- ANCHORAGE SYSTEM GENERAL DATA			
Anchor Bolts Diameter	2 1/4"	Steel	ASTM A36
<input type="checkbox"/> Anchor bolts take base shear		<input checked="" type="checkbox"/> Show recommended dimensions	
Distance Tank Edge-Center Line Anchor Bolts	a	100	100 mm
Width of chair or stiffener ring	d	190	190 mm
Distance between vertical stiffeners	c	120	120 mm
Total height	OK	h_p	520
Number of anchor bolt provided		$N_{\text{anchor bolts}}$	50



4.2.- ANCHOR BOLT According to API 650		
Minimum anchorage (API 650, E6.1)	q_t	82.38 t/m
Anchor bolts circle diameter	D_{cp}	8.228 m
Minimum number of anchor bolts	N_{minimo}	14 un
Distance between anchor bolts	L_b	0.52 m
Required tension force	T_b	41.40 t
Required shear force for anchor bolt	V_b	0.00 t (considering 1/3 n ^o bolts)
Yield stress	F_y	2.53 t/cm ²
Nominal unthreaded body area of bolt	A_b	25.65 cm ²
Required tension stress	f_{tb}	2.02 t/cm ²
Required shear stress	f_{vb}	0.00 t/cm ²
Nominal tensile stress	F_{nt}	4.07 t/cm ²
Nominal shear stress	F_{nv}	- t/cm ²
	UF anchor bolt	0.99 OK



4.3.- CHAIR (TOP ANCHOR PLATE)			
CHAIR (according to Process Equipment Design)			
Steel	A36	Plate thickness	50 mm
Load for design	Capacity	T _b	51.92 t
Half of longest side	a ₁		9.5 cm
Ratio between length of sides	d/c		1.58
Design parameter	γ ₁		0.13
Design parameter	γ ₂		0.08
Diameter of nut	e		8.89 cm
Flexure about longest side	M _y		8.98 t-cm/cm
Flexure about smallest side	M _x		8.88 t-cm/cm
Required flexural strength	M _{req}		8.98 t-cm/cm
Yield stress	F _y		2.53 t/cm ²
Allowable Stress	F _b		2.52 t/cm ²
Allowable flexural strength	M _{up} /Ω		10.507 t cm/cm
	UF _{chair}		0.85 OK
VERTICAL STIFFENERS			
Thickness	14 mm		
Required compressive stress	f _c		0.978 t/cm ²
Effective length factor	K		0.75
Radius of gyration	i _{xx}		0.404 cm
Stiffener height	h		48.9 cm
Width-to-thickness ratio	λ _{xx}		90.7
Allowable compressive stress	F _{cr} /Ω		1.77 t/cm ²
	UF _{stiffener}		0.55 OK

4.4.- ANNULAR BASE PLATE			
THICKNESS			
Thickness	t _{bottom}		12.00 mm
Projected width in bearing	b _{contacto}		45.00 mm
Compression stress above concrete	σ _c		0.22 t/cm ²
Type of Concrete	G35	f _c	0.35 t/cm ²
Allowable bearing stress	F _c allowable		0.25 t/cm ²
	UF _{annular base}		0.92 OK
WIDTH (According to API 650, Section 3.5.2 and E.4.2)			
Internal width required	b _{min}		600 mm
Internal width required	b _{req}		279 mm
Minimum projection outside the shell	l _{1 min}		50 mm
Total width annular base plate to use	b _{total}		790 mm
Projection outside the shell to use	b _{ext}		190 mm
			b _{min} = max (215 · t _{bottom} , 600mm)
			b _{req} = $\frac{0.1745 \cdot W_L}{10000 \cdot GH}$
			=> OK
			=> OK

5.0 STIFFENING RINGS SHELL (WIND GIRDERS)

5.1.- SECTION MODULUS REQUIRED			
Minimum shell thickness	t _{minShell}		6.00 mm
Maximum height of the unstiffened shell* (API 650, Section 3.9.7.1)	H ₁		38.91 m
Number of rings to use including Top wind girder			1
Distance between rings	H ₂		24.6 m
Required minimum section modulus according to API 650, Section	Z		92.6 cm ³
			H ₁ = 9.47 e _{max} $\sqrt{\left(\frac{e_{max}}{D}\right)^2}$
			Z = $\frac{D^3 \cdot H_2}{17}$

*H₁ is computed considering minimum wind velocity 190 km/h