

Comportamiento Estructural de Tanque de Almacenamiento de Agua con Diafragmas de Hormigón Armado

ANDRÉS FRANCISCO UGARTE CALDERA (*), ANTONIO SARCOS PORTILLO (*) y
PATRICIA ISMENIA LÓPEZ CARRASCO (**)

RESUMEN El presente artículo ilustra una aplicación de diseño estructural de un tanque cilíndrico superficial de hormigón armado, apoyado sobre terreno, cuyo uso se destinará al almacenamiento de aguas claras de 1.200 m³ de capacidad bruta (14 metros de diámetro y 8 metros de altura). La aplicación consiste en el análisis y evaluación del comportamiento del continuo de los diafragmas de hormigón componentes del tanque caso de estudio, a través de la técnica de elementos finitos, utilizando elementos de placas y considerando los códigos actuales de diseño estructural en Venezuela. Finalmente, se especifica el procedimiento constructivo y materiales requeridos en los componentes estructurales del tanque, como respuesta a criterios de diseño estructural con hormigón no agrietado.

STRUCTURAL BEHAVIOR OF SUPERFICIAL TANK MADE OF REINFORCED CONCRETE

ABSTRACT This paper present a structural design process of a superficial tank made of reinforced concrete, which use correspond as a clean water storage with gross capacity of 42378 ft³ (46 ft. diameter and 26 ft height). This process deals with an evaluation and analysis of finite shell - plate elements applied in continuous structural walls, acting as stiffness system, and designed under Venezuelan standards codes. Finally, the built steps are presented, and the required materials are listed, as response of design criteria with not cracked concrete.

Palabras clave: Comportamiento continuo, Elementos finitos de placas, Hormigón no agrietado.

Keywords: Continuous behaviour, Finite shell elements, Not cracked concrete.

1. INTRODUCCIÓN

El presente documento muestra el cálculo estructural realizado de un tanque superficial de hormigón armado, de 14 metros de diámetro útil y 8 metros de altura libre de paredes con tapa en forma de cúpula (1.200 m³ de capacidad bruta). Este tanque se usará como recipiente de almacenamiento de aguas claras.

El cálculo estructural se basó en la evaluación de acciones últimas obtenidas de códigos venezolanos sobre el continuo de las componentes estructurales del tanque, estableciendo como estado límite de esfuerzos a tracción el valor del módulo de ruptura del hormigón. En la evaluación del continuo se usaron modelos de elementos finitos de placas, interconectados por nodos rígidos. En este sentido, para lograr la solución final optimizada, se analizaron múltiples modelos matemáticos, variando

los espesores de hormigón de los componentes estructurales, monitoreando y comparando los valores de los esfuerzos combinados a tracción con el módulo de ruptura del hormigón.

2. ACCIONES

Las acciones sobre el tanque se realizaron a través cargas independientes aplicadas sobre la estructura, denominadas cargas primarias. Luego de generar las cargas primarias, se evaluaron combinaciones lineales de éstas, a fin de obtener acciones últimas [Ref. 1, 2 y 3].

2.1. CARGAS PRIMARIAS

CP: Efectos de cargas permanentes, ocasionadas por el peso propio del hormigón de los componentes del tanque.

CV: Efectos de cargas variables de servicio, operación y cargas de presión hidrostáticas. En el techo, se consideró una carga

variable de $100 \frac{Kg}{m^2}$ [Ref. 4]. Adicionalmente, se consideró una carga hidrostática generada por 1.5 m. por encima del nivel del borde de la pared, a fin de simular condición de sobre rebose del tanque.

(*) Profesor e Investigador, Departamento de Estructuras, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad del Zulia. Ipostal Santa Rita, Apartado Postal 10142, Zona Postal 4002-A, Maracaibo, Estado Zulia, Venezuela.

(**) Investigadora, Departamento de Estructuras, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad del Zulia. Ipostal Santa Rita, Apartado Postal 10142, Zona Postal 4002-A, Maracaibo, Estado Zulia, Venezuela.

# Combinación	Combinación de Carga	Condición
1	$1.10 \cdot CP + 1.00 \cdot CV + 1.00 \cdot S$	Carga Máxima
2	$1.10 \cdot CP + 1.00 \cdot CV - 1.00 \cdot S$	Carga Máxima
3	$0.90 \cdot CP + 1.00 \cdot S$	Carga Mínima
4	$0.90 \cdot CP - 1.00 \cdot S$	Carga Mínima

TABLA 1. Combinaciones de carga para la evaluación del continuo de esfuerzos del tanque.

S: Efectos de Sismo. El sismo se introdujo a través espectros elásticos tipificados y especificados en las normas venezolanas de edificaciones [Ref. 3]. Por trabajar la estructura en rango elástico y a muy pequeñas deformaciones, se consideró conveniente trabajar el espectro de diseño sin reducción. La combinación de los efectos se basó en la acción simultánea de dos componentes horizontales del espectro de diseño, en donde se considera el valor absoluto del 100% de las sollicitaciones debidas a una dirección principal (Dirección Global X del modelo teórico) más el 30% del valor absoluto de la dirección principal ortogonal (Dirección Global Z del modelo teórico) y viceversa. Adicionalmente a las acciones horizontales, se introdujo el 70% de la magnitud del espectro elástico en la dirección vertical (Dirección Global Y del modelo teórico).

Los parámetros introducidos en las fórmulas espectrales fueron: $\alpha = 1.00$, $\varphi = 10.80$, $A_0 = 0.20$, $R = 1.00$, $T^* = 0.40s$, $\beta = 2.40$ y $\rho = 1.00$. Estos parámetros responden a Zona Sísmica 3, Forma Espectral S1, especificados en el Informe de Estudio de Suelos según el perfil geotécnico obtenido.

2.2. CARGAS ÚLTIMAS

Para evaluar el continuo de esfuerzos fueron consideradas las combinaciones de carga mínimas especificadas por la norma PDVSA JA-221 [Ref. 1], presentadas en la tabla 1.

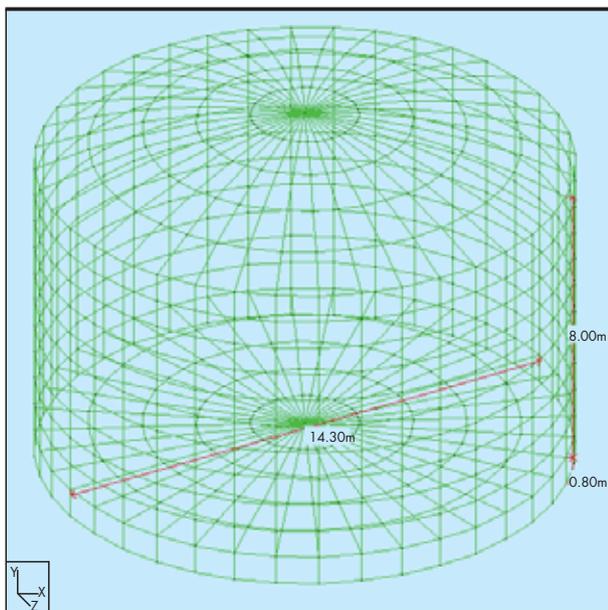


FIGURA 1. Dimensiones globales modelo matemático conformado por elementos placas.

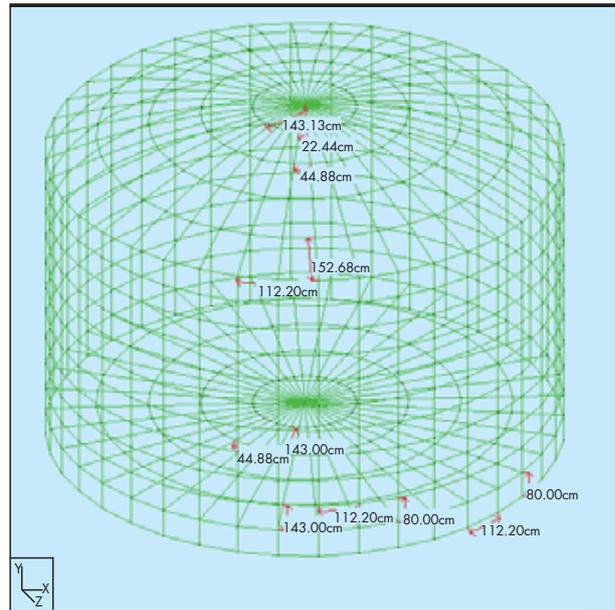


FIGURA 2. Dimensiones de los elementos placas.

3. MODELO TEÓRICO

3.1. GEOMETRÍA DEL MODELO

El modelo consta de una geometría definida por 802 nodos, 80 elementos placas de tres nodos, 760 elementos de placas de cuatro nodos, 201 soportes elásticos, los cuales conllevan a 4812 grados de libertad (Fig. 1). La clave de la cúpula es de 1.5 metros. Los tamaños aproximados de los elementos son (Fig. 2): techo (cuadriláteros de 112x153 cm hasta triángulos de 22x143 cm), paredes (112x80 cm), piso (cuadriláteros de 112x143 cm hasta triángulos de 22x143 cm) y anillo fundación (cuadriláteros de 112x80 cm). Los tamaños de los ele-

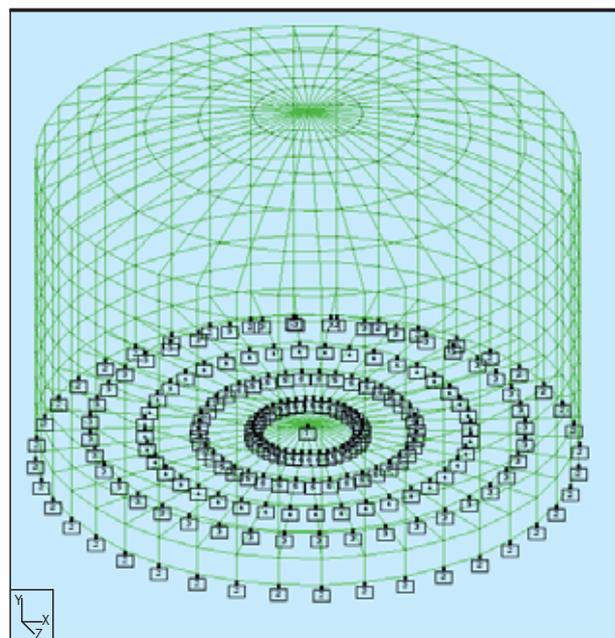


FIGURA 3. Disposición de soportes elásticos.

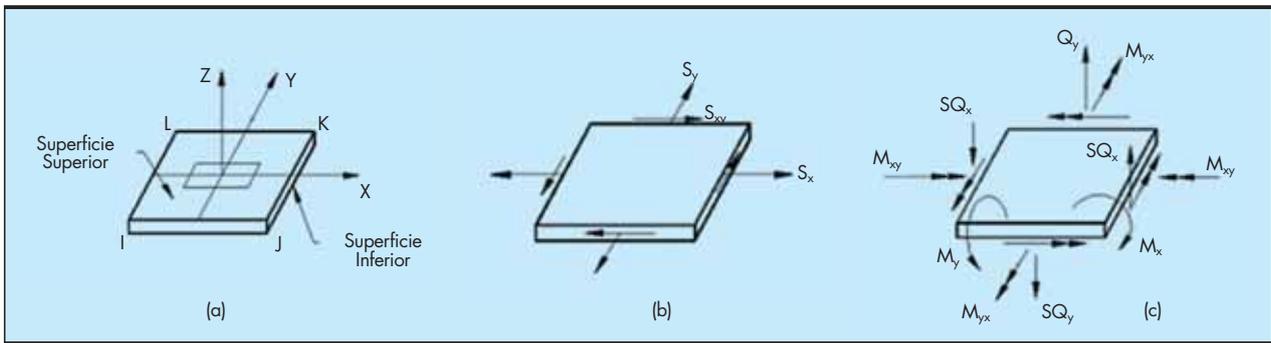


FIGURA 4. Convención de ejes locales y esfuerzos del elemento placa.

mentos, respondieron al criterio de discretizar el continuo en diez elementos por cara, tratando de permanecer cerca de la geometría del cuadrado.

3.2. TIPO DE ANÁLISIS Y RESTRICCIONES POR APOYOS

El tipo de análisis seleccionado fue dinámico espectral espacial, con seis grados de libertad por nodo, y la estructura fue restringida en el piso base y anillo perimetral por resortes elásticos (Fig. 3), cuyas rigideces responden un módulo de balasto de 5.28 Kg. / cm²/ cm, recomendado en el informe de estudio del suelo.

Los elementos triangulares del modelo matemático, no presentaron esfuerzos importantes, por lo cual no fueron monitoreados. Por otro lado, los elementos cuadriláteros se monitorearon por presentar los esfuerzos máximos en

elementos patrones seleccionados, y las convenciones de ejes locales, esfuerzos directos y esfuerzos incrementados por el efecto de flexión de las placas, se detallan a continuación.

3.3. CONVENCIONES DEL ELEMENTO CUADRILÁTERO - OBTENCIÓN DE ESFUERZOS TOTALES

La convención de ejes locales de los elementos cuadriláteros va en concordancia con la secuencia de numeración definida en la data de las incidencias de sus cuatro nodos "I", "J", "K" y "L" (Fig. 4-a). Estos ejes locales, definen la convención del continuo de esfuerzos en el plano (Fig. 4-b, 5, 6-a y 6-b) y fuerzas fuera del plano (Fig. 4-c y 6-c), por ello la importancia de generar sentidos de numeración uniformes antihorarios (I, J, K, L) ó horarios (I, L, K, J).

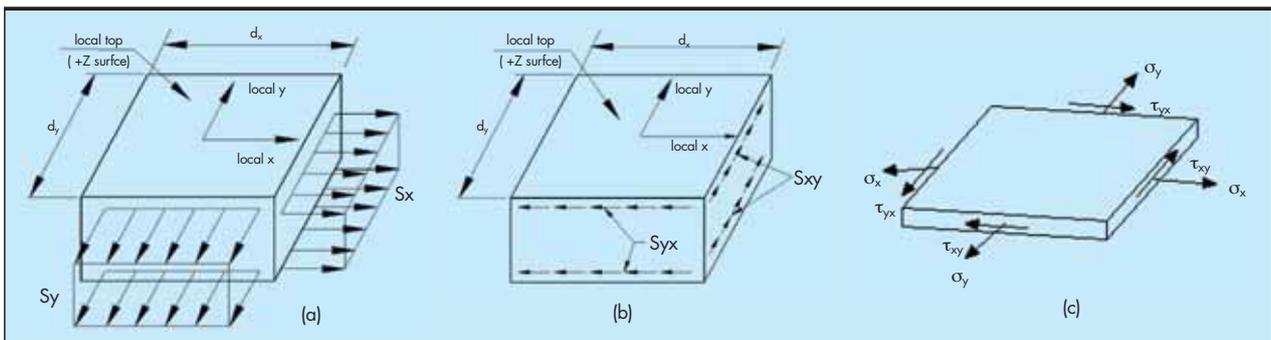


FIGURA 5. Esfuerzos directos en el elemento placa $\sigma_x = S_x, \sigma_y = S_y$ y τ_{xy} . (a) Esfuerzos directos en el plano. (b) Cortes directos en el plano. (c) Convención de esfuerzos en el plano.

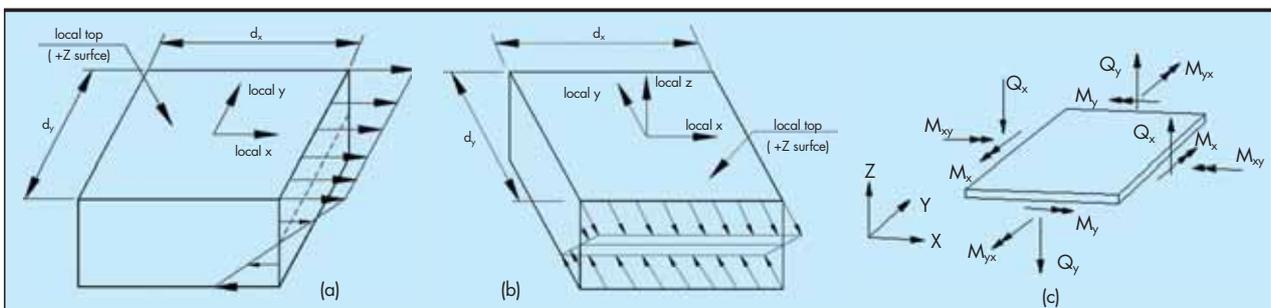


FIGURA 6. Efectos de las fuerzas fuera del plano del elemento placa. (a) Distribución de esfuerzos indirectos en el plano debido a "M_x" (Flexión en x). (b) Distribución de esfuerzos indirectos en el plano debido a "M_y" (Flexión en y). (c) Convención de fuerzas fuera del plano respecto al eje local del elemento.

Por otro lado, los esfuerzos totales actuantes en el plano del elemento cuadrilátero de espesor “t”, se obtienen considerando la superposición de los efectos de los esfuerzos uniformes con los esfuerzos indirectos en el plano de la placa generado por los momentos flectores fuera del plano “ M_x y M_y ”, que son máximos en las caras superiores e inferiores de las placas según la teoría de flexión de mecánica de los materiales (Fig. 6-a y 6-b). Entonces, el esfuerzo máximo total en el plano considerando la flexión de la placa vendrá dado por las expresiones:

$$\sigma_{flexión} = \frac{M \cdot c}{I} = \frac{M \cdot \frac{t}{2}}{b \cdot \frac{t^3}{12}} = \pm 6 \cdot \frac{M}{b \cdot t^2} \rightarrow \sigma_{Total} = \sigma_{directo} + \sigma_{flexión}$$

$$\sigma_{x-Total} = S_x \pm 6 \cdot \frac{M_x}{b \cdot t^2} \quad \sigma_{y-Total} = S_y \pm 6 \cdot \frac{M_y}{b \cdot t^2}$$

3.4. ESPECIFICACIÓN DE LOS MATERIALES – ESTADOS LÍMITES

El hormigón de las placas del tanque se diseñó con una resistencia mínima cilíndrica a compresión $f'c = 250 \frac{Kg}{cm^2}$ y $E = 237170 \frac{Kg}{cm^2}$ ($E = 15000 \cdot \sqrt{f'c}$). El acero de refuerzo se

Estado Límite (Falla)	Valor Estado Límite
Agrietamiento por tracciones (Módulo de Ruptura)	$\left(2 \cdot \sqrt{f'c} = 2 \cdot \sqrt{250 \frac{Kg}{cm^2}} \approx 31.62 \frac{Kg}{cm^2} \right)$
Corte	$\left(0.53 \cdot \sqrt{f'c} = 0.53 \cdot \sqrt{250 \frac{Kg}{cm^2}} = 8.38 \frac{Kg}{cm^2} \right)$
Compresión	$\left(k_3 \cdot f'c = 0.85 \cdot 250 \frac{Kg}{cm^2} = 213 \frac{Kg}{cm^2} \right)$

TABLA 2. Estados límites de resistencia de las placas de hormigón.

especificó con un límite elástico $f_y = 4200 \frac{Kg}{cm^2}$ y módulo de elasticidad $E = 2.1 \cdot 10^6 \frac{Kg}{cm^2}$. En la tabla 2, se muestran los valores límites de esfuerzos (Estados Límites) [Ref. 5 y 6], que pudiesen presentarse en el continuo de elementos para considerados como falla.

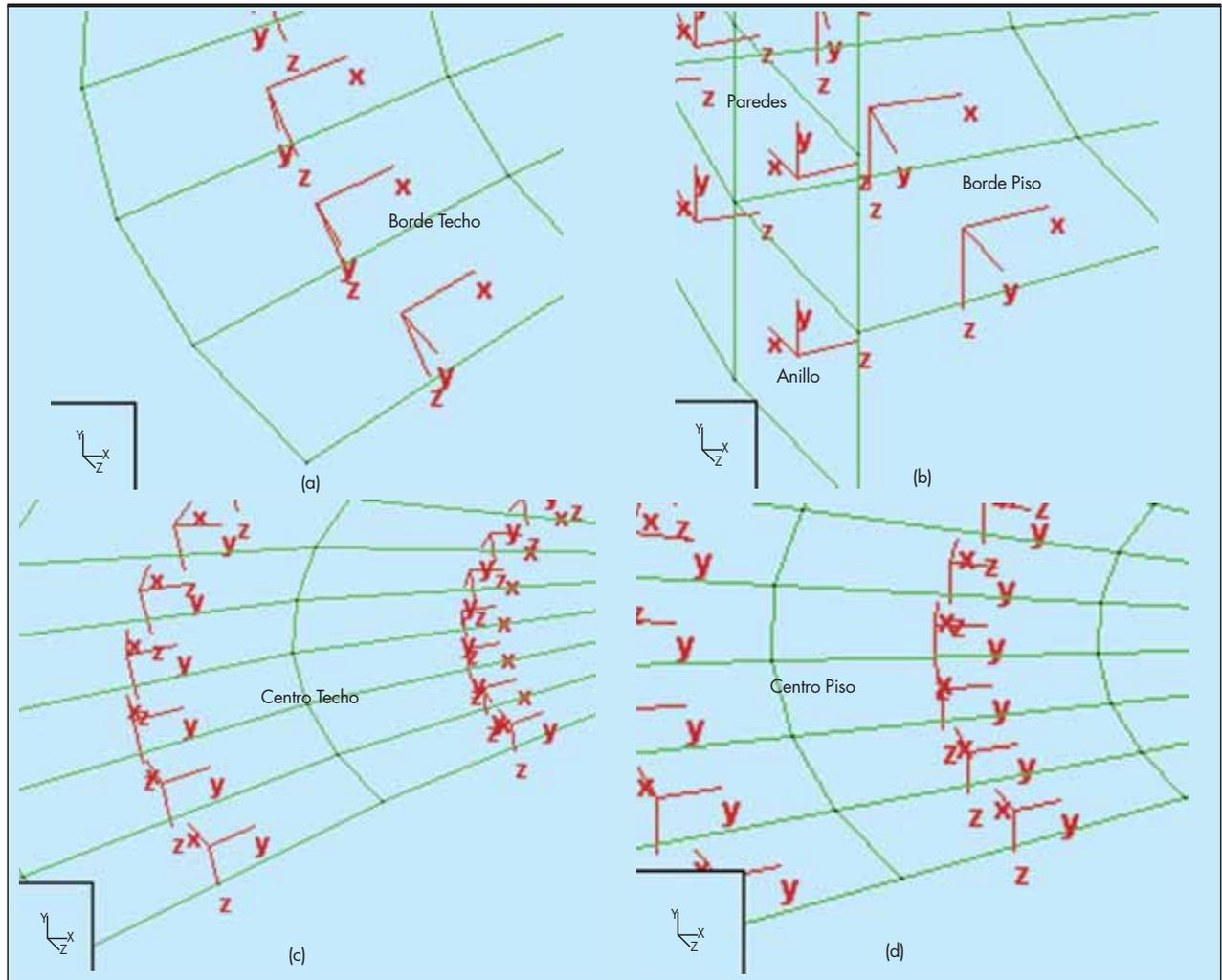


FIGURA 7. Definición de Ejes Locales en Elementos. (a) Techo. (b) Paredes, Borde de Piso y Anillo Fundación. (c) Centro de Techo. (d) Centro de Piso.

4. METODOLOGÍA USADA EN EL DISEÑO

Para garantizar la condición de impermeabilidad del tanque a lo largo de su vida útil, el diseño como recipiente y como estructura sismorresistente de sus componentes (techo en forma de bóveda, paredes, piso y anillo fundación perimetral), se fundamenta en dos criterios. El primer criterio consta de definir el agrietamiento del hormigón como estado límite, dado que los espesores de todos los componentes del tanque deben ser suficientes para mantener el hormigón sin agrietarse. El segundo criterio responde al armado del hormigón, el cual se debe disponer usando barras de diámetro pequeño y cuantías bajas, con fines de evitar el agrietamiento del hormigón en su fase inicial de construcción, dadas las tensiones originadas por la recuperación de la deformación del acero de refuerzo inducidas por la retracción de fraguado [Ref. 7].

Para monitorear el continuo de esfuerzos de los elementos de los modelos matemáticos con diferentes combinaciones de espesores de los componentes estructurales, se agruparon e identificaron elementos patrones, cuyos esfuerzos totales registrados fueron los máximos dentro del grupo. Al agrupar los elementos e identificar patrones, resulta factible comparar los va-

Grupos Elementos	# Elemento Patrón	Fig.
Base Pared (Grupo 1)	9	8
Centro Pared (Grupo 2)	308	9
Tope Pared (Grupo 3)	908	10
Centro de Techo (Grupo 4)	1231	11
Borde de Techo (Grupo 5)	1311	12
Centro de Piso (Grupo 6)	1431	13
Borde de Piso (Grupo 7)	1511	14
Anillo Base (Grupo 8)	1548	15

TABLA 3. Grupos de elementos componentes estructurales del tanque.

lores de los esfuerzos totales a tracción y los esfuerzos cortantes con los valores definidos como límites en la tabla 2. En la tabla 3, se definen los grupos de elementos, y en las Fig. 8-16, se identifican en la geometría del modelo.

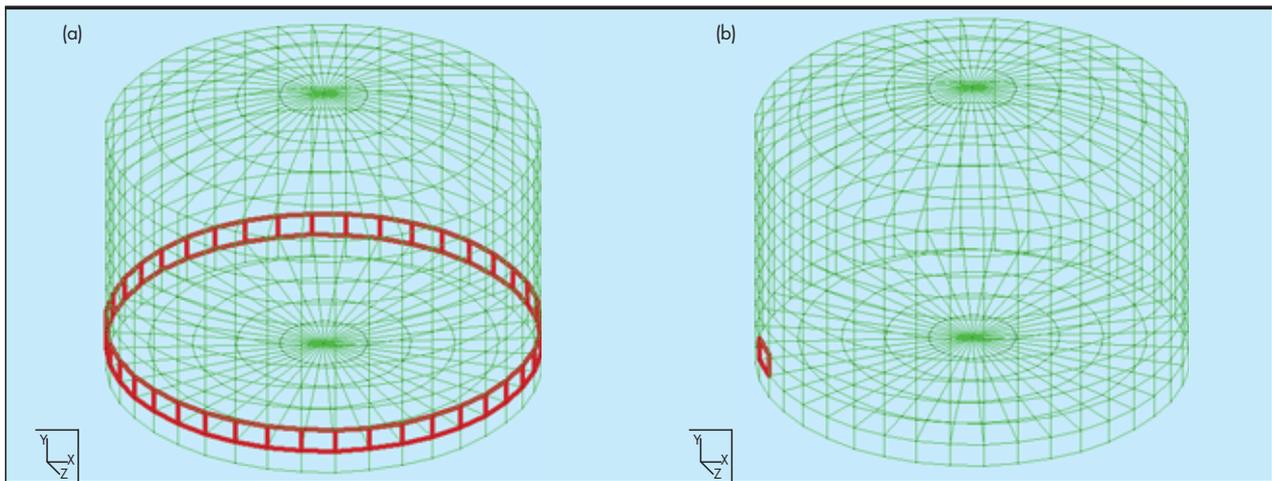


FIGURA 8. (a) Elementos Base Pared (Grupo 1). (b) Elemento Patrón # 9.

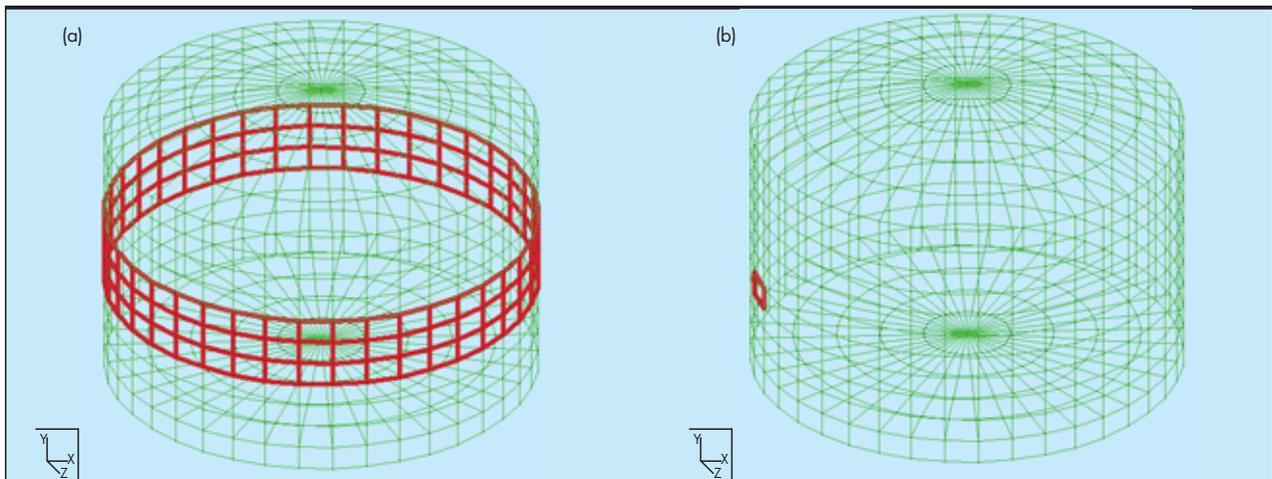


FIGURA 9. (a) Elementos Centro Pared (Grupo 2). (b) Elemento Patrón # 308.

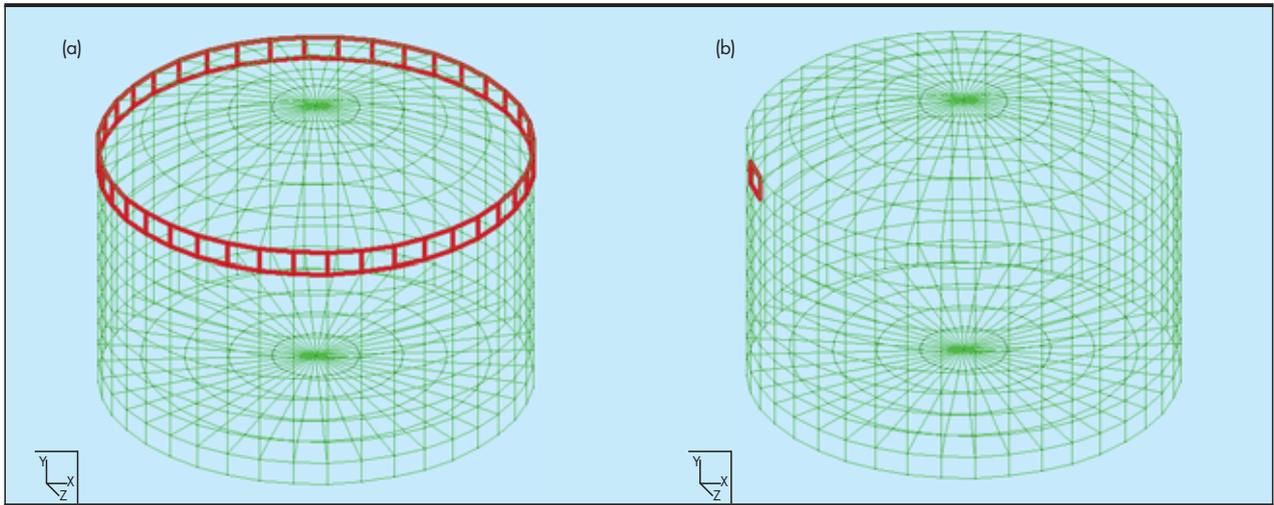


FIGURA 10. (a) Elementos Tope Pared (Grupo 3). (b) Elemento Patrón # 908.

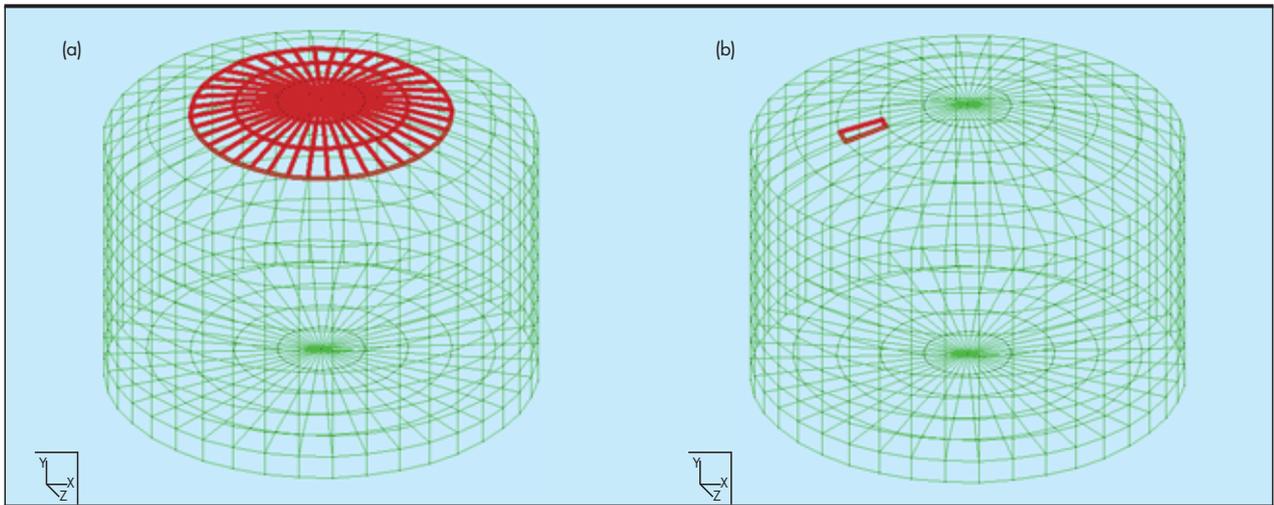


FIGURA 11. (a) Elementos Centro de Techo (Grupo 4). (b) Elemento Patrón # 1231.

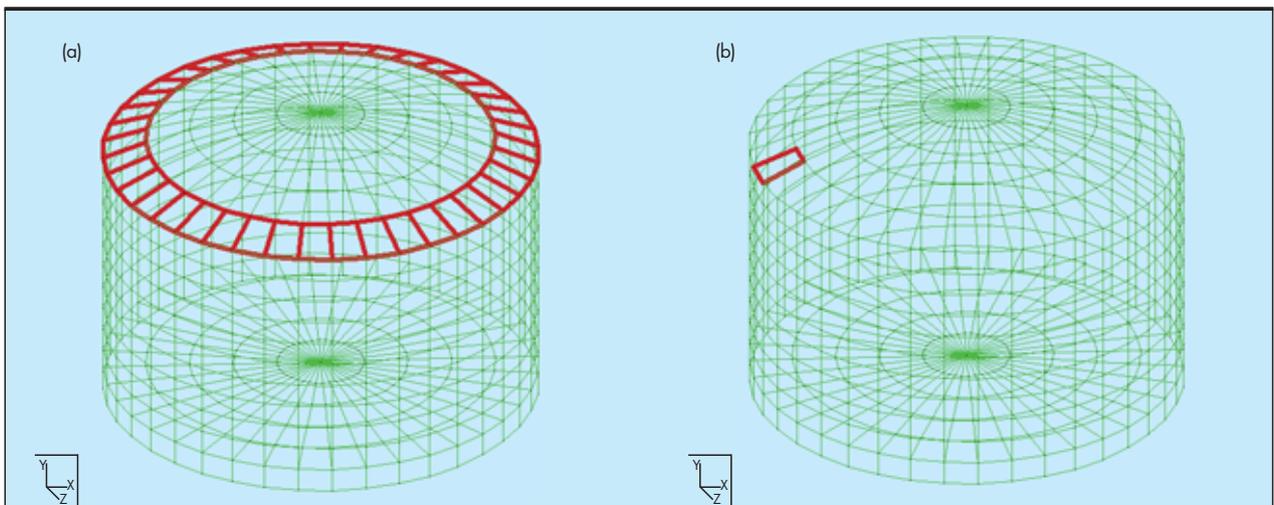


FIGURA 12. (a) Elementos Borde de Techo (Grupo 5). (b) Elemento Patrón # 1311.

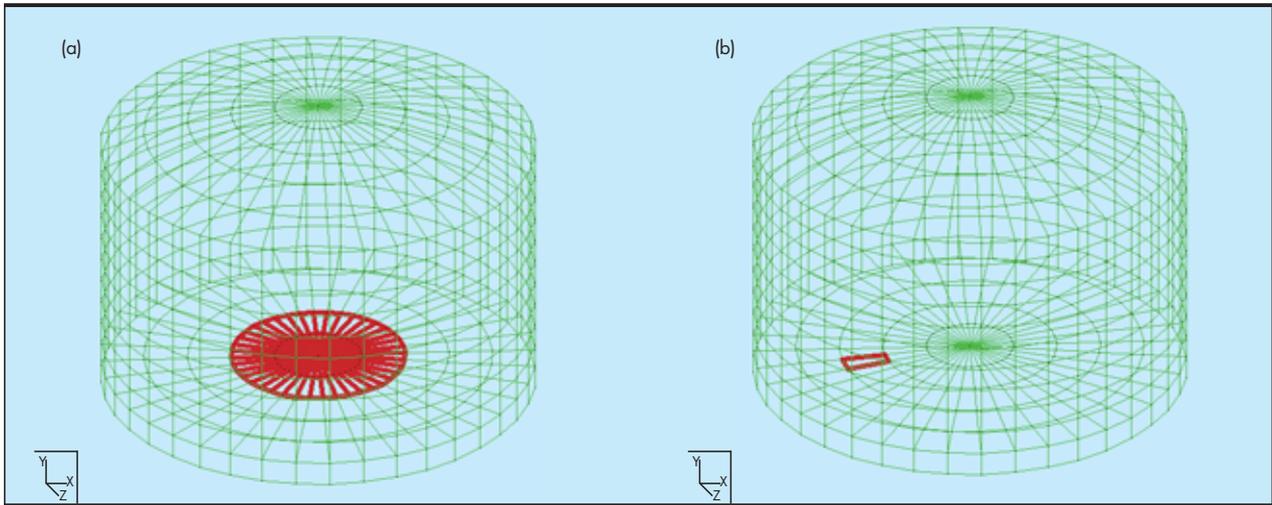


FIGURA 13. (a) Elementos Centro de Piso (Grupo 6). (b) Elemento Patrón # 1431.

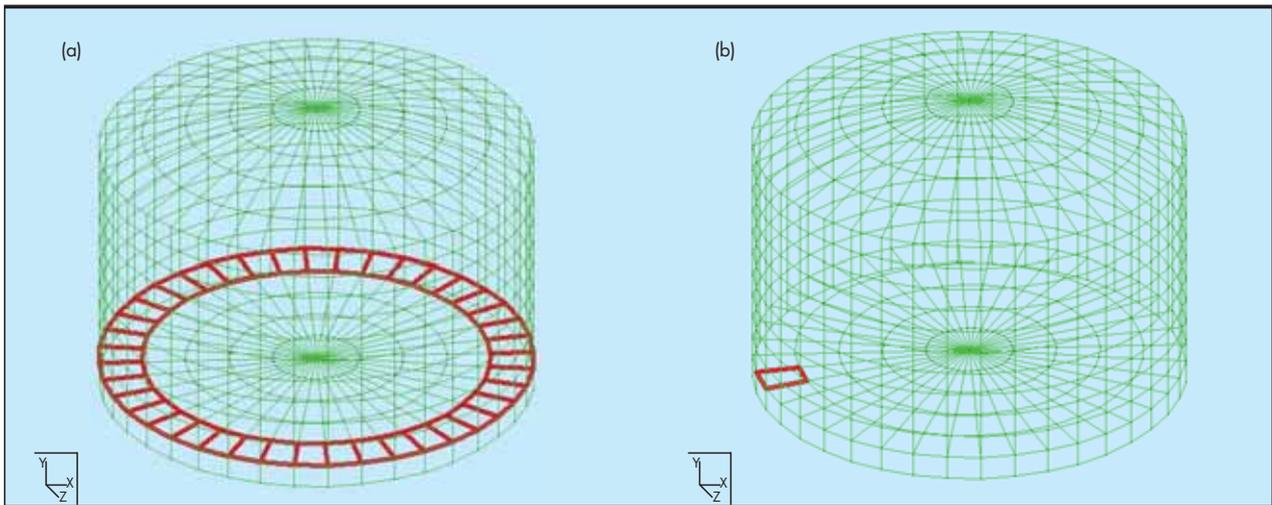


FIGURA 14. (a) Elementos Borde de Piso (Grupo 7). (b) Elemento Patrón # 1511.

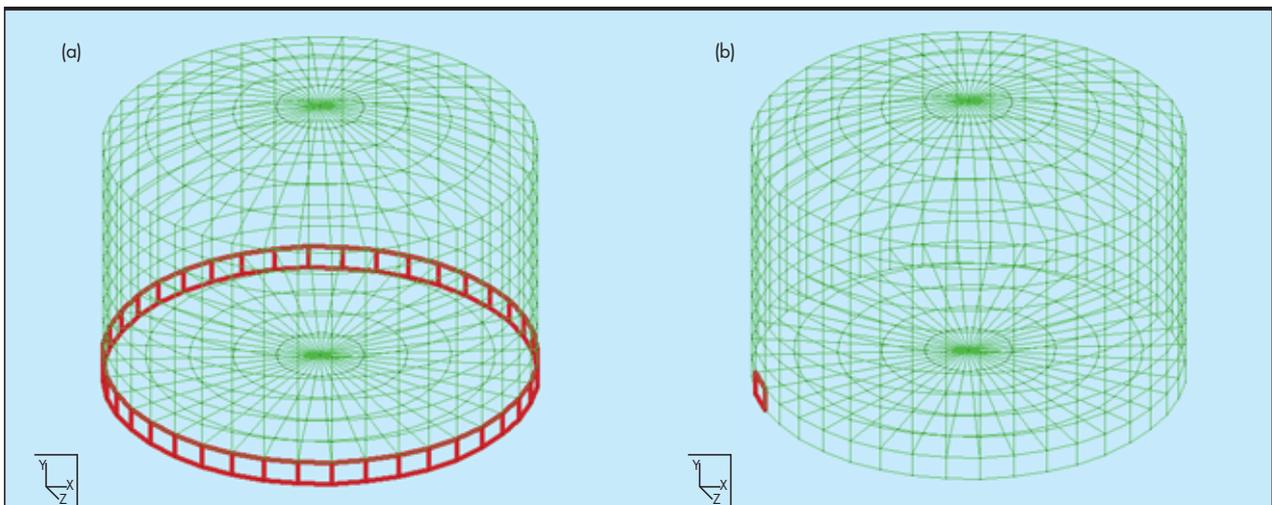


FIGURA 15. (a) Elementos Anillo Base (Grupo 8). (b) Elemento Patrón # 1548.

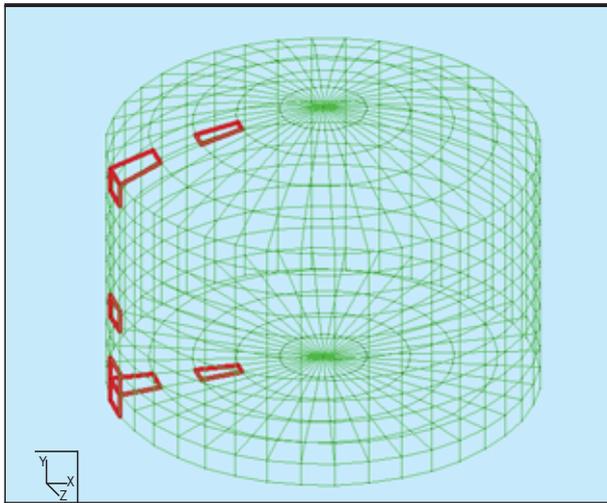


FIGURA 16. Elementos patrones seleccionados y monitoreados.

Las cuantías de acero en los elementos estructurales dimensionados se encuentran cercanas a los valores de cuantías mínimas por retracción y temperatura, y las resistencias de las paredes y placas del piso y techo, fueron calculadas con recubri-

mientos de 5 cm para ambas caras extremas, por trabajar los elementos estructurales en ambientes corrosivos [Ref. 5].

5. SOLUCIONES DE ESPESORES Y ACERO DE REFUERZO

Los esfuerzos a tracción directos y totales, obtenidos en el modelo matemático de la solución final, no superaron el estado límite por esfuerzo de agrietamiento del hormigón definido anteriormente, significando nula la posibilidad de agrietamiento de los componentes estructurales del tanque. En la tabla 4, se especifica la solución de espesores y cuantías de acero de refuerzo para los grupos de elementos después del análisis de optimización.

El acero de refuerzo se dispuso en cuatro capas ortogonales en el caso del piso y techo. En las paredes y el anillo fundación, el acero se dispuso en dos capas longitudinales verticales (acero a flexión) y dos capas radiales.

6. ESTUDIO DEL CONTINUO DE ESFUERZOS SOLUCION DE ESPESORES OBTENIDA

6.1. ESFUERZOS TOTALES AXIALES

Los esfuerzos en los elementos siguen la convención definida en las Fig. 4, 5 y 6, según la definición de ejes locales de los elementos tipo en la Fig. 7. Siguiendo este criterio, se definen la dirección de los esfuerzos en la tabla 5.

TABLA 4. Solución para grupos de elementos componentes estructurales del tanque.

Grupos Elementos	Espeso Elemento	Cuantía Requerida de Acero por Fibra a Flexión	Cuantía Requerida de Acero Radial por Fibra a Tensión	Fig.
Base Pared (Grupo 1)	30 cm	0.0018/ 2	0.0018/ 2	8
Centro Pared (Grupo 2)	30 cm	0.0018/ 2	0.0018/ 2	9
Tope Pared (Grupo 3)	30 cm	0.0018/ 2	0.0018/ 2	10
Centro de Techo (Grupo 4)	30 cm	0.0018/ 2	No Aplica	11
Borde de Techo (Grupo 5)	30 cm	0.0018/ 2	No Aplica	12
Centro de Piso (Grupo 6)	30 cm	0.0018/ 2	No Aplica	13
Borde de Piso (Grupo 7)	50 cm	0.0018	No Aplica	14
Anillo Base (Grupo 8)	50 cm	0.0018	0.0018/ 2	15

Grupo (# Elemento Patrón)	$\sigma_{x-Total}$ Dirección/ Efecto	$\sigma_{y-Total}$ Dirección/ Efecto
Base Pared (9)	Circunferencial / Axial Anular	Vertical / Axial + Flexión
Centro Pared (308)	Circunferencial / Axial Anular	Vertical / Axial + Flexión
Tope Pared (908)	Circunferencial / Axial Anular	Vertical / Axial + Flexión
Centro de Techo (1231)	Circunferencial / Axial + Flexión	Radial / Flexión
Borde de Techo (1311)	Radial / Axial + Flexión	Circunferencial / Axial + Flexión
Centro de Piso (1431)	Circunferencial / Flexión	Radial / Flexión
Borde de Piso (1511)	Radial / Flexión	Circunferencial / Flexión
Anillo Fundación (1548)	Circunferencial / Axial Anular	Vertical / Axial + Flexión

TABLA 5. Dirección de los esfuerzos en elementos patrones.

Los esfuerzos en los elementos patrones se obtuvieron a través de salidas por texto de las corridas de análisis. Sin embargo, a manera de ilustración se muestran en las Fig. 17 – 22, los continuos de esfuerzos según la convención de las Fig. 4 y 5 y tabla 4. Los valores positivos representan tracción, y los valores negativos compresión. Las combinaciones de cargas #1 y la #2, fueron dominantes sobre las combinaciones #3 y #4 (tabla 1). Luego en la tabla 6, se muestra el resumen de resultados de esfuerzos totales y factores de seguridad para los elementos patrones de los grupos monitoreados.

6.2. ESFUERZOS DE CORTE

Los esfuerzos de corte fueron monitoreados (Fig. 23 - 25), y quedaron por debajo de los estados límites definidos en la tabla 2. El máximo valor de esfuerzo de corte registrado en el modelo, corresponde a los elementos de anillos fundación en la dirección local “Y”, cuya magnitud fue 8.17 Kg. /cm² (Fig. 24).

7. FUNDACIONES

Para evaluar el comportamiento de la fundación del tanque desde el punto de vista de los suelos, se consideró cuantificar los desplazamientos diferenciales de los nodos soportes del modelo matemático (Fig. 3). Esta evaluación responde a la restricción elástica prescrita con resortes elásticos de rigidez 5.28 Kg. / cm²/ cm en el piso base y anillo fundación.

En el modelo se registró como asentamiento máximo 8 mm. correspondiente al nodo 793 del anillo fundación para la carga #2 (Tabla 2). Por otro lado, como asentamiento mínimo se obtuvo 2 mm en el nodo 625 del centro del piso, para la misma combinación de carga. De esta forma, se computan 6 mm como desplazamiento diferencial máximo en eventos accidentales cuando el tanque esta lleno de agua. En la Fig. 26, se muestran los nodos referenciales 793 y 625.

El armado anular del anillo fundación no requiere más cuantía al mínimo por retracción y temperatura, por ser el esfuerzo anular menor a 8 Kg. / cm² (Tabla 5). Al armar el anillo de fundación con una cuantía de acero de 0.0018 repartida en

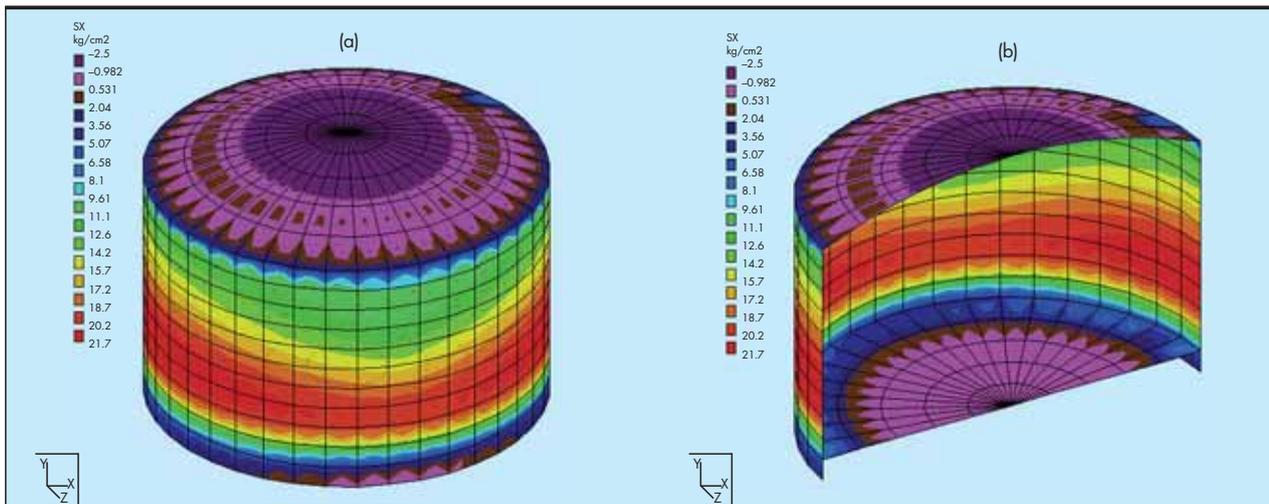


FIGURA 17. Continuo de esfuerzos directos “S_x” combinación de carga #1. (a) Exteriores. (b) Interiores.

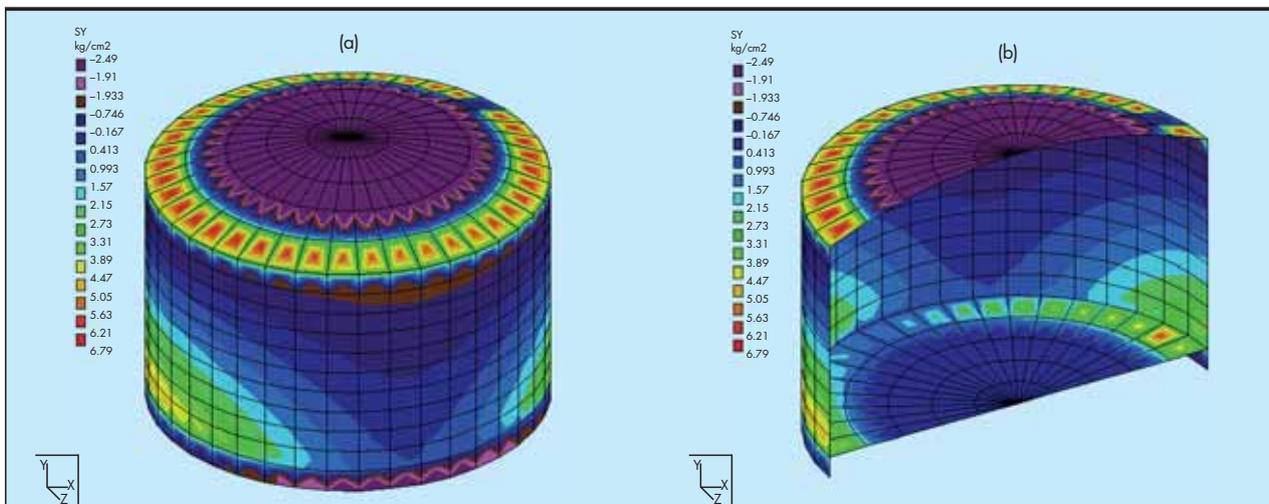


FIGURA 18. Continuo de esfuerzos directos “S_y” combinación de carga #1. (a) Exteriores. (b) Interiores.

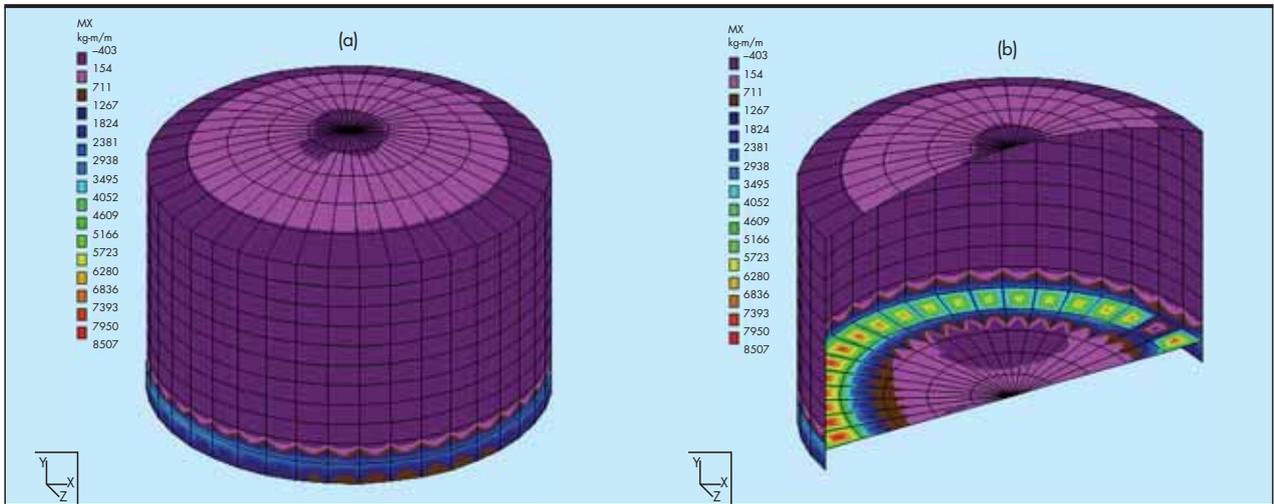


FIGURA 19. Continuo de momentos " M_x " combinación de carga #1. (a) Exteriores. (b) Interiores.

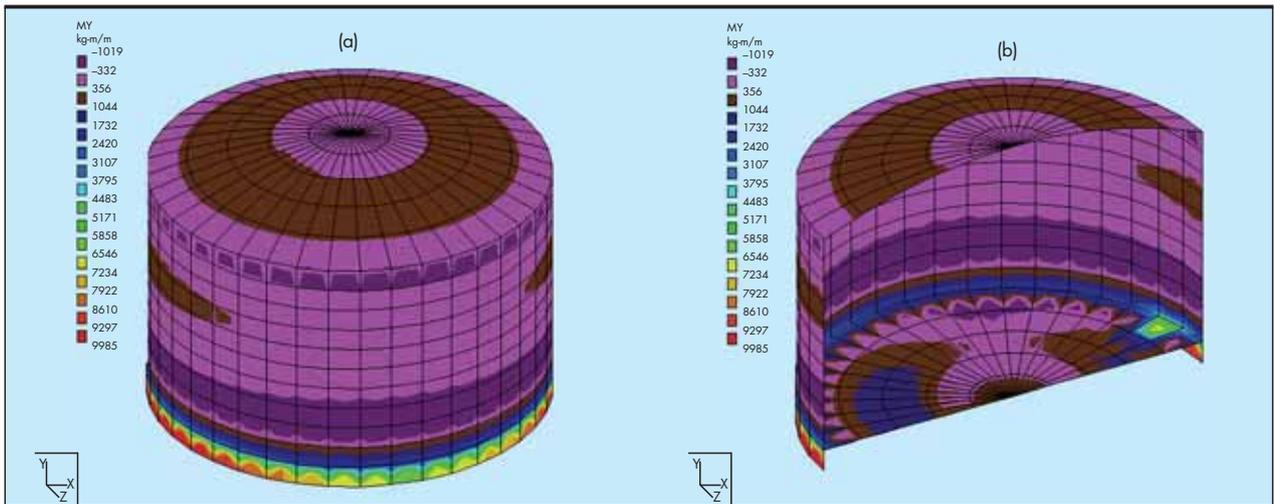


FIGURA 20. Continuo de momentos " M_y " combinación de carga #1. (a) Exteriores. (b) Interiores.

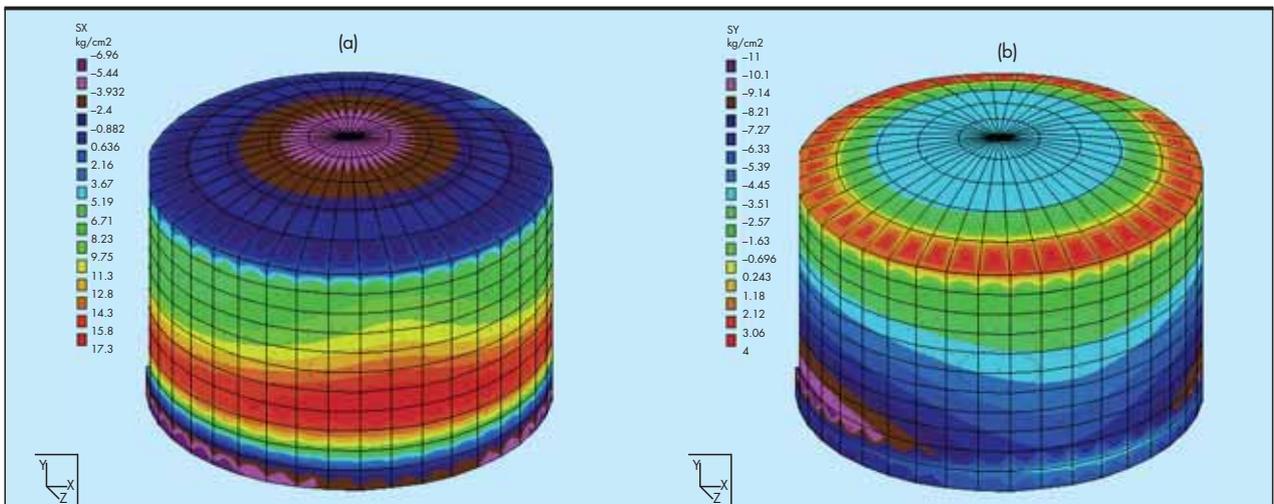


FIGURA 21. Continuo de esfuerzos directos para la combinación de carga #2. (a) S_x . (b) S_y .

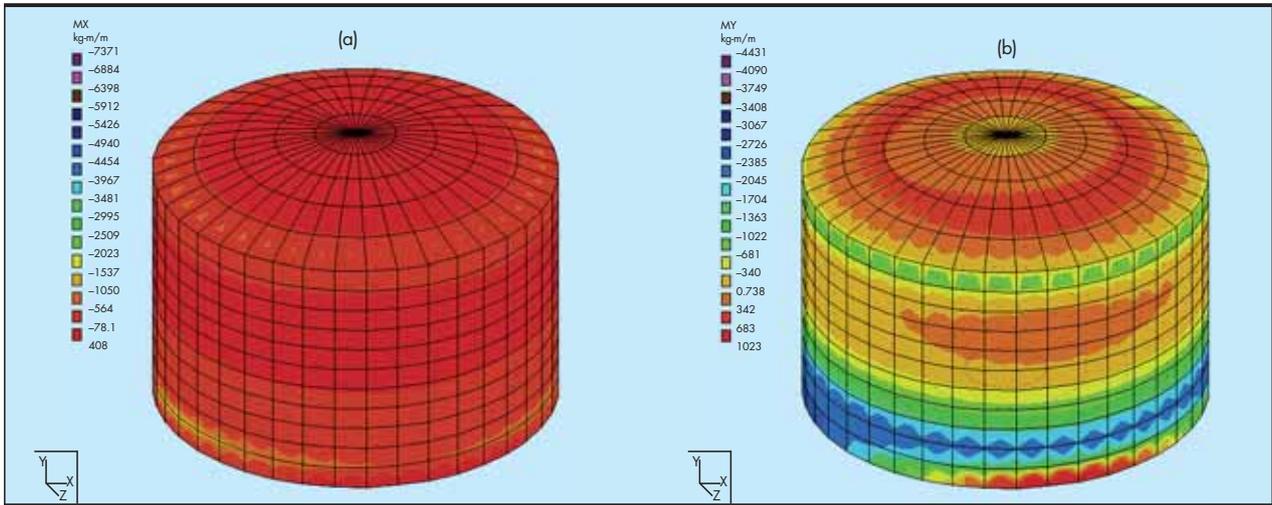


FIGURA 22. Continuo de momentos para la combinación de carga #2. (a) M_x . (b) M_y .

Grupos Elementos	# Elemento Patrón	$\sigma_{x-Total}$ (Kg/cm ²)	$\sigma_{y-Total}$ (Kg/cm ²)	f_r (Kg/cm ²)	F.S. Agr
Base Pared (Grupo 1)	9	12.43	14.60	31.62	2.17
Centro Pared (Grupo 2)	308	21.79	3.52		1.45
Tope Pared (Grupo 3)	908	11.60	6.33		2.73
Centro de Techo (Grupo 4)	1231	0.72	1.98		15.93
Borde de Techo (Grupo 5)	1311	2.20	7.84		4.03
Centro de Piso (Grupo 6)	1431	12.88	25.06		1.26
Borde de Piso (Grupo 7)	1511	25.93	4.24		1.22
Anillo Base (Grupo 8)	1548	7.73	22.65		1.40

$$\sigma_{x-Total} = S_x \pm 6 \cdot \frac{M_x}{b \cdot t^2} \quad y \quad \sigma_{y-Total} = S_y \pm 6 \cdot \frac{M_y}{b \cdot t^2}$$

F.S. Agr: Factor de Seguridad a Agrietamiento.

TABLA 6. Esfuerzos totales y factores de seguridad elementos patrones.

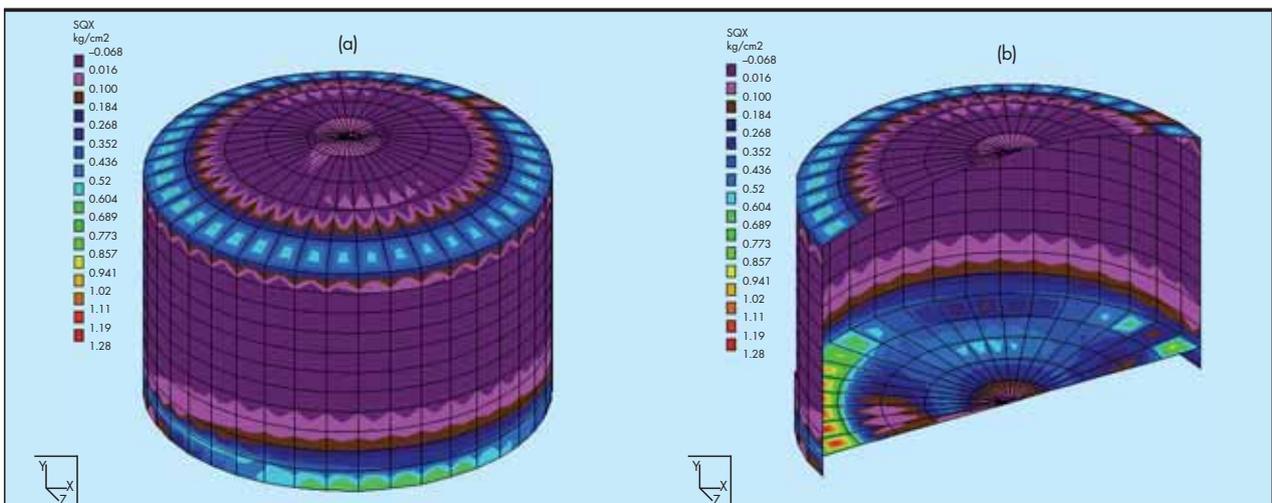


FIGURA 23. Continuo de cortes "Q_x" combinación de carga #1. (a) Exteriores. (b) Interiores.

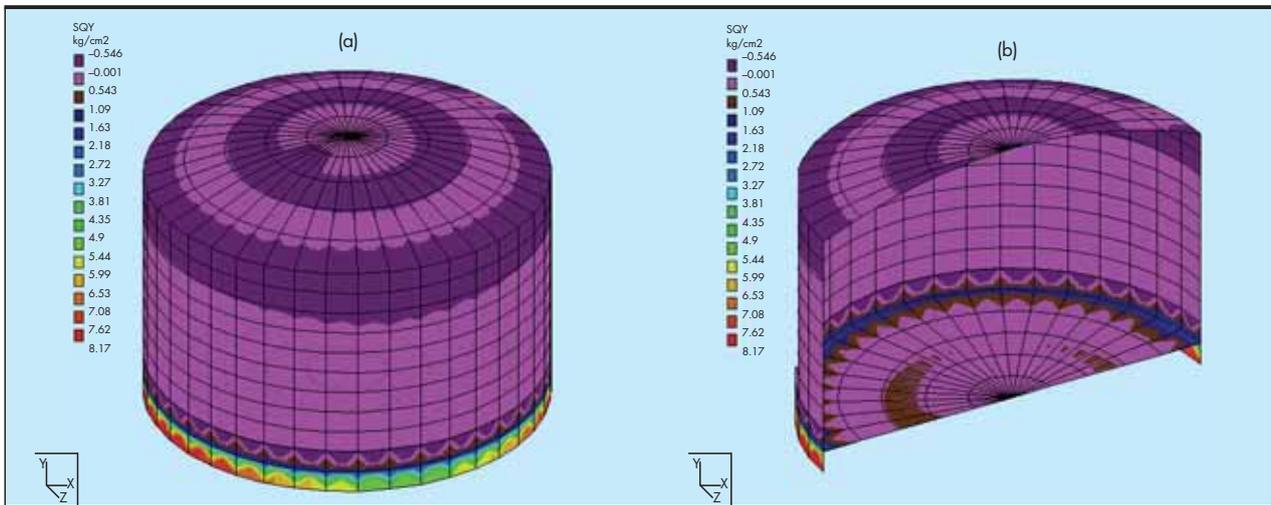


FIGURA 24. Continuo de cortes "Q_y" combinación de carga #1. (a) Exteriores. (b) Interiores.

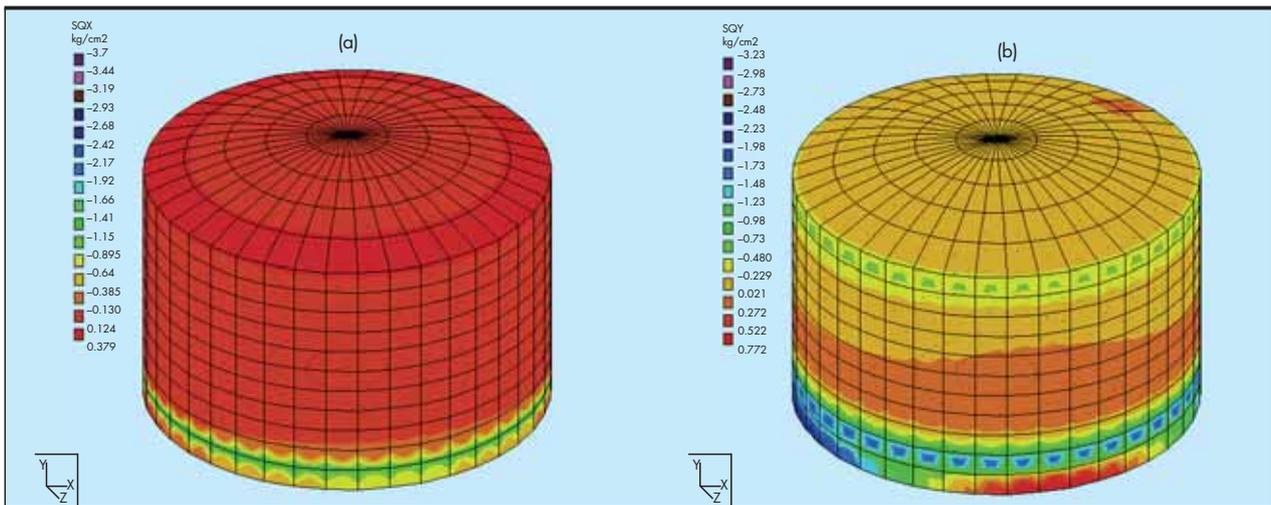


FIGURA 25. Continuo de cortes para la combinación de carga #2. (a) Q_x. (b) Q_y.

dos capas, es posible computar el esfuerzo de trabajo del acero de refuerzo, según el criterio de secciones transformadas de la teoría elástica:

$$f_s = \frac{\sigma_{Total} \cdot n}{0.0018 \cdot n} = \frac{8 \text{ Kg/cm}^2}{0.0018 \cdot \frac{2.1 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2}{237170 \text{ Kg/cm}^2}} = 502 \text{ Kg/cm}^2$$

Los parámetros de la expresión anterior se definen como:

- f_s : Esfuerzo de trabajo del acero de refuerzo anular.
- σ_{Total} : Esfuerzo máximo anular en el hormigón obtenido del análisis estructural (Tabla 5).
- n : Relación entre módulos elásticos del acero respecto al hormigón.

Después de cuantificar mínimos los desplazamientos diferenciales máximos, y esfuerzos anulares del acero de refuerzo bajos [Ref. 7], se considera satisfactoria la configuración de la base y anillo fundación del tanque como sistema de fundaciones.

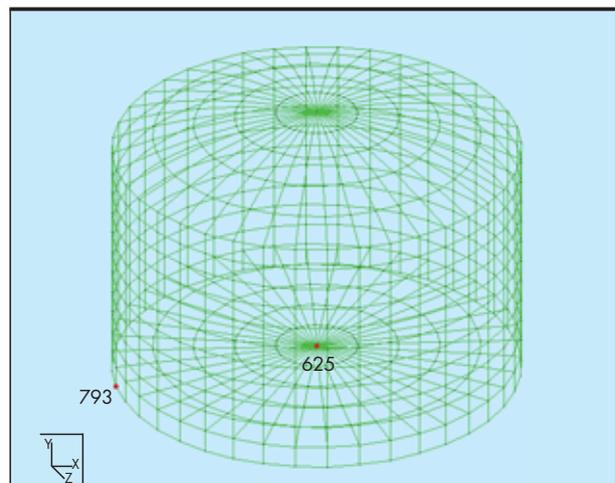


FIGURA 26. Nodos con mayor (793) y menor (625) asentamiento en fundaciones.

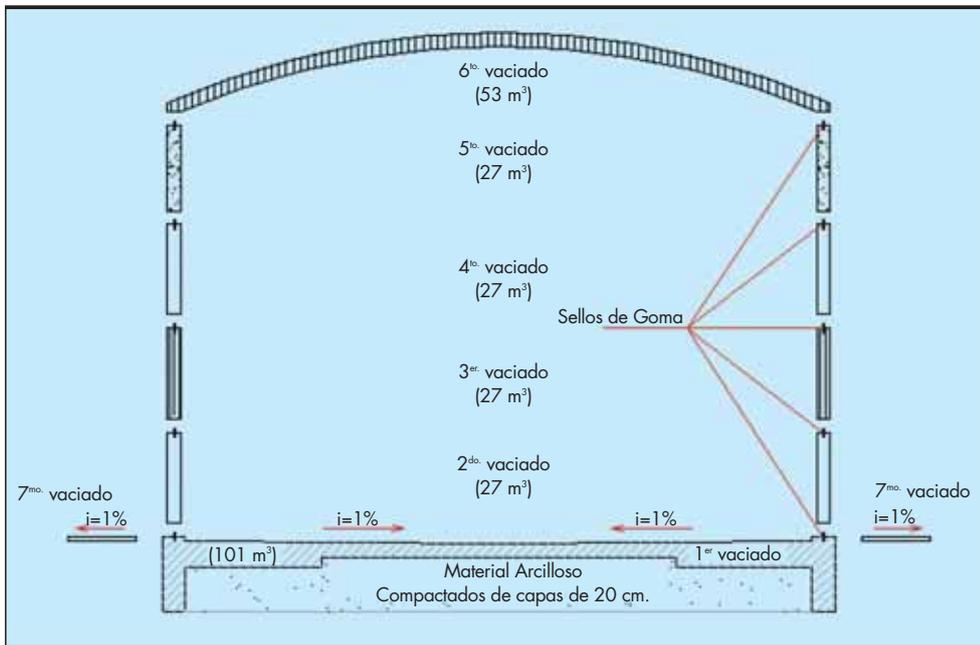


FIGURA 27. Jornadas de vaciados especificadas.

8. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

La construcción del tanque se ha dividido en siete (07) etapas principales, definidas por siete (07) jornadas de vaciados consecutivos, en el menor tiempo posible. Se plantean cinco (05) juntas de vaciado horizontales perimetrales en el eje de las paredes (Fig. 27). Estas juntas serán hermetizadas con sello de goma en el eje de las paredes por todo el perímetro del tanque. En todos los casos, el tiempo de curado del hormigón no será menor de siete días.

Jornada de Vaciado 1: Se vaciará el anillo perimetral y el piso con espesor variable. Los recubrimientos libres de las barras no serán menores de 7.5 cm. En la Fig. 27, se especifica un sobresaliente de pared de 10 cm, con la finalidad de inundar de agua la base de pavimento para garantizar un buen curado. En esta jornada se instalará la totalidad del acero de refuerzo vertical a flexión de las paredes.

Jornadas de Vaciados 2 hasta la 5: Se harán 4 vaciados para construir las paredes (30 cm de espesor) del tanque,

cada jornada genera dos metros de pared (muro), en todo el perímetro del tanque (45 m). Se consideró encofrado en obra limpia en las dos caras de las paredes. Los recubrimientos libres de las barras serán de 5.00 cm

Jornada de Vaciado 6: Corresponde a la construcción del techo del tanque. Se consideró encofrado en obra limpia en la cara inferior del techo. Los recubrimientos libres de las barras serán de 5.00 cm

Jornada de Vaciado 7: Se construirá la base de pavimento de 10 cm de espesor, cuya función será de caminería y protección perimetral del tanque. Se consideró encofrado sólo en el borde de la base de pavimento. Esta base se armará con una capa de malla electrosoldada de 100x100x4 mm., en el eje del pavimento. Se generará junta de construcción con el anillo del tanque a través de relleno asfáltico. De igual forma, se podrán hacer juntas perpendiculares al perímetro del tanque a cada 3.00 metros, selladas con relleno asfáltico.

TABLA 7. Materiales requeridos por jornadas de vaciados.

# Vaciado	Kg. #4	Kg. #5	Kg. Malla 100x100x4 mm.	m ³ Hormigón	m ² Encofrado
1	7296	3765	0	101	20
2	2296	0	0	27	180
3	2296	0	0	27	180
4	2296	0	0	27	180
5	2296	0	0	27	180
6	3558	0	0	53	177
7	0	0	77	8	6
Totales	20038	3765	77	270	923
23880 Kg. Acero (88 Kg. Acero/ m³ Hormigón)					

9. RESULTADO DE ESTIMACIÓN DE MATERIALES

Las siete (07) jornadas antes definidas, requieren de los siguientes materiales: 23.880 Kg. de acero de refuerzo, 270 m³ de hormigón y 923 m² de encofrado. Este resultado, muestra una relación de Kg. de acero/ m³ de hormigón igual a 88, la cual representa una solución óptima en uso de materiales. En la tabla 7, se muestra el resumen de los materiales por jornadas de vaciados.

10. CONCLUSIONES

El estudio del continuo con modelos de placas de elementos finitos de los diafragmas de hormigón del tanque permitió la obtención de un diseño estructural adecuado, por las siguientes razones:

1. Se obtuvieron espesores mínimos de hormigón, garantizando posibilidad nula de agrietamiento, dado el control de esfuerzos máximos a tracción.
2. Diseño con bajas cuantías de refuerzo de acero en el hormigón, dada la necesidad de evitar el agrietamiento en la fase inicial de construcción, por las tensiones originadas por la recuperación de la deformación del acero de refuerzo inducidas por la retracción de fraguado.
3. Se verificaron niveles de esfuerzos compresivos y a corte resultantes en el hormigón por debajo de las resistencias a rotura a compresión y de falla por corte.

11. REFERENCIAS

1. Diseño Sismorresistente de Instalaciones Industriales JA-221 (1999). Manual de Ingeniería de Diseño, Volumen 18-I. PDVSA, Venezuela.
2. Diseño Sismorresistente de Tanques Metálicos FJ-251 (1999). Manual de Ingeniería de Diseño, Volumen 19. PDVSA, Venezuela.
3. Norma Venezolana COVENIN 1756 (2001). Edificaciones Sismorresistentes. Funvisis. Caracas, Venezuela.
4. Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones COVENIN – MINDUR 2002-88. Mindur. Caracas, Venezuela.
5. COVENIN MINDUR 1753-2003. Estructuras de Hormigón Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño. Caracas, Venezuela: Fondonorma.
6. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318r-05) Reported by ACI Committee 318.
7. Portland Cement Association (PCA). Circular Concrete Tanks without Prestressing. 5420 Old Orchard Road, Skokie, Illinois 60077, USA. ISO72.01D. 32 Págs.