

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PUCP

**Diseño de un Reservorio circular de almacenamiento de agua potable
ubicado en la ciudad de Lima de 2500 m³ de capacidad
Trabajo de suficiencia profesional para obtener el título profesional de
Ingeniero Civil**

AUTOR:

Romel Adolfo Villegas Herrera

ASESOR:

Ing. Diego Villagómez Molero

Lima, junio del 2021

RESUMEN

El presente trabajo de diplomatura tiene como objetivo general presentar el predimensionamiento, análisis por cargas de gravedad y sísmicas, y el diseño estructural en concreto armado de un reservorio de agua potable apoyado sobre el suelo ubicado en la ciudad de Lima. El reservorio tiene forma circular y por requerimientos hidráulicos tiene un volumen de 2500 m^3 , diámetro de 22 m y una altura de 7.5 m. El estudio de mecánica de suelos consideró un suelo de perfil tipo S1 con una capacidad portante de 3.5 kg/cm^2 y un módulo de balasto de 2.5 kg/cm^3 . Este está compuesto por una losa de fondo, paredes cilíndricas, una cúpula esférica en la parte superior y una viga tipo anillo que une la cúpula con las paredes.

El análisis por cargas de gravedad y sismo del reservorio simplemente apoyado están modelados tridimensionalmente en el programa SAP 2000, siguiendo exigencias y estipulaciones de la Norma Técnica E.020, E.030 del año 2018 y el código ACI 350 06.3. Para el diseño de la cúpula, paredes, viga tipo anillo y losa de fondo se consideran la norma peruana E.060 y el código ACI 350-06.

TABLA DE CONTENIDOS

Capitulo 1: Generalidades.....	1
1.1. Características principales del trabajo	1
1.2. Normas a utilizar.....	1
1.3. Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño	2
1.4. Cargas a utilizar.....	2
Capitulo 2: Predimensionamiento	4
2.1. Cúpula y anillo esférico	4
2.2. Paredes cilíndricas	6
Capitulo 3: Modelamiento por elementos finitos	9
Capitulo 4: Análisis por cargas de gravedad.....	11
4.1. Tracción anular	11
4.2. Flexión eje vertical	14
4.3. Fuerza cortante perpendicular al plano	16
Capitulo 5: Análisis Sísmico Estático	18
5.1. Representación de las solicitaciones sísmicas	19
5.2. Cálculo de fuerzas sísmicas por inercia	21
5.3. Cáculo de fuerza convectiva e impulsiva	22
Capitulo 6: Análisis por Cargas Sísmicas	24
6.1. Tracción Anular	24
6.2. Flexión eje vertical	25

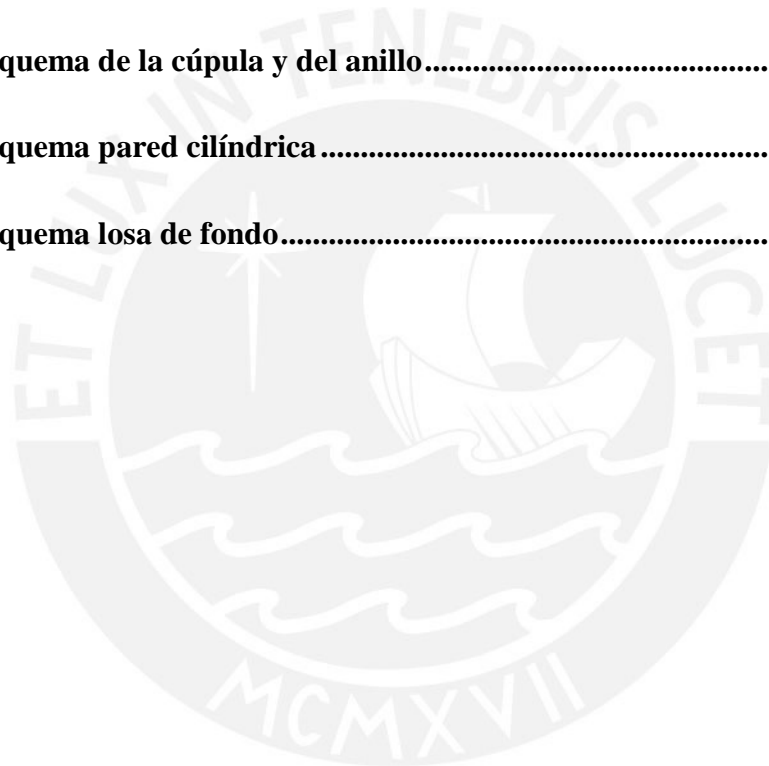
6.3. Análisis de fuerzas internas.....	26
Capítulo 7: Diseño de elementos del reservorio	28
7.1. Cúpula.....	28
7.2. Pared cilíndrica	30
7.3. Viga anular	33
7.4. Losa de fondo.....	34
7.5. Esquemas de diseño	36
Capítulo 8: Control de fisuración.....	39
8.1. Control de fisuración por flexión	39
8.2. Control de fisuración por tracción	40
Capítulo 9: Conclusiones.....	41
Capítulo 10: Bibliografía.....	43
Anexos	44

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Gráfico para las dimensiones óptimas de una cúpula.....	4
Figura 2.2. Dimensiones y fuerzas generadas por una cúpula esférica.....	5
Figura 2.3. Predimensionamiento final del reservorio de base circular en metros	8
Figura 3.1. Modelo de elementos finitos del reservorio circular	9
Figura 4.1. Presión de agua aplicada en las paredes del reservorio.....	11
Figura 4.2. Tracción anular por cargas de servicio ton/m	12
Figura 4.3. Tracción anular por cargas de servicio en la cúpula (valor máximo 2.1 ton/m)	12
Figura 4.4. Tracción anular por cargas de servicio en el anillo (valor máximo 11.24 ton).....	13
Figura 4.5. Diagrama de Fuerzas de Tracción anular por cargas de servicio en sección típica a lo alto del reservorio.....	13
Figura 4.6. Momentos de flexión en el eje vertical por servicio en ton.m/m	14
Figura 4.7. Momento de flexión en servicio en la cúpula (valor máximo 0.12 ton.m/m)	14
Figura 4.8. Momento de flexión en servicio en losa de fondo (valor máximo 7.1 ton.m/m).....	15
Figura 4.9. Diagrama de Momento de flexión vertical por servicio en sección típica a lo alto del reservorio	15
Figura 4.8. Fuerza cortante perpendicular al plano por servicio en ton/m.....	16
Figura 4.9. Fuerza cortante en servicio en la cúpula (valor máximo 0.17 ton/m).....	16
Figura 4.10. Fuerza cortante en servicio en losa de fondo (valor máximo 7.56 ton/m) ...	17

Figura 5.1. Expresiones para el cálculo de masa impulsiva y convectiva.....	18
Figura 5.2. Expresiones para el cálculo de alturas de masa impulsiva y convectiva.....	19
Figura 5.3. Expresiones para el cálculo del valor C	20
Figura 5.4. Espectro de aceleraciones construido con los parámetros sísmicos del reservorio	21
Figura 5.5. Expresiones para el cálculo de fuerzas sísmicas inerciales.....	21
Figura 6.1. Resultados de la tracción anular en la pared por cargas últimas afectadas por el factor de durabilidad de tracción (valor máximo 188 ton/m).....	24
Figura 6.2. Resultados de la flexión vertical en la pared por cargas últimas afectadas por el factor de durabilidad de flexión (valor máximo 18 ton.m/m).....	25
Figura 6.3. Distribución de esfuerzos en superficies de revolución.....	26
Figura 7.1. Resultados de la tracción en la cúpula por cargas últimas afectadas por el factor de durabilidad de tracción	28
Figura 7.2. Resultados de tracción f22 por cargas últimas afectadas por el factor de durabilidad de tracción	28
Figura 7.3. Resultados de la tracción anular en la pared por cargas últimas afectadas por el factor de durabilidad de tracción	30
Figura 7.4. Diagrama de fuerza de tracción anular última en lo alto del reservorio en una franja típica.....	30
Figura 7.5. Resultados momento flector vertical en la pared por cargas últimas afectadas por el factor de durabilidad de tracción	31
Figura 7.6. Diagrama de momento flector vertical último en lo alto del reservorio en una franja típica	31

Figura 7.7. Diagrama de fuerza normal última la viga anular	33
Figura 7.8. Esfuerzos de compresión transmitidos al suelo en cargas de servicio, valor máximo 14.3 ton/m2.....	34
Figura 7.9. Esfuerzos de flexión radial en la losa de fondo afectado por el factor de durabilidad	35
Figura 7.10. Esfuerzos por flexión anular afectados por el factor de durabilidad de flexión.....	35
Figura 7.11. Esquema de la cúpula y del anillo.....	36
Figura 7.12. Esquema pared cilíndrica	37
Figura 7.13. Esquema losa de fondo.....	38



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 5.1. Distribución de fuerza impulsiva por altura y cuadrantes para incluirlo en el programa SAP 2000.....	23
Tabla 5.2. Distribución de fuerza convectiva por altura y cuadrantes para incluirlo en el programa SAP 2000.....	23
Tabla 6.1. Resumen de fuerzas obtenidas en los elementos estructurales en el análisis estático sísmico	27
Tabla 7.1. Diseño por flexión y tracción de la cúpula.....	29
Tabla 7.2. Diseño por flexión y tracción de la pared cilíndrica	32
Tabla 7.3. Resumen de diseño de paredes cilíndricas.....	32
Tabla 7.4. Diseño por tracción del anillo cilíndrico	33
Tabla 7.5. Diseño por flexión y cortante de la losa de fondo.....	36

Capítulo 1: Generalidades

1.1. Características principales del trabajo

El reservorio circular de concreto armado está ubicado en Lima y tiene una capacidad de 2500 m³, 7.5m de altura y 22 m de diámetro. Consta de una losa de fondo, paredes cilíndricas, una cúpula esférica en la parte superior y una viga tipo anillo que une la cúpula con las paredes. Toda la base de este reservorio está apoyada en un suelo de perfil tipo S1 con capacidad portante de 3.50 kg/cm² y un módulo de balasto de 2.50 kg/cm³.

1.2. Normas a utilizar

Un reservorio circular es una estructura de concreto armado que no tiene una norma netamente aplicable en el Reglamento Nacional de Edificaciones peruano, es por ello que se utilizará para el análisis sísmico y bajo cargas de gravedad las siguientes normas y códigos americanos:

- ACI 350.3-06
- E.020 Cargas
- E.030 Diseño Sismorresistente

Además, los diseños en concreto armado de la cúpula, paredes cilíndricas, viga anular de unión y losa de fondo se diseñarán con el siguiente código y norma:

- ACI 350-06
- E.060 Concreto Armado

1.3. Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño

Las características de los materiales que se utilizarán en el diseño se presentan a continuación, teniendo en cuenta que es una estructura en contacto con agua directamente:

CONCRETO CÚPULA

Resistencia a compresión	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Módulo elasticidad	$E = 15000 \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Poisson	$\nu = 0.15$

CONCRETO PAREDES, LOSA DE FONDO Y ANILLO CIRCULAR

Resistencia a compresión	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Módulo elasticidad	$E = 15000 \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Poisson	$\nu = 0.15$

ACERO ASTM A615

Esfuerzo de fluencia	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Módulo elasticidad	$E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

1.4. Cargas a utilizar

Las cargas utilizadas para este proyecto son las que muestran la Norma Técnica Peruana E.020, que tienen recomendaciones para el diseño estructural.

La norma separa a las cargas en muerta, (CM), que es el peso de materiales o elementos estructurales permanentes a través del tiempo; carga viva (CV), la cantidad de personas o cualquier elemento externo a la estructura, y cargas de sismo (CS), que son las generadas ante eventos sísmicos, estas se separan en convectiva e inductiva.

Los pesos específicos por unidad cúbica de los materiales que componen los elementos estructurales y que se usan en el metrado, son los que se muestran a continuación:

CARGA MUERTA

Concreto armado	2.4 ton / m ³
Piso terminado	0.1 ton / m ²

CARGA VIVA

Carga viva para techos curvos	0.05 ton / m ²
-------------------------------	---------------------------



Capítulo 2: Predimensionamiento

El predimensionamiento que se hace para la cúpula y las paredes se realiza con el método de membrana bajo cargas de servicio, por simplicidad en los cálculos; y para el anillo cilíndrico, por fuerzas de tracción. Después con el análisis sísmico se verifican las dimensiones ya que tanto las paredes como la cúpula son elementos tipo cáscara.

2.1. Cúpula y anillo esférico

Para el espesor de la cúpula de la parte superior se escoge un espesor de 7 cm, que será comprobado después con el análisis hecho en SAP 2000, el acero que se coloca en esta, tan solo tiene una malla, por ende, los recubrimientos están cubiertos.

Con el dato del espesor y del diámetro del reservorio, se pasa a dimensionar la flecha de la cúpula en base a una relación obtenida del gráfico del ACI SP-28, que se muestra a continuación.

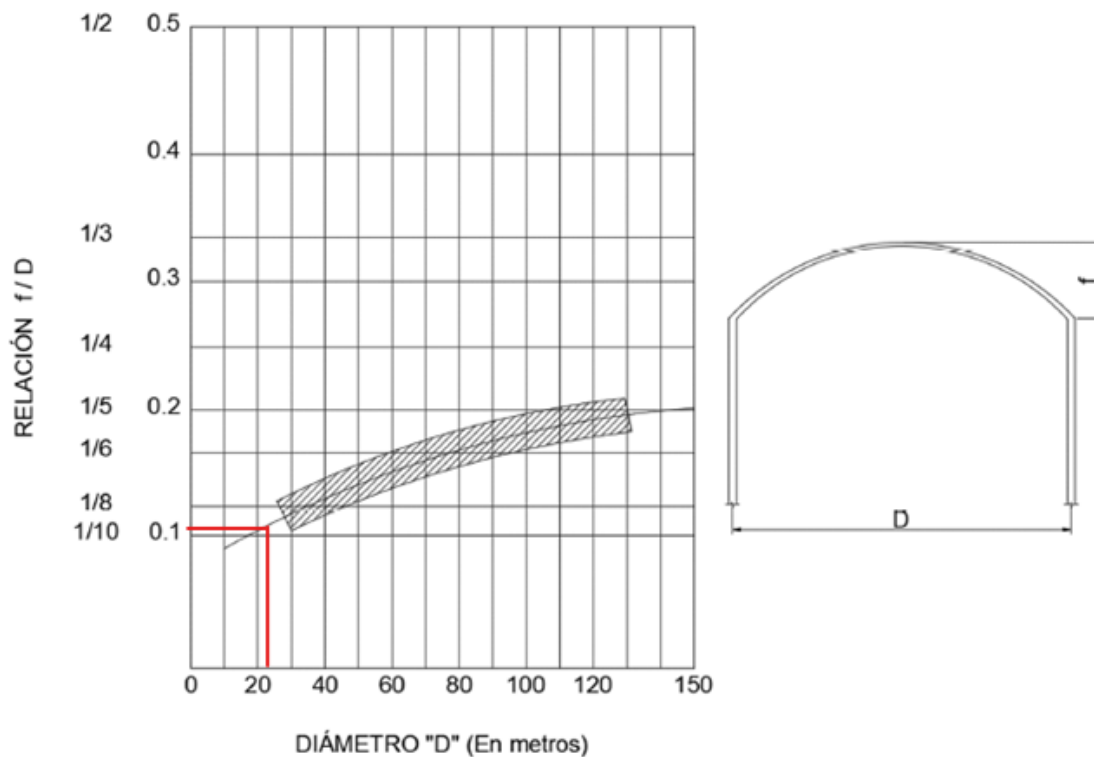


Figura 2.1. Gráfico para las dimensiones óptimas de una cúpula. Fuente: ACI SP-28

Del gráfico, para un diámetro de 22 m, se obtiene una relación f/D entre $1/8$ y $1/10$, por lo que se escoge la relación $1/9$.

Obteniendo así: $f=2.45$ m, con este dato y usando las fórmulas geométricas de un casquete esférico se obtiene el radio, y de este su ángulo, que son datos que se introducirán en el SAP 2000. Estos son:

- Flecha: $f=2.45$ m
- Espesor de cúpula: $e_c=0.07$ m
- Radio de cúpula: $r=25.92$ m
- Angulo de cúpula: $\alpha=25.113^\circ$

Con las dimensiones de la flecha, espesor y ángulo del casquete esférico se calculan las fuerzas que genera la cúpula sobre el reservorio, y las fuerzas que tomará el anillo esférico para poder así dimensionarlo. Se presenta la ilustración y cálculo a continuación.

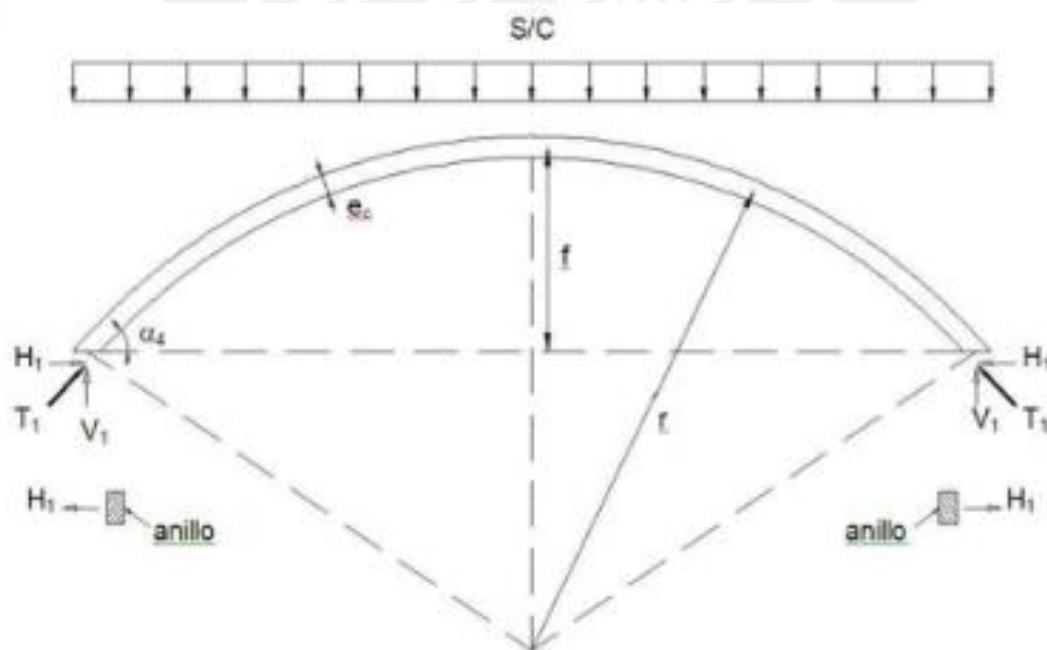


Figura 2.2. Dimensiones y fuerzas generadas por una cúpula esférica

Tomado de Diapositivas del curso: “Diseño de sistemas de concreto para contención de tierra y líquidos”,

Diplomatura de Estudio en Diseño Estructural PUCP (2021)

Primero se calcula el peso propio del concreto, carga viva y piso terminado.

$$P1 = (2400 \cdot ec + 0.1 + 0.05) \cdot 2 \cdot \pi \cdot r \cdot f = 126.88 \text{ ton}$$

$$V1 = \frac{P1}{\pi \cdot D} = 1.84 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$T1 = \frac{V1}{\text{sen}\alpha} = 4.33 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$H1 = T1 \cdot \text{cos}\alpha = 3.92 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Con el cálculo de estas fuerzas, se procede a hacer la comprobación de la cúpula por compresión en cargas de servicio y verificar el espesor.

$$\frac{T1}{ec} = 6.18 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 0.45 \cdot f'_{ccupula} = 0.45 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 94.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El espesor de cúpula asumido tiene una dimensión adecuada, ya que $6.18 \text{ kg/cm}^2 < 94.5 \text{ kg/cm}^2$.

Verificado el espesor de la cúpula, se dimensiona el área transversal del anillo circular, este estará sometido a tracción.

$$ft = 0.1 * f'_{canillo} = 28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Área Anillo} = \frac{H1 \cdot D}{2 \cdot ft} = 1539 \text{ cm}^2$$

Con esta área escogeremos una viga cuadrada de lado = 40 cm, esta longitud se modificará de acuerdo al espesor de las paredes cilíndricas que se obtendrán en dimensionamiento previo.

2.2. Paredes cilíndricas

Se realiza el predimensionamiento usando un análisis por esfuerzos de membrana y por tracciones producto de la presión del agua, esto es falso, ya que este elemento se comporta

como una cáscara, pero para fines de simplicidad, se dimensiona así y luego se comprueba en el programa SAP 2000, usando métodos de elementos finitos.

$$Ta = \gamma l \cdot H \cdot \frac{D}{2} = 82.5 \frac{ton}{m}$$

Con la tracción producto de la presión del agua en las paredes, se calcula el espesor de las paredes cilíndricas (*epc*).

$$epc = \frac{Ta}{ft} = 29.46 \text{ cm}$$

Al solo ser dimensionada para presiones hidrostáticas en servicio, y al utilizar un análisis por esfuerzos de membrana que es muy básico, se agregan 15 cm debido a los esfuerzos últimos por cargas de sismo y gravedad, y por la cantidad de acero que tendrá la pared, teniendo así **epc=45 cm**

El anillo cilíndrico que se calculó de 40 x 40 cm, también tendrá un cambio ya que este debe tener una rigidez mayor a la de la pared cilíndrica, para cumplir su función de unión entre cúpula y pared, y de tomar las tracciones de la cúpula al 100%, se le agrega 20 cm teniendo así una sección de **Anillo cilíndrico de 60 x 40 cm.**

Con estos datos el reservorio queda listo para modelarlo en SAP 2000 y calcular sus solicitaciones. A continuación, se presenta un esquema de dimensionamiento hecho por el autor.

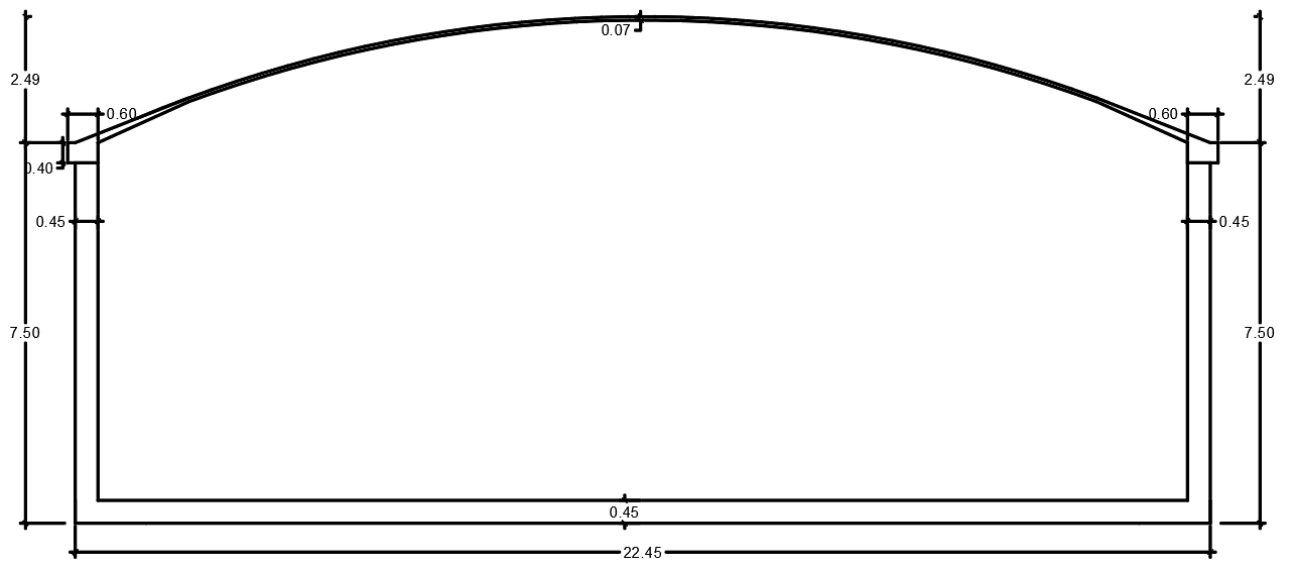
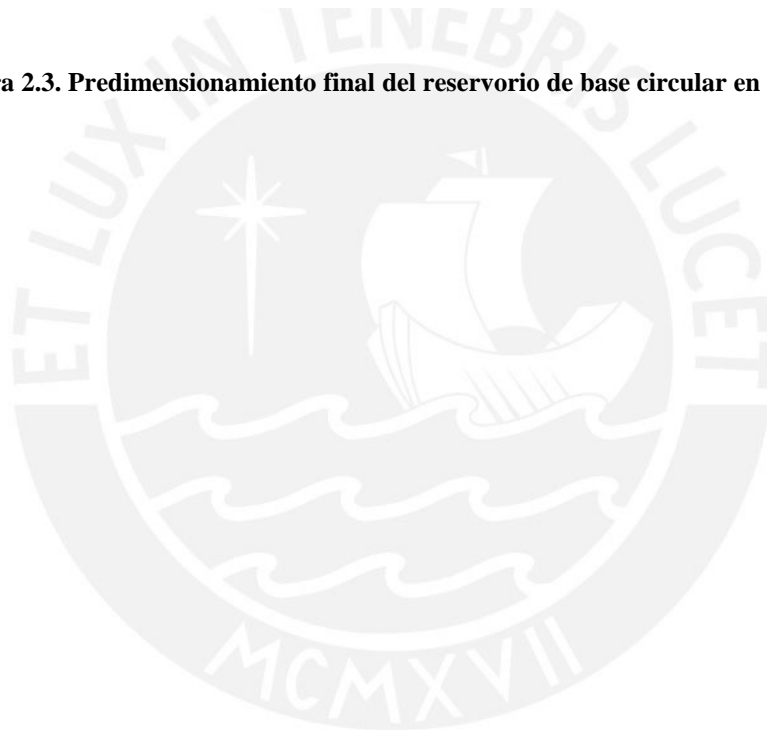


Figura 2.3. Predimensionamiento final del reservorio de base circular en metros



Capítulo 3: Modelamiento por elementos finitos

Con el predimensionamiento hecho se modela el reservorio en el programa SAP 2000 y se analiza tanto por gravedad como por sismo.

A continuación, la vista 3D del modelamiento realizado:

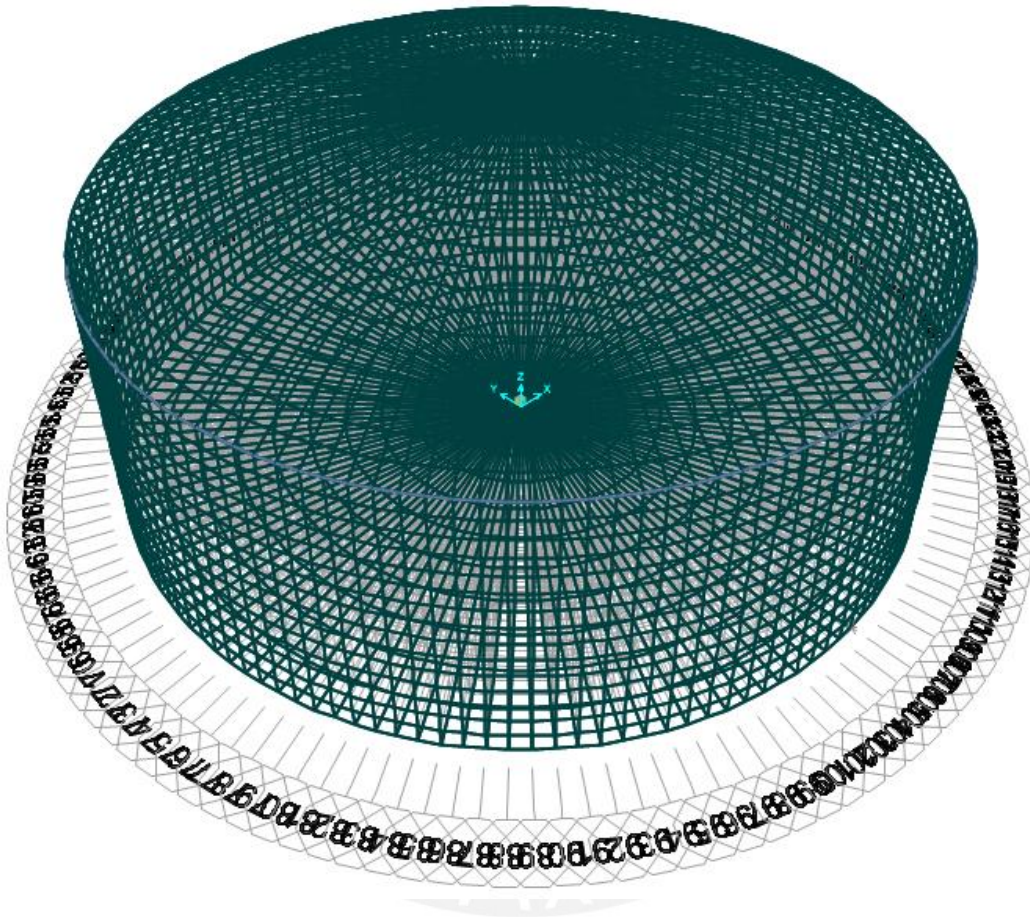


Figura 3.1. Modelo de elementos finitos del reservorio circular

Se consideró para modelar lo siguiente:

- Se buscó que los elementos finitos sean cuadrículados para ello se dividió el elemento Shell de la pared en 140 segmentos radialmente y 15 segmentos en altura, así el elemento tendría 0.5 m de lado aproximadamente.
- La cúpula esférica también fue dividida en 140 segmentos radialmente y 20 en altura también buscando un cuadrado como elemento finito y que esta coincida con los elementos de las paredes.
- La relación suelo estructura, se definió por elementos resorte en la base, usando el módulo de balasto de 2.5 kg/cm³.
- El análisis sísmico solo se hizo considerando el sismo en dirección X, ya que es un reservorio circular simétrico y las fuerzas en ambos sentidos son idénticas. Para representar la fricción del suelo se usaron dos restricciones en la base del reservorio a los extremos del eje Y.
- La fuerza sísmica fue representada por el método estático, que es un método de cargas equivalentes, usando cálculos descritos en el capítulo 5 para calcular la masa convectiva e impulsiva según la norma ACI 350.3-06 y distribuirlos en las paredes en contacto con agua del reservorio.

Capítulo 4: Análisis por cargas de gravedad

En este capítulo solo se hará un análisis por gravedad, teniendo en cuenta el peso propio, carga viva en el techo y presión hidrostática del agua, esta última es la carga más influyente en el comportamiento de la estructura y se modela por medio de la herramienta *joint patterns*.

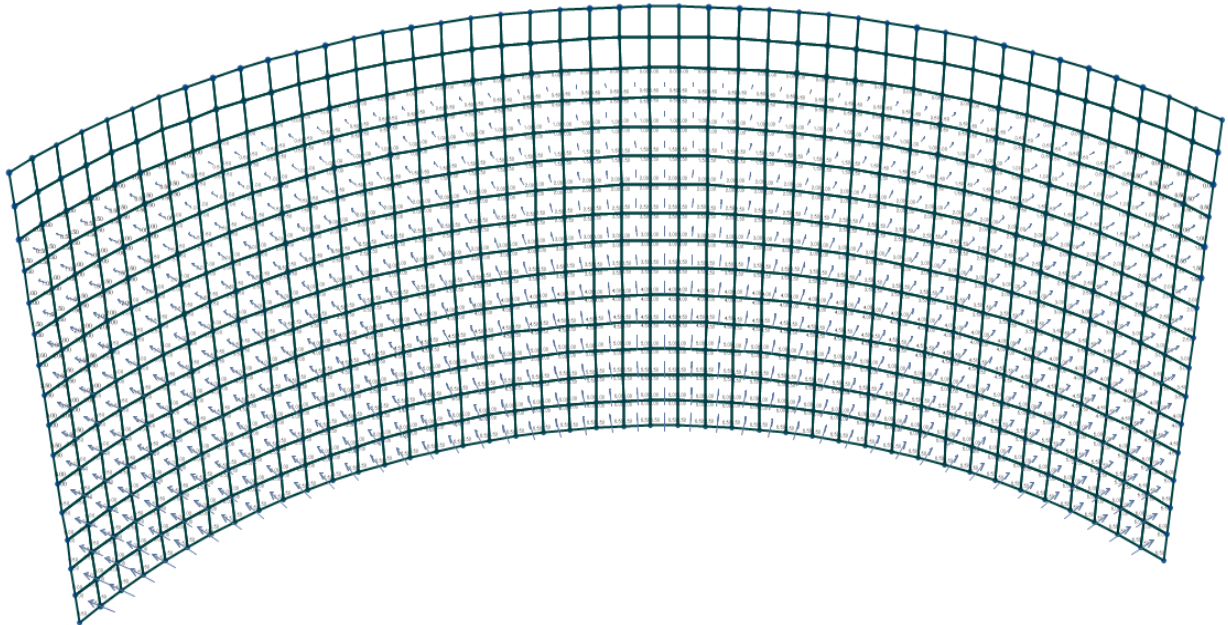


Figura 4.1. Presión de agua aplicada en las paredes del reservorio

La presión lateral en cada nudo equivale a $P_h = \gamma H$ en ton/m². Además, la presión vertical en la losa de fondo es igual en todos los puntos.

4.1. Tracción anular

La tracción anular máxima generada en las paredes cilíndricas por cargas de servicio (f_{11}) fue de 54.87 ton/m y está ubicada entre la mitad inferior y la base de la estructura. En el tramo inferior se observa que decrecen los esfuerzos de tracción cerca a la base, debido a la restricción de deformación que causa la losa de fondo.

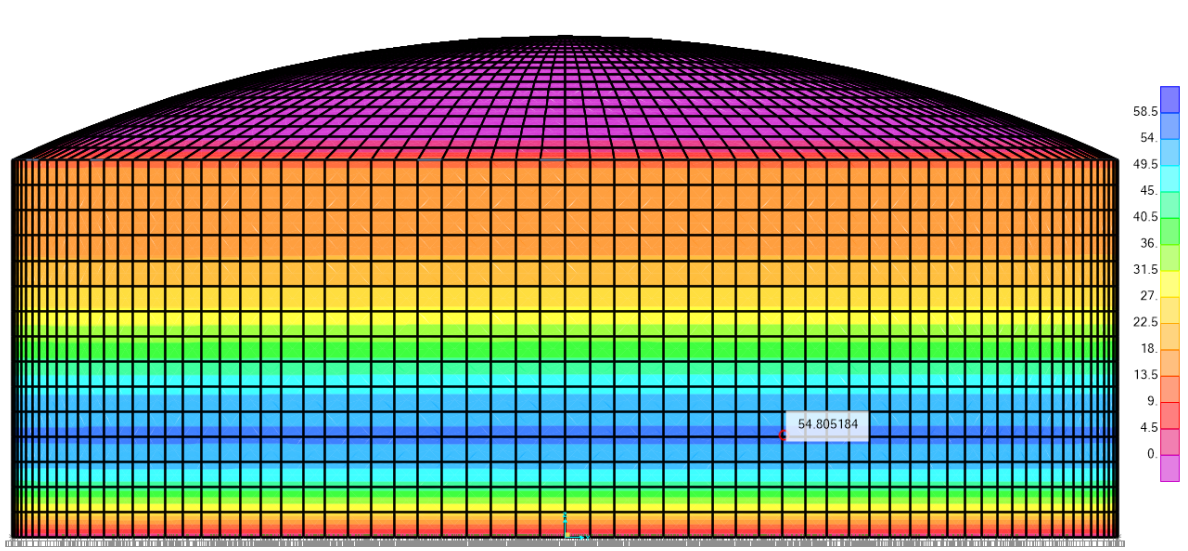


Figura 4.2. Tracción anular por cargas de servicio ton/m

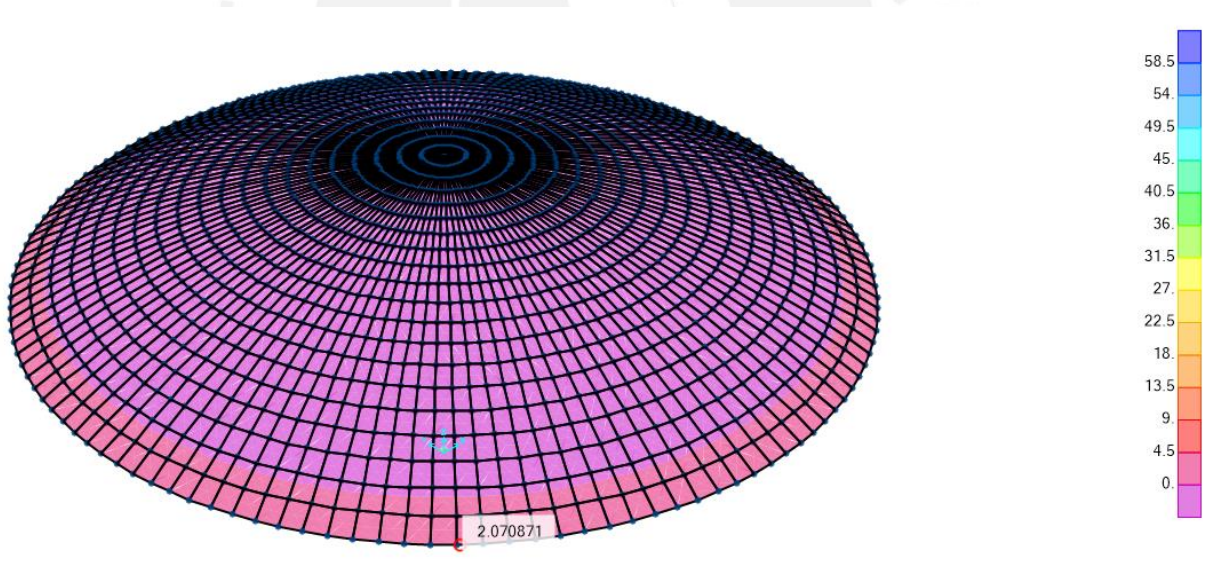


Figura 4.3. Tracción anular por cargas de servicio en la cúpula (valor máximo 2.1 ton/m)

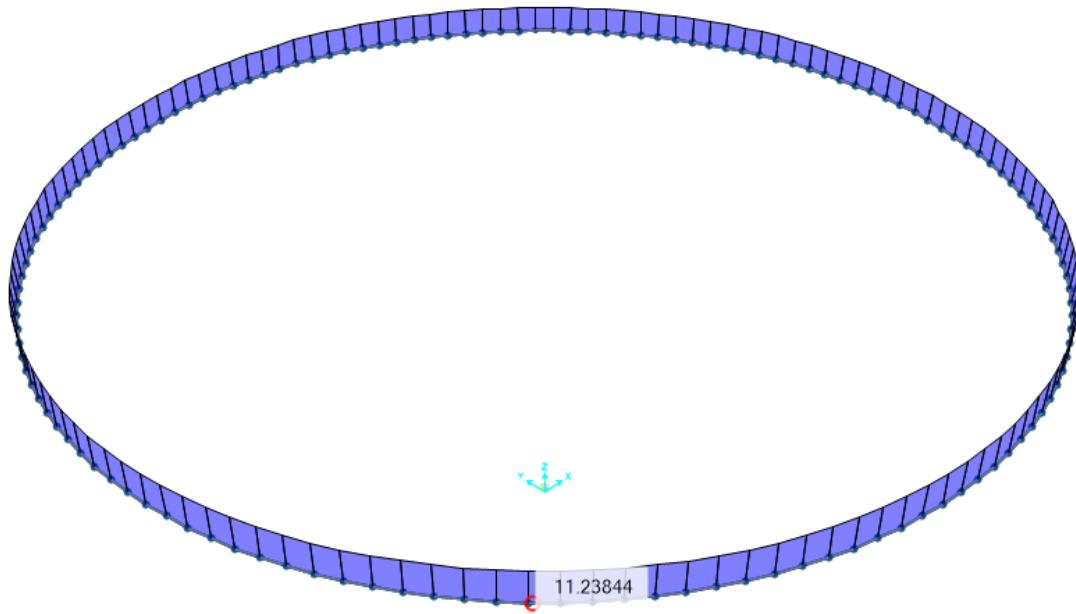


Figura 4.4. Tracción anular por cargas de servicio en el anillo (valor máximo 11.24 ton)

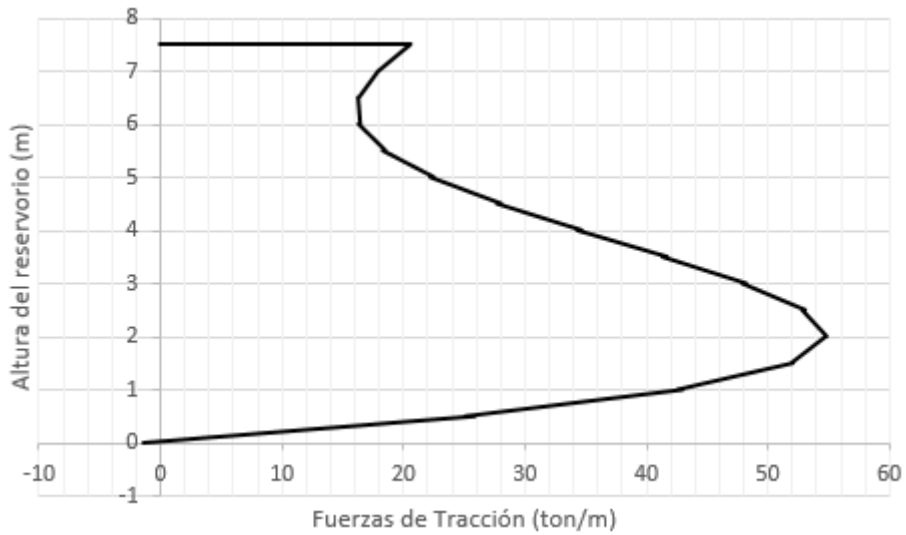


Figura 4.5. Diagrama de Fuerzas de Tracción anular por cargas de servicio en sección típica a lo alto del reservorio

4.2. Flexión eje vertical

La flexión en el eje vertical alcanza un momento máximo positivo de 1.56 ton.m/m cerca al anillo circular y un máximo momento negativo de 7.12 ton.m/m cerca a la base del reservorio. En la figura presentada a continuación, se muestran los momentos por metro de ancho generados en esta dirección por cargas de servicio. Con estos momentos de servicio fue realizado el control de fisuración por flexión detallado en el capítulo 8.

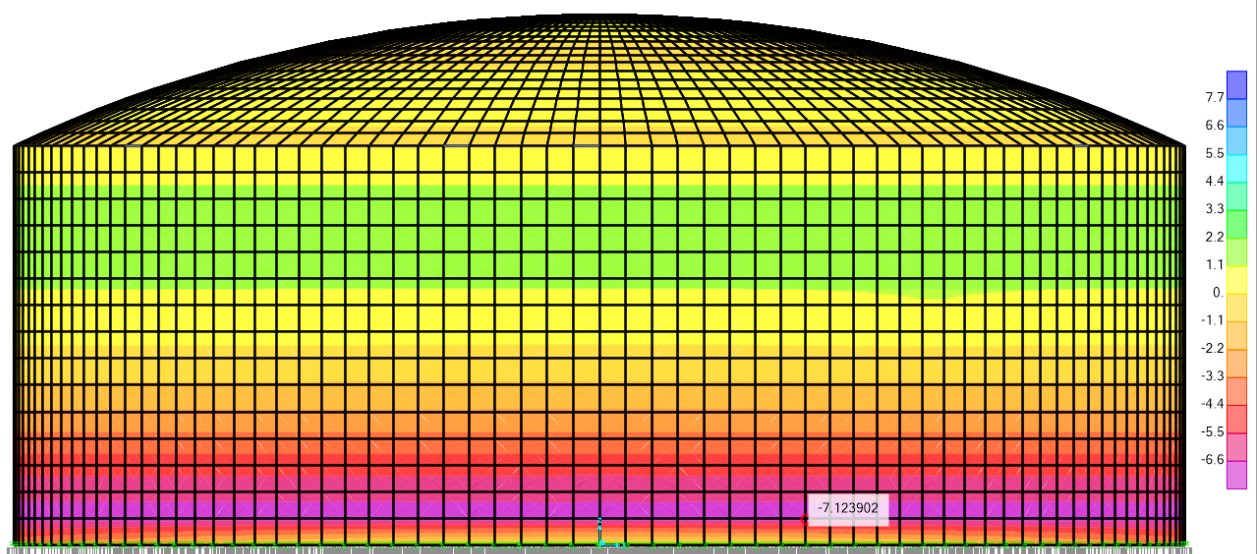


Figura 4.6. Momentos de flexión en el eje vertical por servicio en ton.m/m

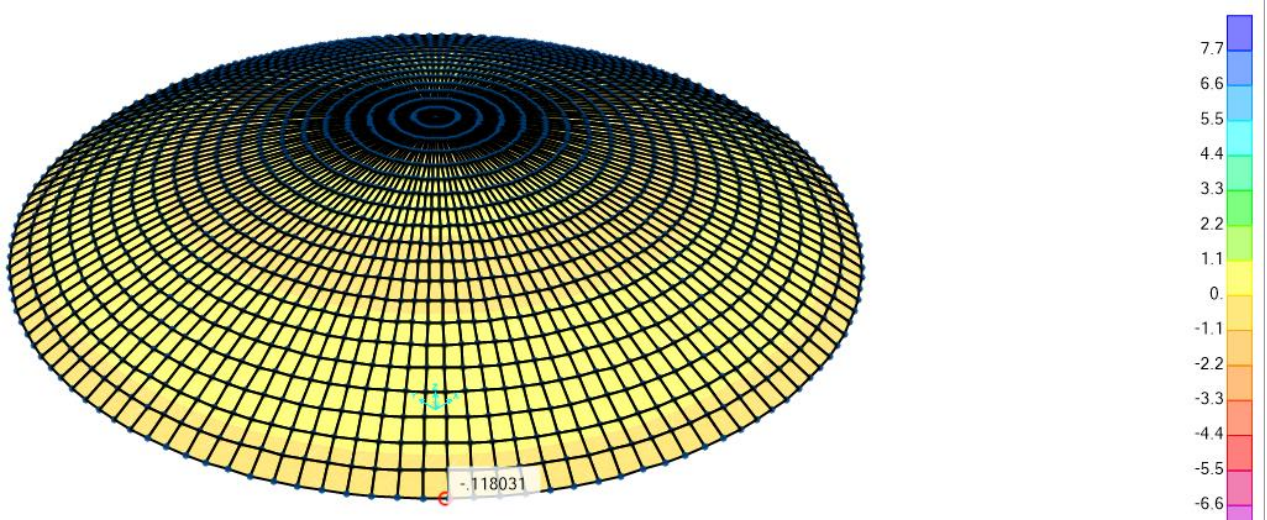


Figura 4.7. Momento de flexión en servicio en la cúpula (valor máximo 0.12 ton.m/m)

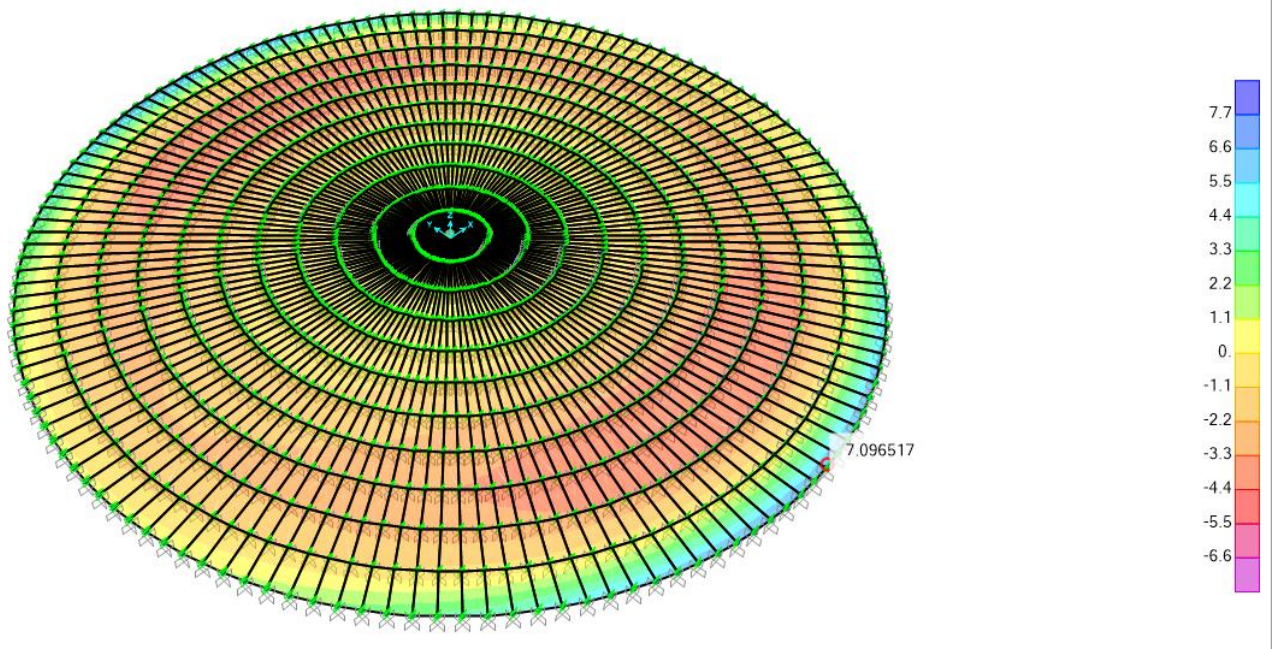


Figura 4.8. Momento de flexión en servicio en losa de fondo (valor máximo 7.1 ton.m/m)

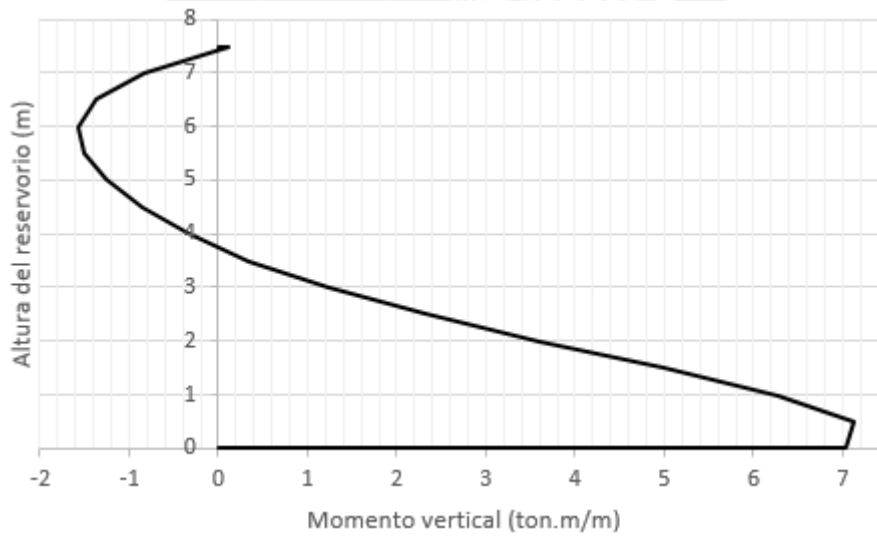


Figura 4.9. Diagrama de Momento de flexión vertical por servicio en sección típica a lo alto del reservorio

4.3. Fuerza cortante perpendicular al plano

La mayor fuerza cortante generada por las cargas de servicio se encuentra cerca a la base y tiene un valor máximo de 4.2 ton/m. Con la magnitud última de esta fuerza se verifica que el espesor sea capaz de resistirla.

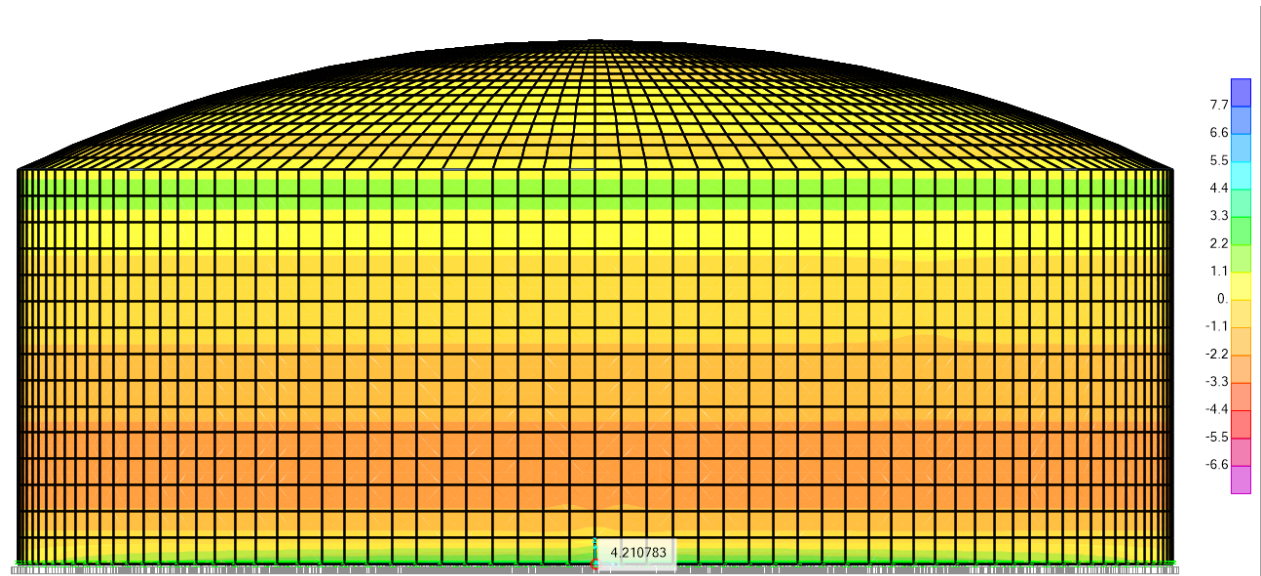


Figura 4.8. Fuerza cortante perpendicular al plano por servicio en ton/m

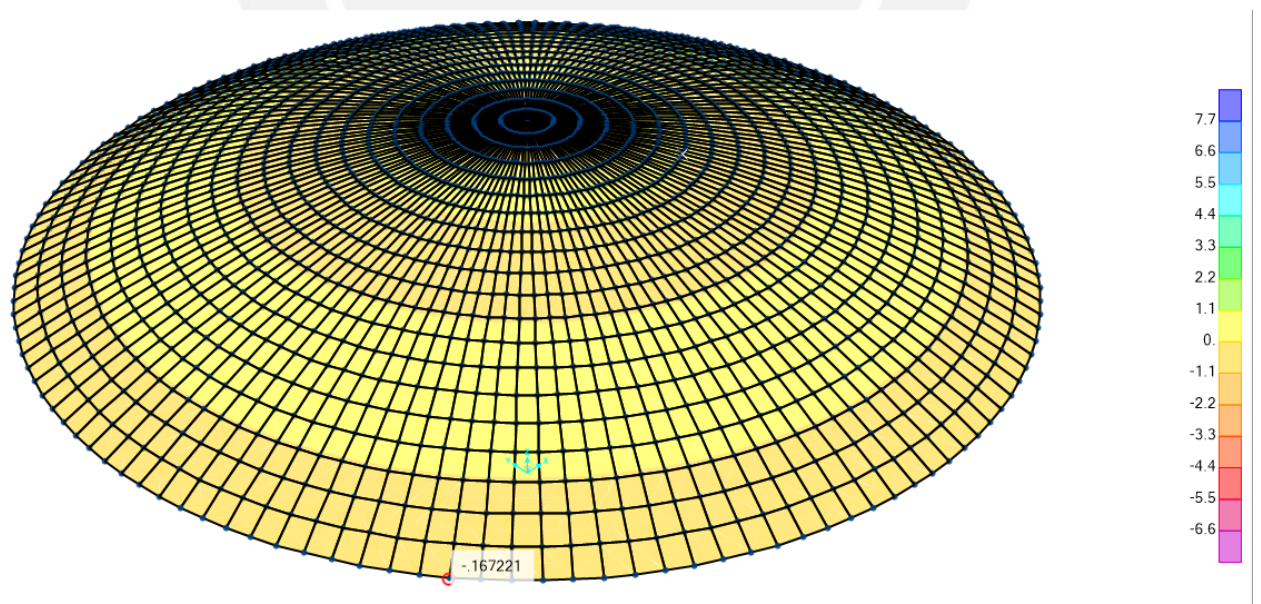


Figura 4.9. Fuerza cortante en servicio en la cúpula (valor máximo 0.17 ton/m)

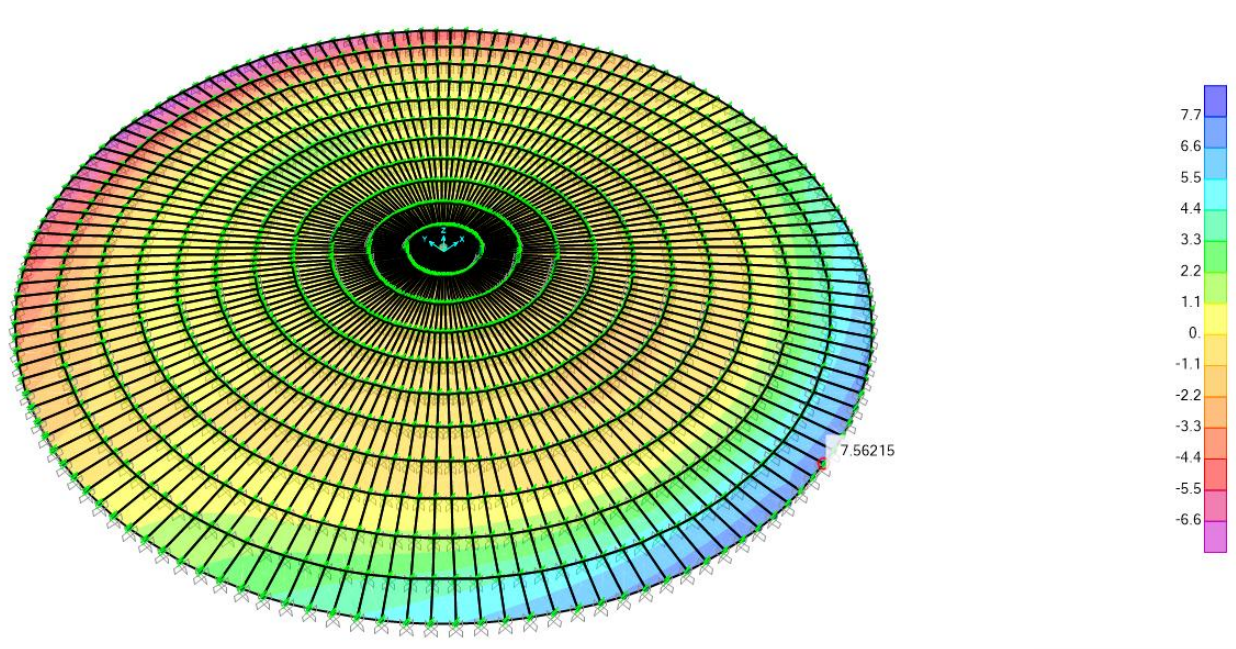


Figura 4.10. Fuerza cortante en servicio en losa de fondo (valor máximo 7.56 ton/m)



Capítulo 5: Análisis Sísmico Estático

Se calcula la carga total del agua y así poder obtener la masa impulsiva y convectiva. Con las expresiones de la norma ACI 350.3 para reservorios circulares se obtiene dichas masas, sabiendo que el diámetro del reservorio es de 22 metros y el tirante de agua posee 6.5 metros:

	Reservorios rectangulares	Reservorios circulares
$\frac{M_i}{M_L} = \frac{W_i}{W_L}$	$\frac{\tanh\left(0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)\right)}{0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)}$	$\frac{\tanh\left(0.866 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right)\right)}{0.866 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right)}$
$\frac{M_c}{M_L} = \frac{W_c}{W_L}$	$0.264 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right) \cdot \tanh\left(3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right)\right)$	$0.23 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right) \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right)$

Figura 5.1. Expresiones para el cálculo de masa impulsiva y convectiva

Tomado de Diapositivas del curso: “Diseño de sistemas de concreto para contención de tierra y líquidos”,

Diplomatura de Estudio en Diseño Estructural PUCP (2021)

$$WL = Vol \cdot \gamma_l = 2500 \text{ ton} \qquad Wi = 848.09 \text{ ton} \qquad Wc = 1549 \text{ ton}$$

Con las masas convectiva e impulsiva calculada, se calcula su posición con las siguientes formulas del ACI350.3-06.

	Reservorios rectangulares		Reservorios circulares	
	$L / H_L < 1.333$	$L / H_L \geq 1.333$	$D / H_L < 1.333$	$D / H_L \geq 1.333$
$\frac{h_i}{H_L}$	$0.5 - 0.09375 \left(\frac{L}{H_L} \right)$	0.375	$0.5 - 0.09375 \left(\frac{D}{H_L} \right)$	0.375
$\frac{h_c}{H_L}$	$1 - \frac{\cosh \left(3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right) - 1}{3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \cdot \sinh \left(3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right)}$		$1 - \frac{\cosh \left(3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right) - 1}{3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \cdot \sinh \left(3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right)}$	

Figura 5.2. Expresiones para el cálculo de alturas de masa impulsiva y convectiva

Tomado de Diapositivas del curso: “Diseño de sistemas de concreto para contención de tierra y líquidos”,
Diplomatura de Estudio en Diseño Estructural PUCP (2021)

$$\frac{D}{hl} = 3.385 \quad h_i = 2.44 \text{ m} \quad h_c = 3.54 \text{ m}$$

Luego, se determina el periodo convectivo (T_c) e impulsivo (T_i). El periodo impulsivo fue obtenido del primer modo calculado en SAP2000 y el convectivo con la formula mostrada a continuación.

$$T_c = 2 * \pi * \sqrt{\frac{D}{3.68 * g * \tanh(3.68 * \frac{hl}{D})}} = 5.499 \text{ s}$$

$$T_i = 0.14 \text{ s}$$

5.1. Representación de las solicitaciones sísmicas

El análisis fue realizado mediante el método estático. De acuerdo a la norma E.030 de diseño sismorresistente, la sismicidad es representada mediante los factores Z, S, U, C y R. El factor de reducción sísmica R usado es el propuesto por el ACI 350.3-06:

Factor de zona (Z): El reservorio, está ubicado en lima, pertenece a la zona 4.

$$\text{Zona 4} \Rightarrow Z = 0.45$$

Parámetro de sitio (S): El reservorio se encuentra en Lima y se califica como suelo rígido por tener una capacidad portante de 3.5 kg /cm². Por lo tanto, el tipo de suelo es S1.

$$S = 1.0 \quad T_p = 0.4s \quad T_l = 2.5s$$

Factor de Uso (U): El reservorio está definido en la norma como esencial.

$$U = 1.5$$

Valores de Ri y Rc para masa impulsiva y convectiva (R): Este coeficiente se determinará según la norma ACI350.03-06. El Ri, se determina según el tipo de tanque. En el caso del trabajo, el tanque es monolítico apoyado sobre el terreno. Para el Rc, todos los valores que da la norma son de 1, por ser muy rígido y no contar ductilidad.

$$R_c = 1 \quad R_i = 2$$

Factor de amplificación sísmica (C): Dependerá de las características del sitio y se define por las siguientes expresiones:

	C_i	C_c
$T < T_p$	2.5	1.5×2.5
$T_p < T < T_L$	$2.5 \times T_p / T_i$	$1.5 \times 2.5 \times T_p / T_c$
$T > T_L$	$2.5 \times (T_p \times T_L) / T_i^2$	$1.5 \times 2.5 \times (T_p \times T_L) / T_c^2$

Figura 5.3. Expresiones para el cálculo del valor C

Tomado de Diapositivas del curso: “Diseño de sistemas de concreto para contención de tierra y líquidos”,

Diplomatura de Estudio en Diseño Estructural PUCP (2021)

Con Tc y Ti calculados, los valores obtenidos de C son:

$$C_i = 2.5 \quad C_c = 0.124$$

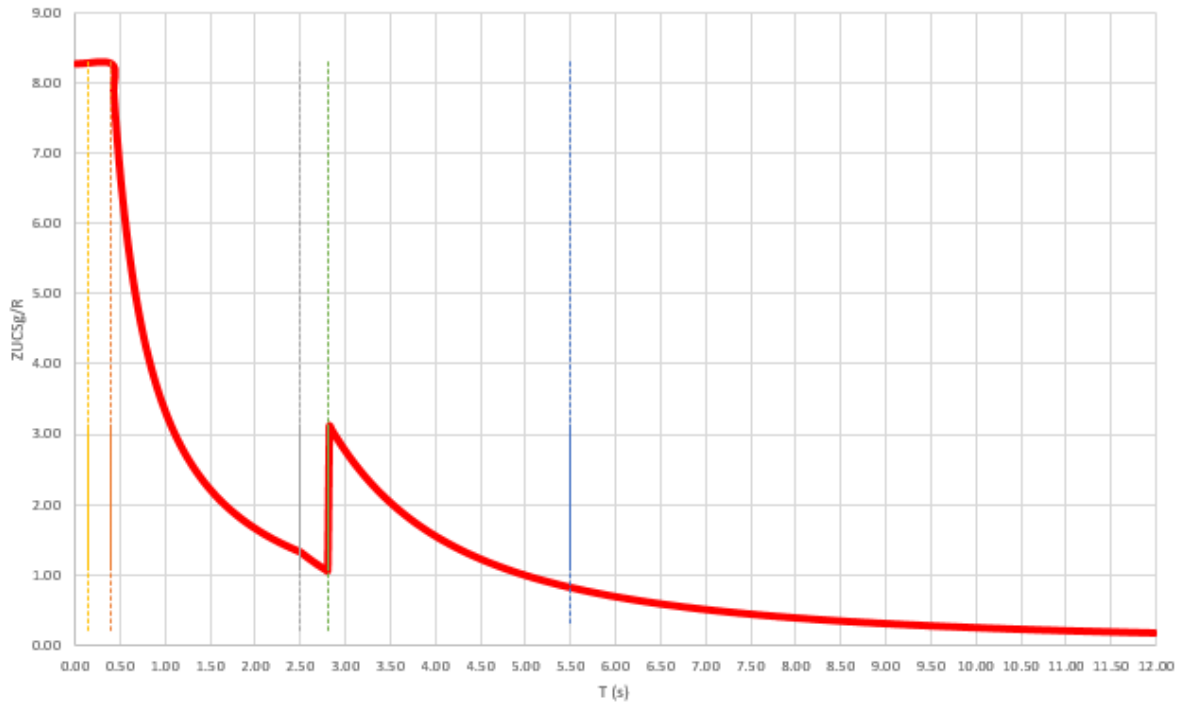


Figura 5.4. Espectro de aceleraciones construido con los parámetros sísmicos del reservorio

Se calcula el coeficiente de masa efectiva (ε), para luego calcular las fuerzas sísmicas por inercia de los elementos en contacto con agua como son las paredes.

$$\varepsilon := 0.0151 \cdot \left(\frac{D}{hl}\right)^2 - 0.1908 \cdot \left(\frac{D}{hl}\right) + 1.021 = 0.548$$

5.2. Cálculo de fuerzas sísmicas por inercia

Con los factores calculados anteriormente se pasa a calcular las fuerzas sísmicas en las paredes cilíndricas y en la cúpula esférica por inercia a través de las siguientes expresiones:

Reservorios circulares	Reservorios rectangulares
$P_w = ZUC_i S \times \frac{\varepsilon W_w}{R_i}$	$P_w' = ZUC_i S \times \frac{\varepsilon W_w'}{R_i}$

Figura 5.5. Expresiones para el cálculo de fuerzas sísmicas inerciales

Tomado de Diapositivas del curso: “Diseño de sistemas de concreto para contención de tierra y líquidos”,

Diplomatura de Estudio en Diseño Estructural PUCP (2021)

Se distribuye esta fuerza en planta y en altura:

- Peso de las paredes del muro: $W_w = 559.39$ ton
- Fuerza sísmica inercia del muro: $P_w = 258.74$ ton
- Fuerza sísmica muro distribuida en altura: $P_{wy} = 17.3$ ton/m
- Fuerza sísmica distribuida en planta: $P_{wy} = 0.499$ ton/m²

Se calcula el peso del techo considerando una sección esférica. La fuerza sísmica fue obtenida con la expresión anterior de la tabla. El techo se modeló considerando 140 divisiones, por lo que además se muestra la fuerza para cada división radial.

- Peso de la cúpula esférica: $W_r = 67.03$ ton
- Fuerza sísmica de inercia de la cúpula: $P_r = 56.56$ ton
- Fuerza sísmica cúpula por nudo: $P_{ru} = 0.499$ ton

5.3. Cáculo de fuerza convectiva e impulsiva

Con los cálculos hechos previamente, se calcula la fuerza sísmica para la masa convectiva e impulsiva con las siguientes expresiones:

$$P_i = z * u * C_i * s * \frac{W_i}{R_i} = 715.58 \text{ ton}$$

$$P_c = z * u * C_c * s * \frac{W_c}{R_c} = 129.66 \text{ ton}$$

Se distribuyen las fuerzas verticalmente sobre los muros. Se dividió la altura de 6.5 metros del tirante en 4 sectores de 1.5, 1.5, 1.5 y 2 metros. Para cada sector, se calcularon las fuerzas correspondientes aplicadas en su centroide, y se divide el sector circular en 5 partes, teniendo ángulos de 9°, 27°, 45°, 63°, 81°. Los resúmenes de los resultados se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 5.1. Distribución de fuerza impulsiva por altura y cuadrantes para incluirlo en el programa SAP

2000

H(m)/(°)	Piy(ton/m2)				
	9°	27°	45°	63°	81°
5.5 m	1.514	1.366	1.084	0.696	0.240
3.75 m	2.784	2.511	1.993	1.279	0.441
2.25 m	3.872	3.493	2.772	1.780	0.613
0.75 m	4.961	4.475	3.551	2.280	0.786

Se muestra que la variación de fuerza por masa impulsiva es mayor en la parte inferior y va disminuyendo con la altura, comprobando así la hipótesis de su variación.

Tabla 5.2. Distribución de fuerza convectiva por altura y cuadrantes para incluirlo en el programa SAP

2000

H(m)/ (°)	Pcy(ton/m2)				
	9°	27°	45°	63°	81°
5.5 m	0.599	0.541	0.429	0.276	0.095
3.75 m	0.527	0.476	0.378	0.242	0.084
2.25 m	0.466	0.420	0.333	0.214	0.074
0.75 m	0.404	0.364	0.289	0.186	0.064

Se muestra que la variación de fuerza por masa convectiva es mayor en la parte superior y va disminuyendo con la altura, comprobando así la hipótesis de su variación.

Finalmente, se introducen todas las cargas obtenidas al modelo para realizar el análisis sísmico estático.

Capítulo 6: Análisis por Cargas Sísmicas

En este capítulo se muestra algunos diagramas de las paredes cilíndricas producto de las envolventes de diseño del reservorio. Las envolventes mostradas están en la dirección afectada por el sismo que es la dirección X, cargas de gravedad, cargas hidrostáticas y cargas vivas.

6.1. Tracción Anular

Se muestra la envolvente de tracciones anulares de las paredes cilíndricas producto de las cargas de gravedad y sísmicas. Para estos resultados fue aplicado un factor de durabilidad de tracción de 1.65 que indica la norma ACI 350-01, este factor es más conservador y simple de usar que el que recomienda la norma ACI 350-06.

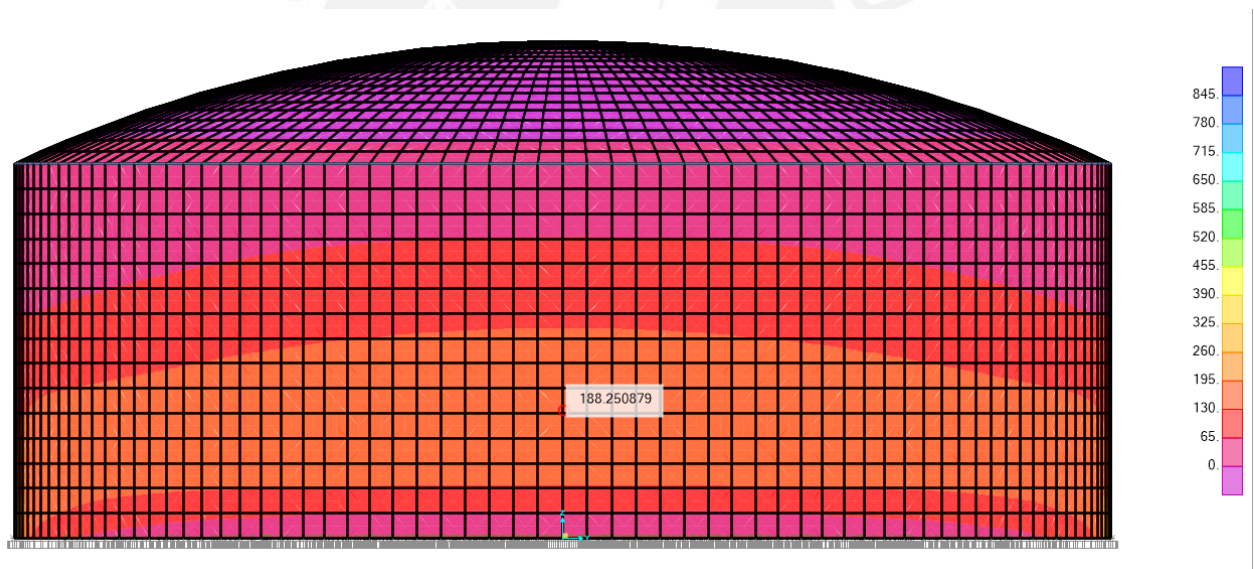


Figura 6.1. Resultados de la tracción anular en la pared por cargas últimas afectadas por el factor de durabilidad de tracción (valor máximo 188 ton/m)

6.2. Flexión eje vertical

Se muestra la envolvente de momentos de flexión del eje vertical de las paredes cilíndricas por cargas de gravedad y sísmicas. Para estos resultados fue aplicado un factor de durabilidad de 1.3 que indica la norma ACI 350-01, este factor es más conservador y simple de usar que el que recomienda la norma ACI 350-06.

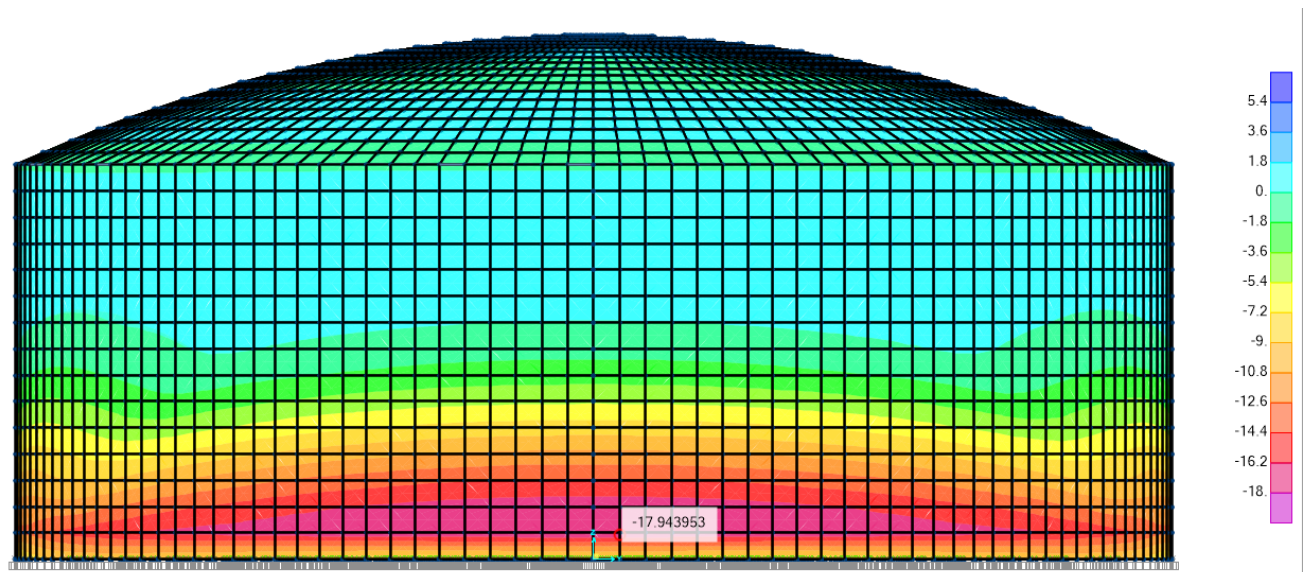


Figura 6.2. Resultados de la flexión vertical en la pared por cargas últimas afectadas por el factor de durabilidad de flexión (valor máximo 18 ton.m/m)

6.3. Análisis de fuerzas internas

Con estas fuerzas y momentos fue realizado el diseño en concreto armado de la estructura.

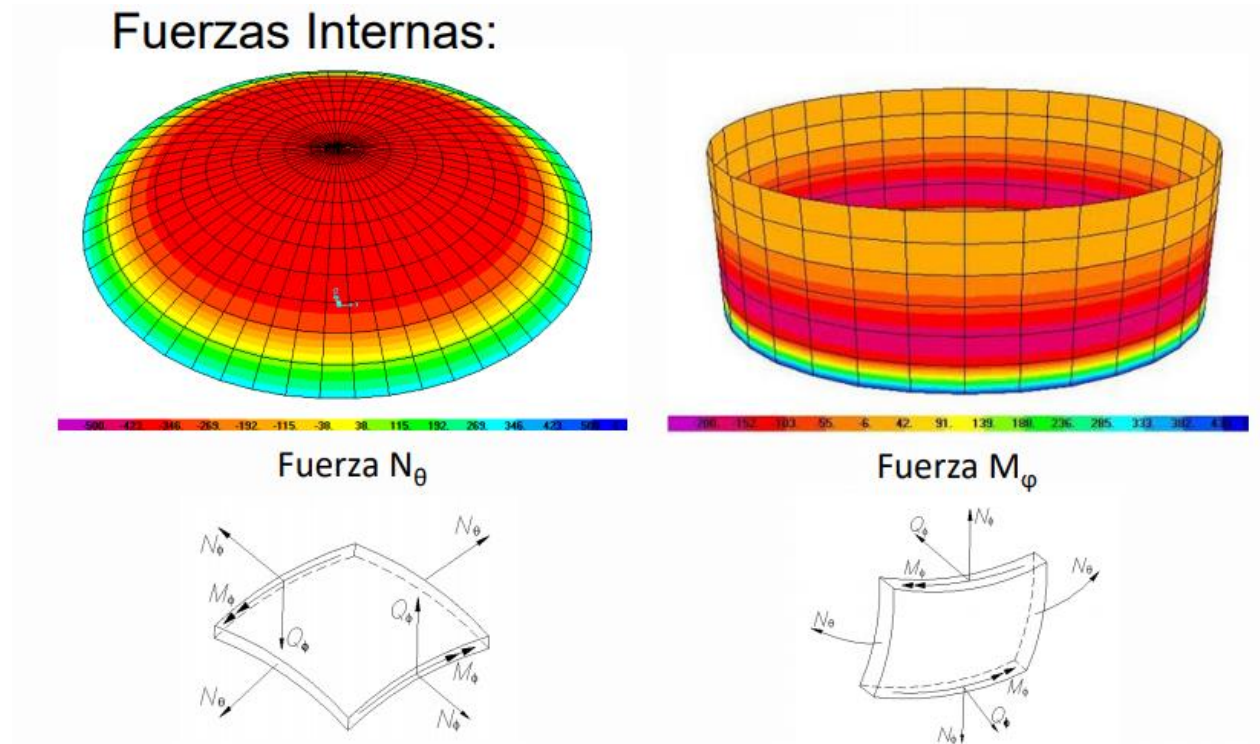


Figura 6.3. Distribución de esfuerzos en superficies de revolución

Tomado de Diapositivas del curso: “Diseño de sistemas de concreto para contención de tierra y líquidos”,

Diplomatura de Estudio en Diseño Estructural PUCP (2021)

Tabla 6.1. Resumen de fuerzas obtenidas en los elementos estructurales en el análisis estático sísmico

Fuerzas internas			
Método estático			
Cúpula	Positivo	Negativo	Unidad
$N\Theta = F11 =$	7	6	ton/m
$N\Phi = F22 =$	0	6	ton/m
$M\Phi = M22 =$	0.1		ton.m/m
$Q\Phi = V23 =$	0.1		ton/m
Pared cilíndrica	Positivo	Negativo	
$N\Theta = F11 =$	188	11	ton/m
$N\Phi = F22 =$	0	28	ton/m
$M\Phi = M22 =$	4	18	ton.m/m
$Q\Phi = V23 =$	4	7	ton/m
Anillo	Tracción		
F axial =	21		ton
Losa de fondo	Positivo	Negativo	
$Q\Phi = V13 =$	20	0.8	ton/m
$M\Theta = M11 =$	16	0	ton/m
$M\Phi = M22 =$	17.1	1	ton.m/m
$Q\Phi = V23 =$	18	3	ton/m

Capítulo 7: Diseño de elementos del reservorio

En este capítulo se diseñarán las paredes cilíndricas, cúpula, base y anillo del reservorio circular. El acero horizontal de las paredes cilíndricas y de la cúpula fue calculado con las fuerzas de tracción anular. En tanto, el acero vertical de estos elementos fue calculado según sus máximos momentos de flexión en la dirección vertical. Finalmente, el acero del anillo fue calculado según su fuerza última de tracción. Se realiza el diseño considerando las cargas del análisis estático.

7.1. Cúpula

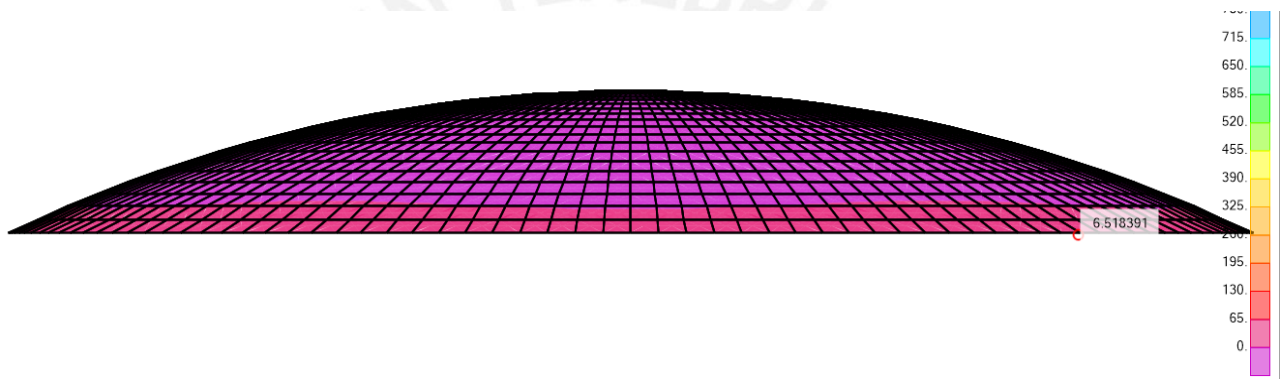


Figura 7.1. Resultados de la tracción en la cúpula por cargas últimas afectadas por el factor de durabilidad de tracción

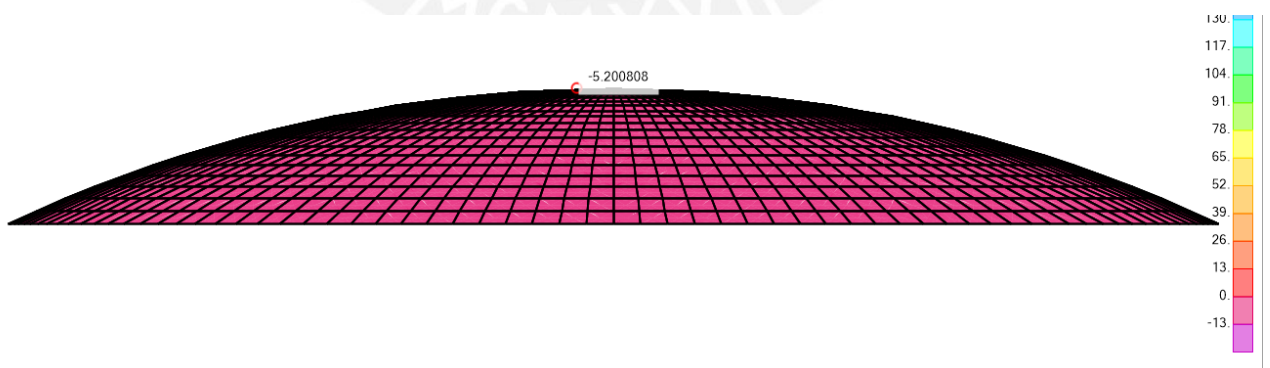


Figura 7.2. Resultados de tracción f_{22} por cargas últimas afectadas por el factor de durabilidad de tracción

Diseño:

Tabla 7.1. Diseño por flexión y tracción de la cúpula

f _c	210 kg/cm ²		
espesor cúpula	7	cm	
Anular			
	Tracción	Compresión	Cortante
Φ	0.9	0.75	ΦV _c (ton/m)
Tu (ton/m)	7	6	2.61
As req (cm ²)	1.85	ΦP _n (ton/m)	Vu (ton/m)
As mínimo (cm²)	1.26	117.71	0.10
Diámetro	8mm	OK	OK
Capas	1		
Espac Req (cm)	27		
Espac Eleg (cm)	20		
As col (cm ²)	2.5		
Distribución	8mm@ 20		
Radial			
	Tracción	Compresión	
Φ	0.9	0.75	
Tu (ton/m)	0	6	
As req (cm ²)	0.00	ΦP _n	
As mínimo (cm²)	1.26	117.71	
Diámetro	8mm	OK	
Capas	1	Flexión	
Espac Req (cm)	56.35	0.9	
Espac Eleg (cm)	20	Mu=0.10 ton	
As col (cm ²)	2.5	fMn=0.33 ton	
Distribución	8mm@ 20	OK	

Acero mínimo es de $0.0018 \cdot 7 \cdot 100 = 1.26$ cm²/m lineal, se ha instalado 2.5 cm² porque el espaciamiento máximo de acero en losas según la norma E 060 es de $3 \cdot t = 0.21$ m

7.2. Pared cilíndrica

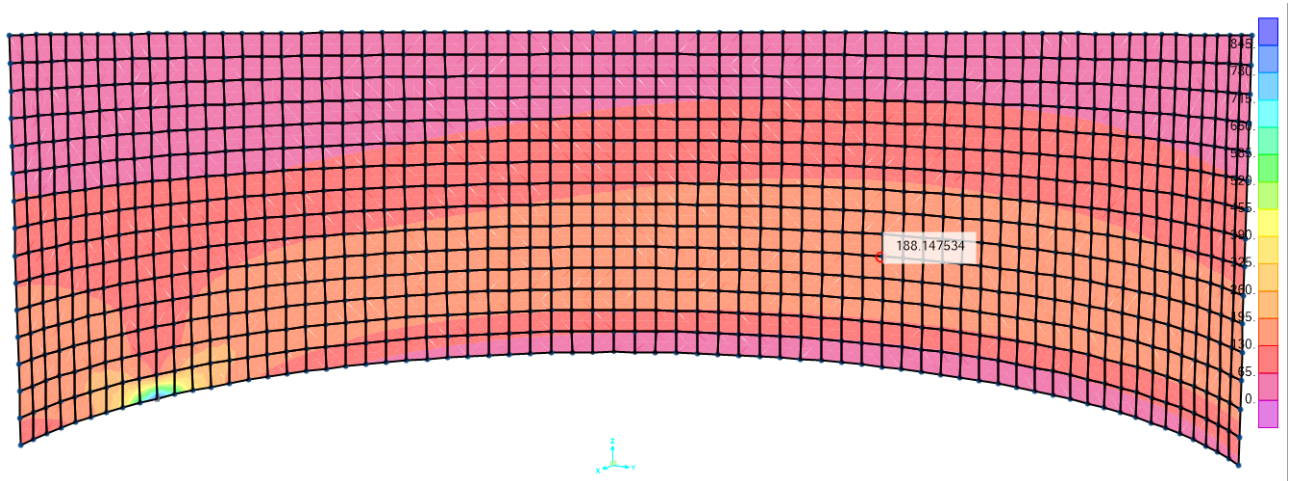


Figura 7.3. Resultados de la tracción anular en la pared por cargas últimas afectadas por el factor de durabilidad de tracción

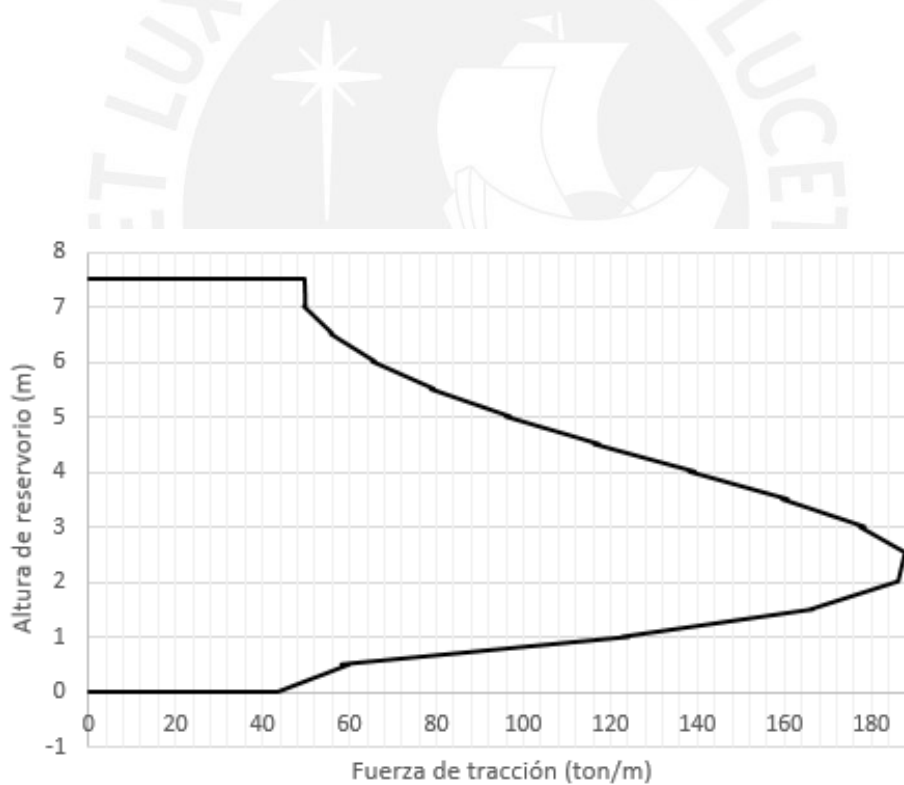


Figura 7.4. Diagrama de fuerza de tracción anular última en lo alto del reservorio en una franja típica

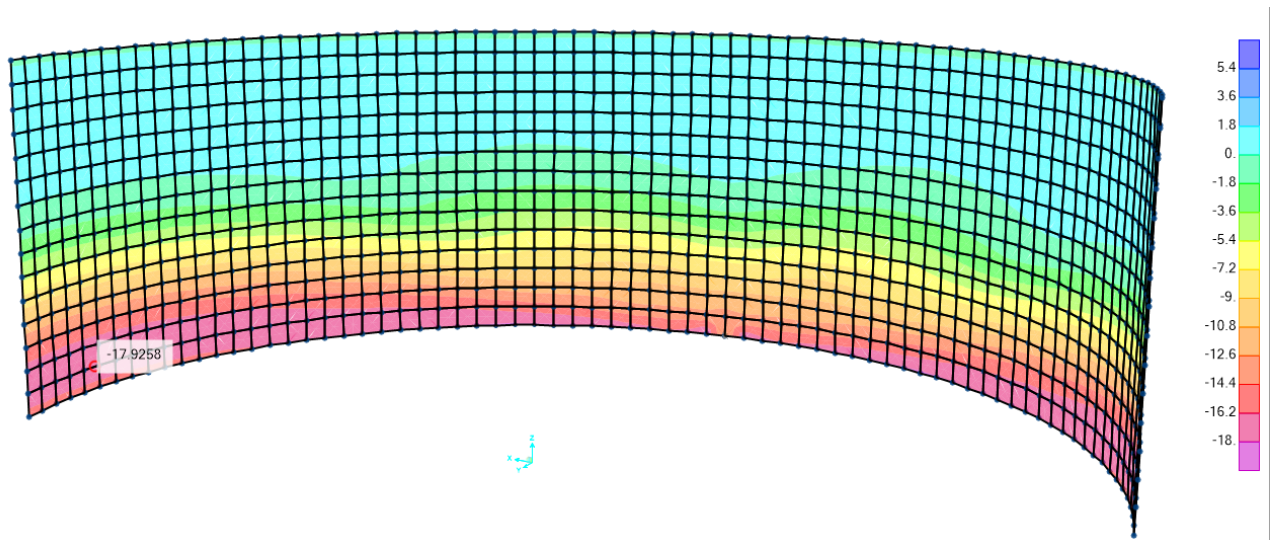


Figura 7.5. Resultados momento flector vertical en la pared por cargas últimas afectadas por el factor de durabilidad de tracción

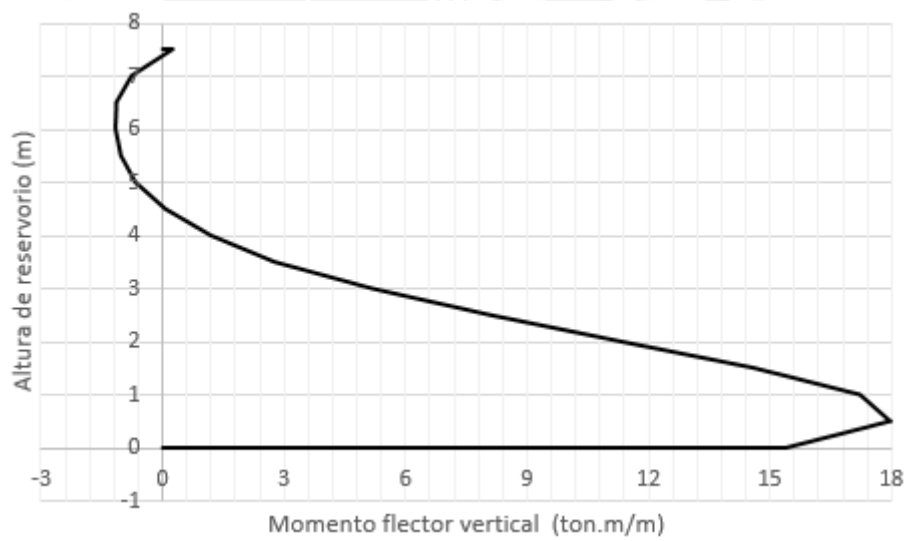


Figura 7.6. Diagrama de momento flector vertical último en lo alto del reservorio en una franja típica

Diseño:

Tabla 7.2. Diseño por flexión y tracción de la pared cilíndrica

f _c	280	kg/cm ²	
Espesor Pared	45	cm	
Acero Anular			
	Tracción	Compresión	Corte
Φ	0.9	0.75	ΦV _c
Tu (ton/m)	188	6	28.27
As req (cm ² /m)	49.74	ΦP _n	Vu
As mínimo (cm²)	6.75	1025.33	7.00
Diámetro	1"	OK	OK
Capas	2		
Espac Req (cm)	20.51		
Espac Eleg (cm)	20		
As col (cm ²)	51.00		
Distribución	1" @ 20		
Acero Vertical			
	Flexión	Compresión	
Φ	0.9	0.75	
Mu (ton.m)	18	28	
As mínimo (cm²)	5.625	ΦP _n	
Diámetro	1/2"	fT _n =986 ton	
Capas	1	OK	
Espac Eleg (cm)	10	Tracción	
As col (cm ²)	12.90	0.9	
ΦM _n	17.73	Tu=0.00 ton	
Verificación	Aceptable	ΦT _n =48.8 ton	
Distribución	1/2" @ 10	OK	

Tabla 7.3. Resumen de diseño de paredes cilíndricas

Pared cilíndrica	Capas	Distribución	Comentarios
Anular	2	1" @ .20	³ / ₄ " @ .20 m hasta un 1 m Reducir acero a ³ / ₄ " @ .20 m a la altura de 5m
Vertical	1	1/2" @ .10	Cortar fierro a h/3= 2.5 1/2" @ 20 corridos y bastones de 1/2" @ 20 hasta el corte

7.3. Viga anular

La viga anular solamente trabaja a esfuerzos de tracción, no se consideró el factor de durabilidad ya que no es una cascara.

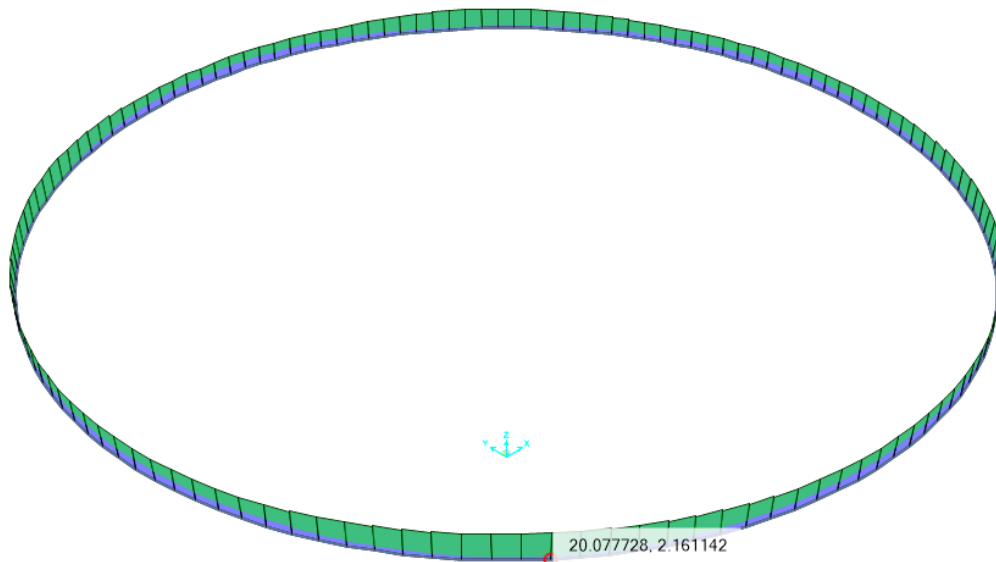


Figura 7.7. Diagrama de fuerza normal última la viga anular

Tabla 7.4. Diseño por tracción del anillo cilíndrico

60 x 40 cm	Aa col
	Tracción
Φ	0.9
Tu (ton)	21
As req (cm ²)	5.56
Diámetro	5/8"
Nro Barras	4
As col (cm ²)	8.00
Distribución	4@ 5/8"

Al anillo cilíndrico, se le añadirán estribos de montaje de 3/8@.25 m, ya que no soporta grandes fuerzas cortantes y la tracción es el esfuerzo predominante

7.4. Losa de fondo

La losa de fondo tiene un comportamiento de placa porque soporta carga transversal a su plano fundamentalmente, se hará el diseño por flexión en ambos sentidos, y para las fuerzas cortantes asociadas a estos momentos. El cemento corrido se diseña con el acero mínimo, este distribuye de mejor manera la carga vertical que trasmite por el muro para evitar las presiones muy altas contra el terreno. Se verifica también que la losa de fondo soporte la presión del suelo por cargas de servicio menor a la capacidad portante de este que es de 35 ton/m²:

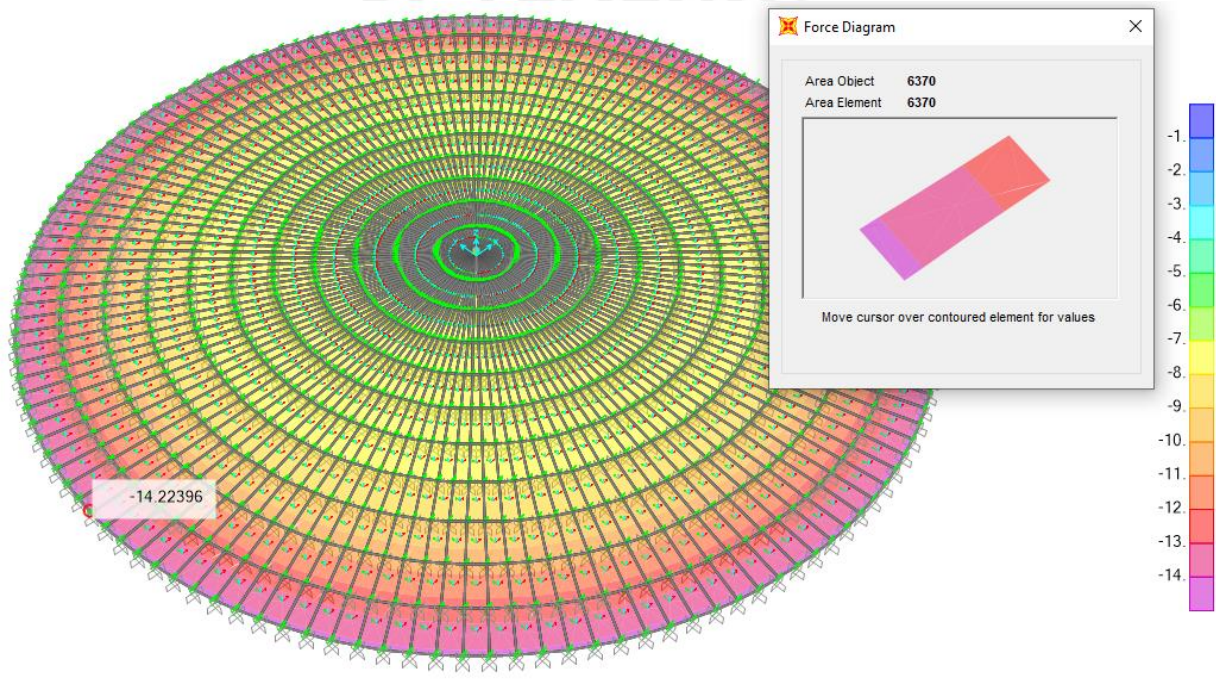


Figura 7.8. Esfuerzos de compresión transmitidos al suelo en cargas de servicio, valor máximo 14.3 ton/m²

Del análisis realizado, se concluye que la presión que el reservorio transmite al suelo es menor a la capacidad portante de este ($35\text{ton/m}^2 > 14.3\text{ ton/m}^2$).

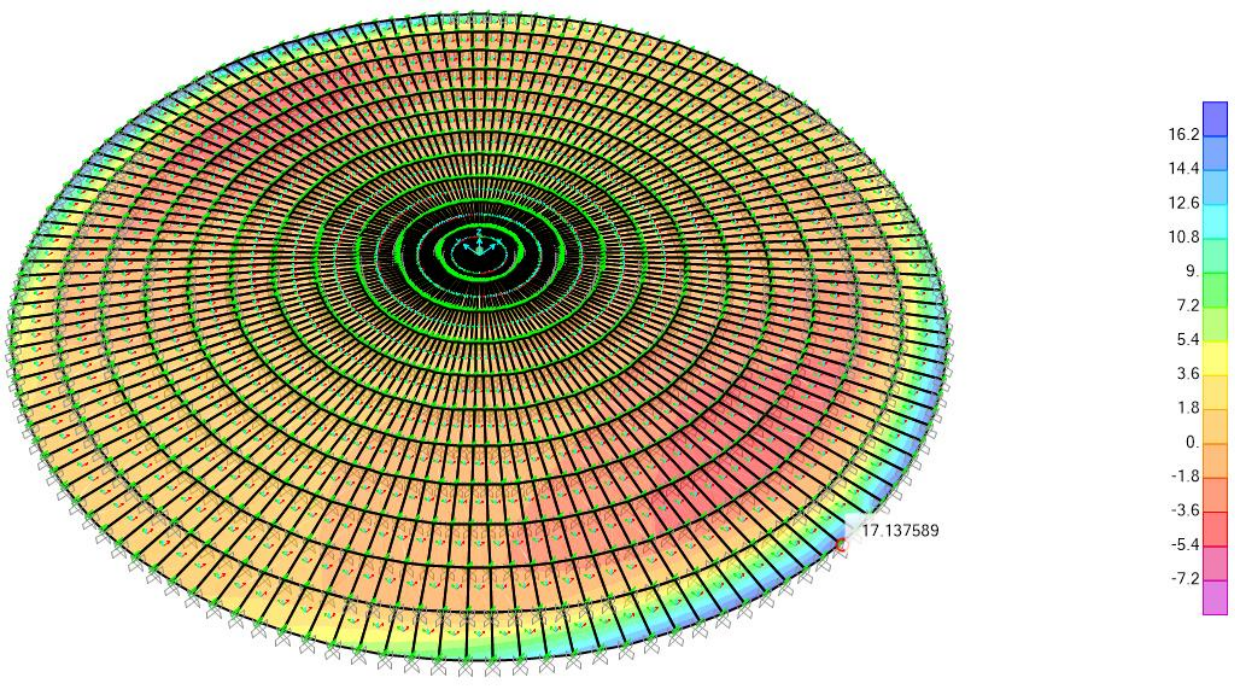


Figura 7.9. Esfuerzos de flexión radial en la losa de fondo afectado por el factor de durabilidad

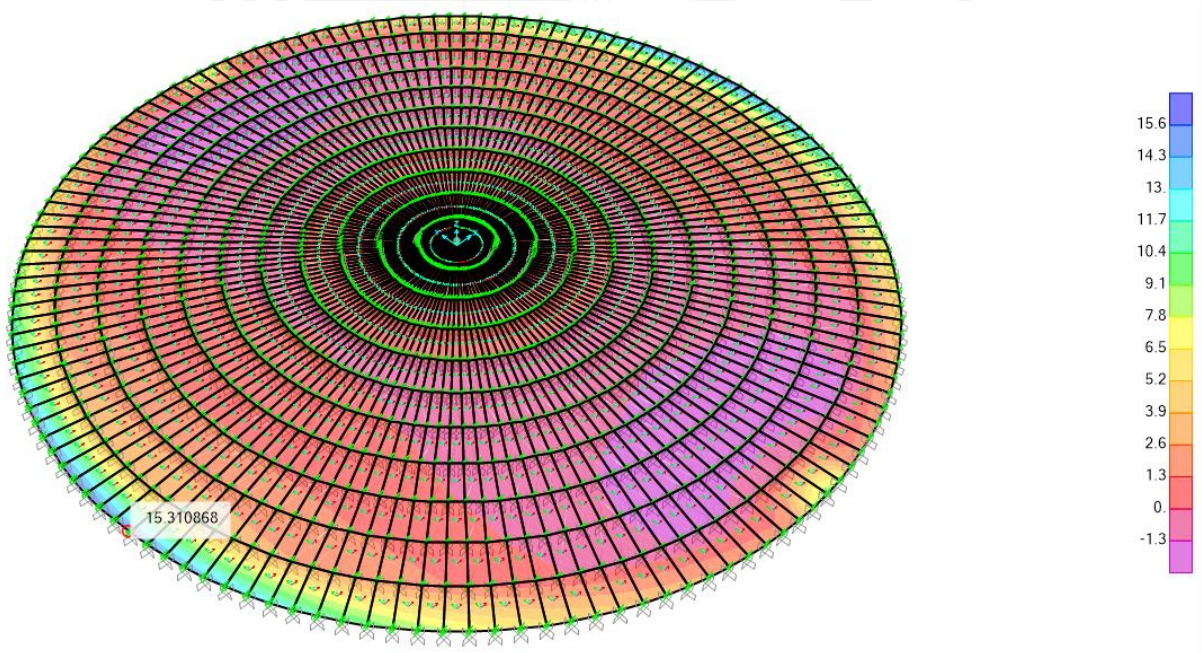


Figura 7.10. Esfuerzos por flexión anular afectados por el factor de durabilidad de flexión

Tabla 7.5. Diseño por flexión y cortante de la losa de fondo

f'c	280	kg/cm ²	
Espesor Pared	45	cm	
Anular			
	Flexión	Compresión	Corte
Φ	0.9	0.75	ΦVc
Mu (ton.m)	17.3	1	28.27
As min (cm²)	8.1	ΦPn	Vu
Diámetro	1/2"	fTn=965 ton	18
Capas	2	OK	OK
Espac Eleg (cm)	20		
As col (cm²)	12.90		
ΦMn (ton.m)	17.73		
Verificación	OK		
Distribución	1/2" @ 20		
Radial			
	Flexión	Compresión	Corte
Φ	0.9	0.75	ΦVc
Mu (ton.m)	16	0	28.27
As min (cm²)	8.1	ΦPn	Vu
Diámetro	1/2"	fTn=965 ton	20
Capas	2	OK	OK
Espac Eleg (cm)	20		
As col (cm²)	12.90		
ΦMn (ton.m)	17.73		
Verificación	OK		
Distribución	1/2" @ 20		

7.5. Esquemas de diseño

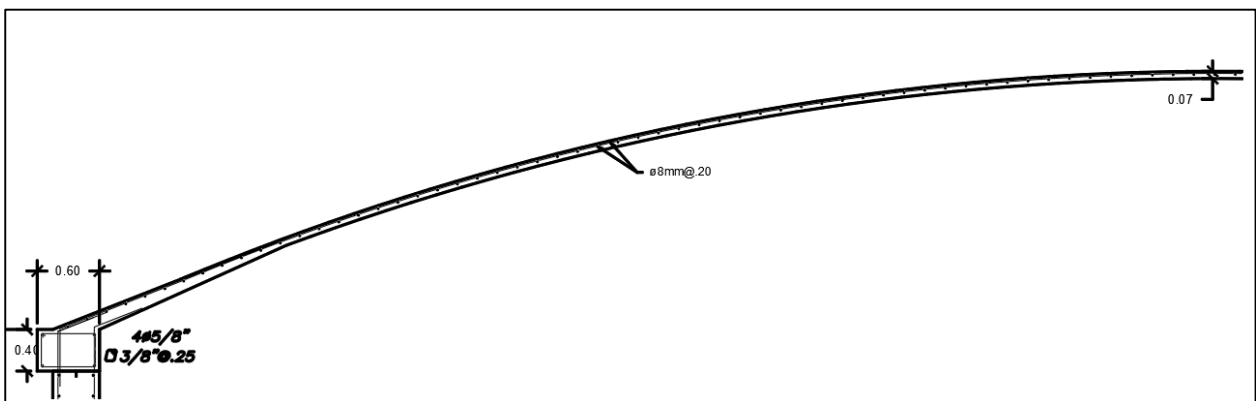


Figura 7.11. Esquema de la cúpula y del anillo

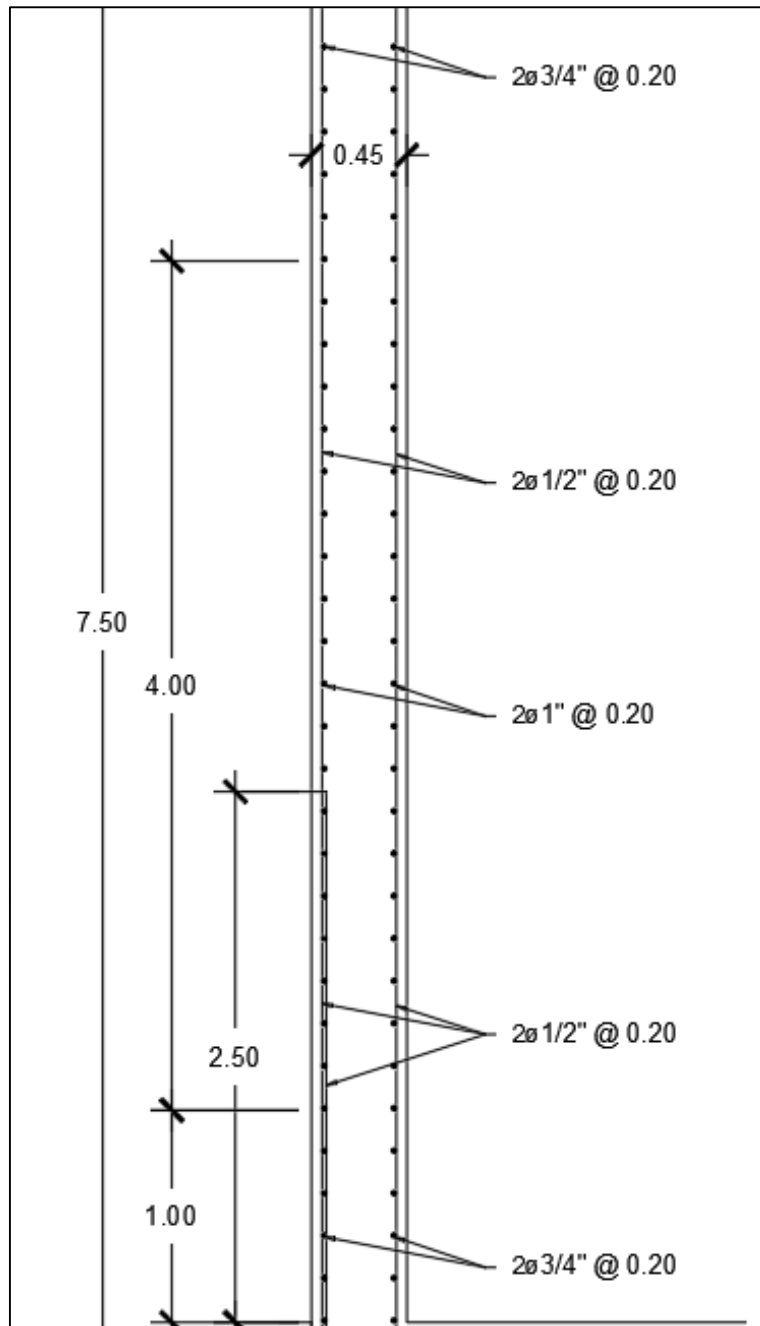


Figura 7.12. Esquema pared cilíndrica

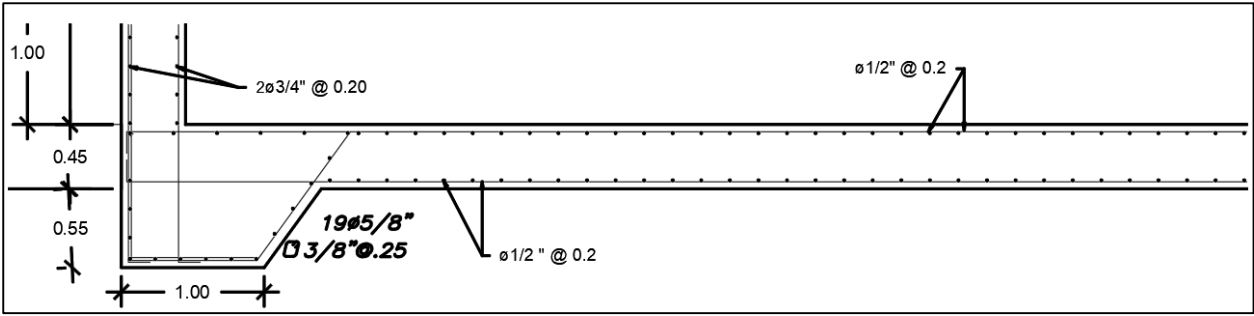


Figura 7.13. Esquema losa de fondo



Capítulo 8: Control de fisuración

Es necesario realizar un análisis de esfuerzos de los elementos estructurales en contacto con líquido por cargas de servicio para evitar su fisuración. Estas verificaciones se hacen por tracción y por flexión. Es razonable que estas verificaciones sean cumplidas, pues la estructura fue diseñada en condiciones últimas incluyendo el factor de durabilidad, lo que indirectamente hace que sea más fácil cumplir con estos requerimientos.

8.1. Control de fisuración por flexión

El máximo esfuerzo en el acero permisible por flexión es calculado según la siguiente ecuación recomendada por el ACI – 06, para condiciones normales ya que el reservorio contiene agua:

$$f_s \text{ permisible} = \frac{320 \text{ ksi} \cdot \text{in}}{\beta * \sqrt{s^2 + 4 \cdot (2 \text{ in} + \frac{db}{2})^2}} = 3211 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_s = 7.12 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$n = 7.96$$

$$s = 10 \text{ cm}$$

$$db = 1/2 \text{ in}$$

$$I_{cr} = \frac{100 \cdot c^3}{3} + n \cdot (1.29 \cdot n \nu) * (e_{pc} - 5.5 - c)^2 = 1.19 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

$$f_s = \frac{n * M_s * y_t}{I_{cr}} = 1524 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Como se observa para el momento más flexionado que es antes del corte 2.5 m mostrado en el plano de la figura tanto. Se cumple que $f_s < f_s \text{ permisible}$, por ende, no habrá fisuración por flexión. No se muestra cálculo para el tramo donde solo hay una barra de acero porque el momento flexionante en ese estrato es mucho menor al del mostrado aquí en cálculos.

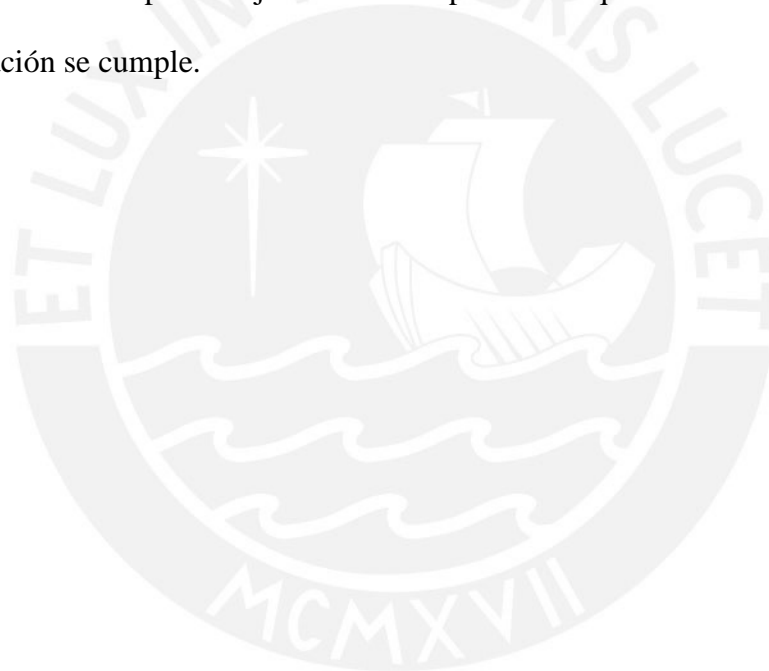
8.2. Control de fisuración por tracción

El máximo esfuerzo en tracción del acero permisible es de 1400 kg/cm² (ACI 350-06). La tracción por cargas de servicio del reservorio alcanza valores un poco menores a 55 ton.

Tomando este valor, es calculado el esfuerzo de tracción según la ecuación recomendada por la PCA (Portland Cement Association):

$$f_t = \frac{T * (E_s * \epsilon_s + f_s)}{A_g * f_s + (n - 1) * T} = 16.15 \frac{kg}{cm^2}$$

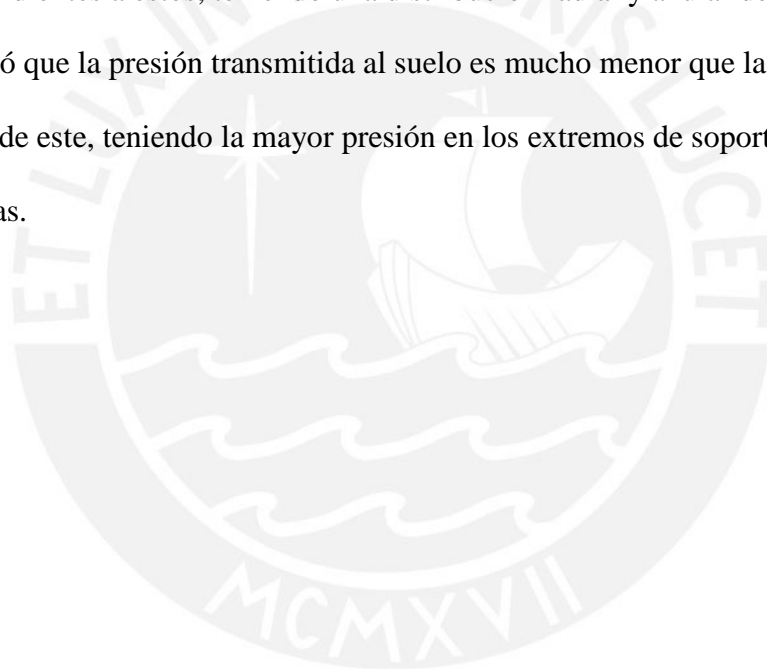
El esfuerzo en tracción en el acero alcanza un valor de 16.15 kg/cm². Finalmente, se observa que este valor se encuentra por debajo del máximo permisible que es de 28 kg/cm², por lo tanto, la verificación se cumple.



Capítulo 9: Conclusiones

- El diseño de los elementos del tanque se realizó a través de un análisis por cargas de gravedad y un análisis por presiones estáticas equivalentes – Método estático para la representación de fuerzas sísmicas, las fórmulas utilizadas y el procedimiento son los estipulados por la norma ACI 350.3-06.
- Se trabajó con un espesor de cúpula de 7 cm, que tiene resistencia suficiente para los esfuerzos que muestra el análisis estructural.
- El predimensionamiento realizado para el proyecto fue el adecuado, ya que no se tuvo que aumentar los espesores de ningún elemento del tanque, incluso es posible disminuir la dimensión del espesor de las paredes cilíndricas en la zona superior del tanque, pero no se aplicó porque es un problema constructivo encofrar un reservorio circular con sección variable en las paredes, contrarrestando lo ahorrado en concreto.
- Los esfuerzos que son considerables en magnitud para el diseño de los elementos de cascara del tanque, son las de fuerzas axiales representadas por F11 y F22, los de flexión representados por M22 y los de corte representados V23, los demás se los considera ingenierilmente despreciables porque tienen valores bajos en estructuras generadas por superficies de revolución.
- Los esfuerzos para el diseño fueron calculados con las cargas en estado último y afectado por el factor de durabilidad, que como se comprueba con los cálculos ayudó a controlar la fisuración en los elementos del tanque.
- El acero que se distribuyó en la cúpula es de 8mm@.20 m que es el acero mínimo que brinda la norma E060 de $0.0018 \cdot b \cdot h$, ya que las sollicitaciones de esfuerzos que se aplicaban eran distribuciones más bajas.
- Las paredes cilíndricas se diseñaron por tracción anular y por flexión, se realizaron dos distribuciones distintas, ya que los esfuerzos disminuyen en altura.

- La viga anular que rodea a las paredes cilíndricas, se diseñó por esfuerzos de tracción, mantiene las dimensiones del predimensionamiento ya que requiere tener mayor rigidez que las paredes para tomar el 100% de la fuerza de tracción, y los estribos colocados fueron mínimos para montaje ya que la fuerza cortante no es mucha.
- El control de fisuración tanto por flexión como por tracción fue óptimo ya que los esfuerzos del acero que se obtuvieron, están por debajo de lo permitido por las normas de diseño, lo que evidencia que el diseño es el adecuado.
- La losa base del reservorio se diseñó por momentos de flexión y cortantes correspondientes a estos, teniendo una distribución radial y anular de 1/2”@.20 m, se comprobó que la presión transmitida al suelo es mucho menor que la capacidad portante de este, teniendo la mayor presión en los extremos de soporte de las paredes cilíndricas.



Capítulo 10: Bibliografía

American Concrete Institute

2006 “Code requirements for environmental engineering concrete structures and commentary (ACI 350-06)”. Farmington Hills, Michigan, USA. ACI committee 350

American Concrete Institute

2006 “Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary (ACI 350.3-06)”. Farmington Hills, Michigan, USA. ACI committee 350

Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Norma E.020 Cargas. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). Norma E.060 Concreto Armado. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

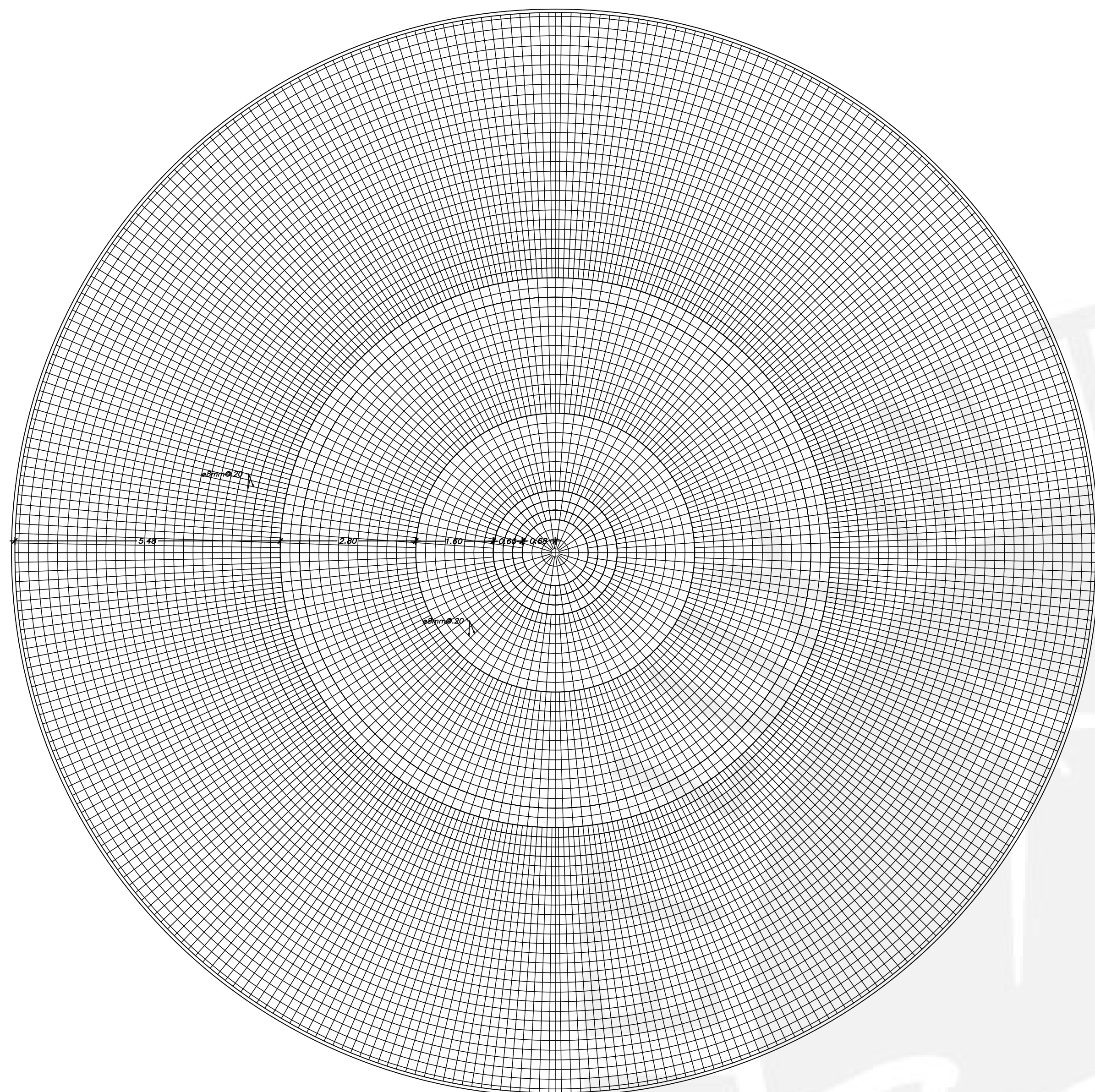
Villagómez, Diego

2020 Diseño de sistemas de concreto para contención de líquidos [Diapositiva]. Consulta: 08 de junio de 2021

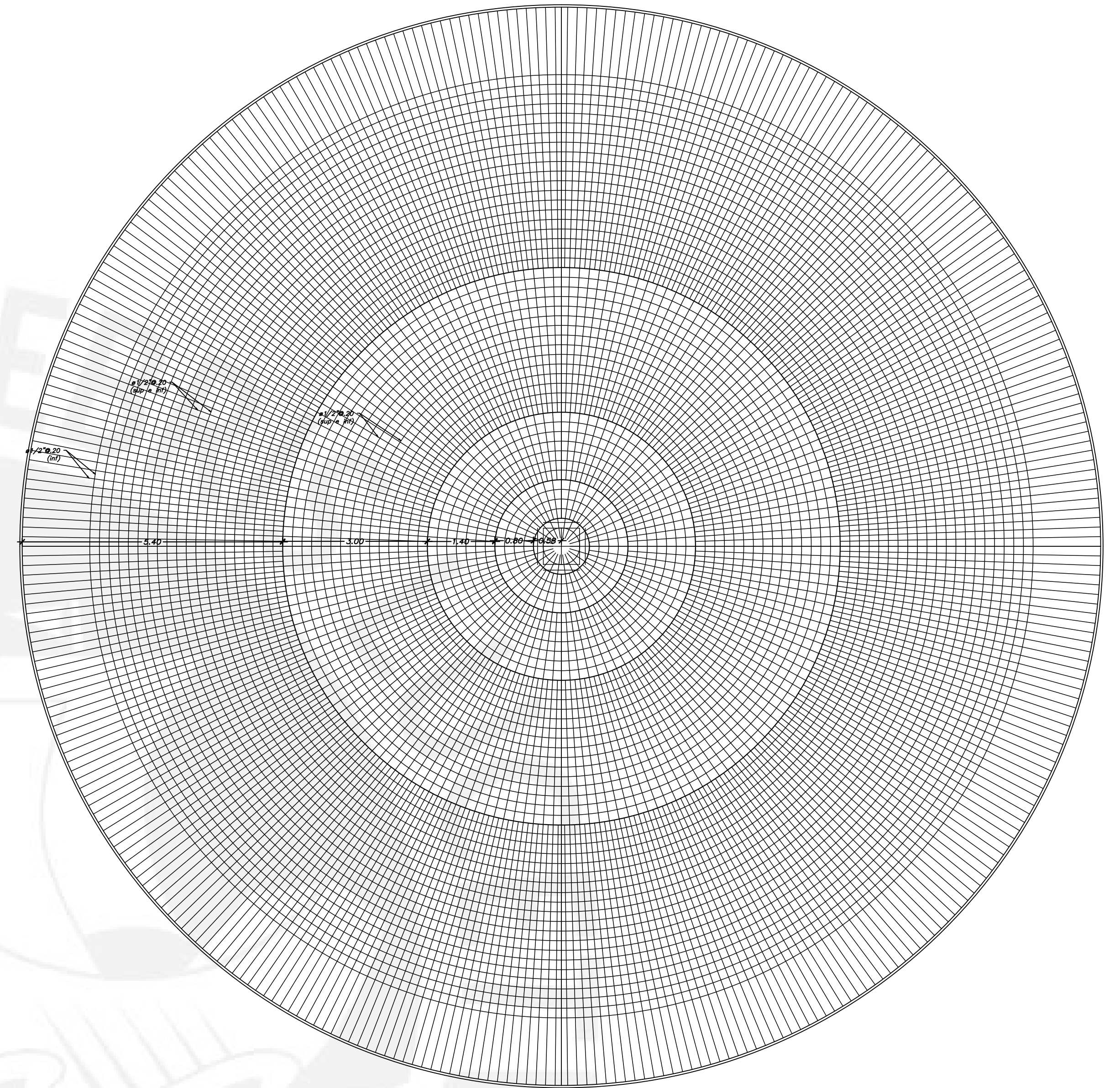
Anexos

Se presenta a continuación, el plano estructural del reservorio simplemente apoyado y sus especificaciones generales.





CUBIERTA



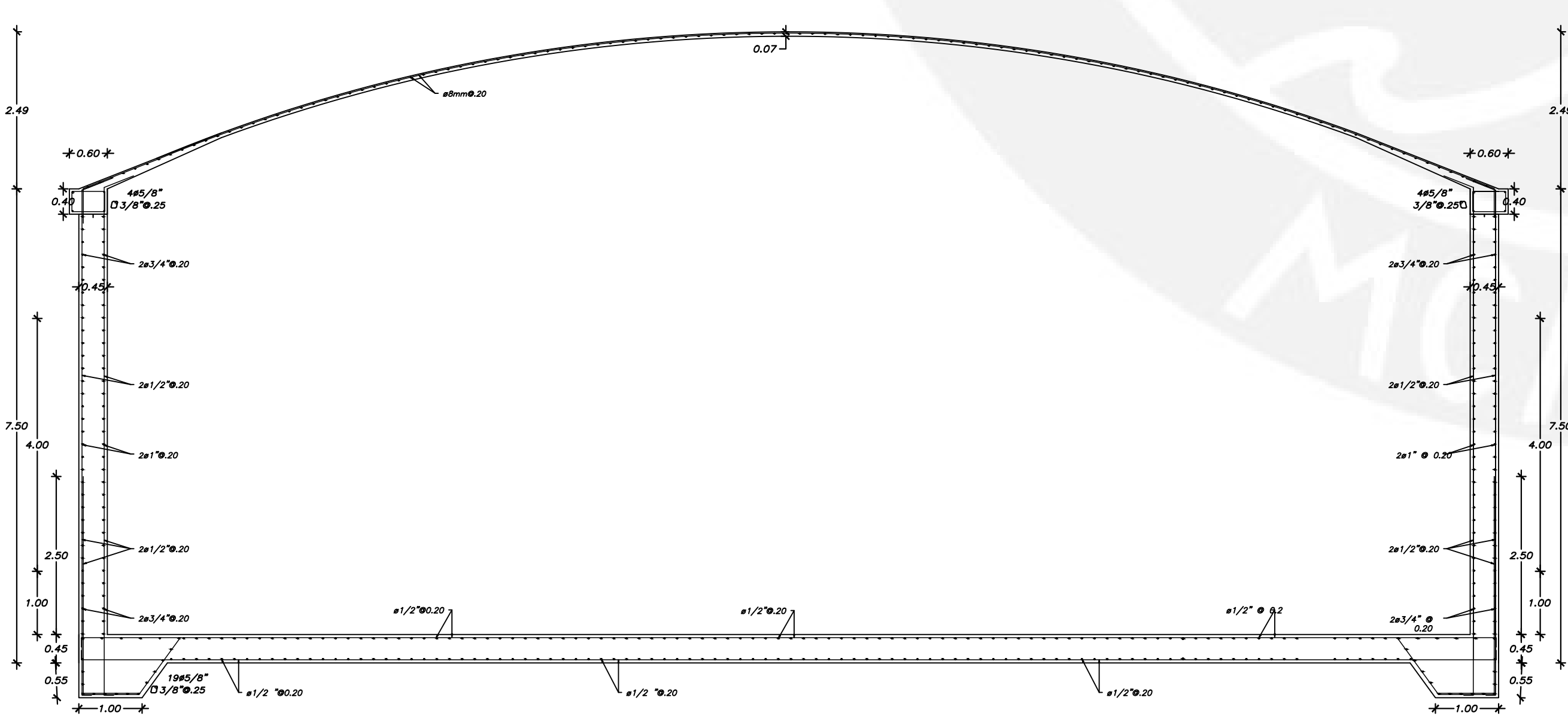
LOSA DE FONDO

^ ^
A A

^
A

Especificaciones generales

Concreto en contacto con agua	$f'c=280\text{kg/cm}^2$
Concreto en general	$f'c=210\text{kg/cm}^2$
Acero	$f_y=4200\text{kg/cm}^2$
Sobrecarga	$s/c=0.05\text{ton/m}^2$
<u>Recubrimiento libres</u>	
Columnas y vigas	4.0 cm
Losas sin contacto con agua	2.0 cm
<u>Losas de fondo y muros:</u>	
Caras en contacto con agua	5.0 cm
Caras vaceadas contra el suelo	7.0 cm
Caras vaceadas contra el solado	5.0 cm
<u>Cemento</u>	
CEMENTO PORTLAND TIPO I	
RELACION A/C MAXIMA=0.45	
<u>CONSIDERACIONES SIMORRESISTENTES:</u>	
RESERVORIO:	
SISTEMA ESTRUCTURAL: Muros de concreto armado	
<u>PARAMETROS DE FUERZA SIMICA:</u>	
$Z=0.45$	$U=1.5$
$S=1.0$	$T_p=0.4$
$R \text{ Impulsivo}=2.0$	$R \text{ Convectivo}=1.0$
	$T_l=2.5$



CORTE A-A

ROMEL VILLEGAS HERRERA		BACHILLER ING. CIVIL		CODIGO. 20133764		PONTIFICIA	
OMA :		Reservorio simplemente apoyado 2500 m ³		LIMA-LIMA-PERU		UNIVERSIDAD	
PLANO :		PLANO ESTRUCTURAL GENERAL RESERVORIO				CATOLICA	
REV.:		REV.:		D.V.M.		DEL PERU	
FECHA:		JUN. '21		1775		E-01	