

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**Análisis y diseño en concreto armado de un reservorio
circular apoyado sobre el suelo**

**Trabajo de suficiencia profesional para obtener el título profesional de
Ingeniera Civil**

AUTOR: Elis Milagros Mateo Reyes

ASESOR: Diego Villagomez Molero


Lima, setiembre, 2022

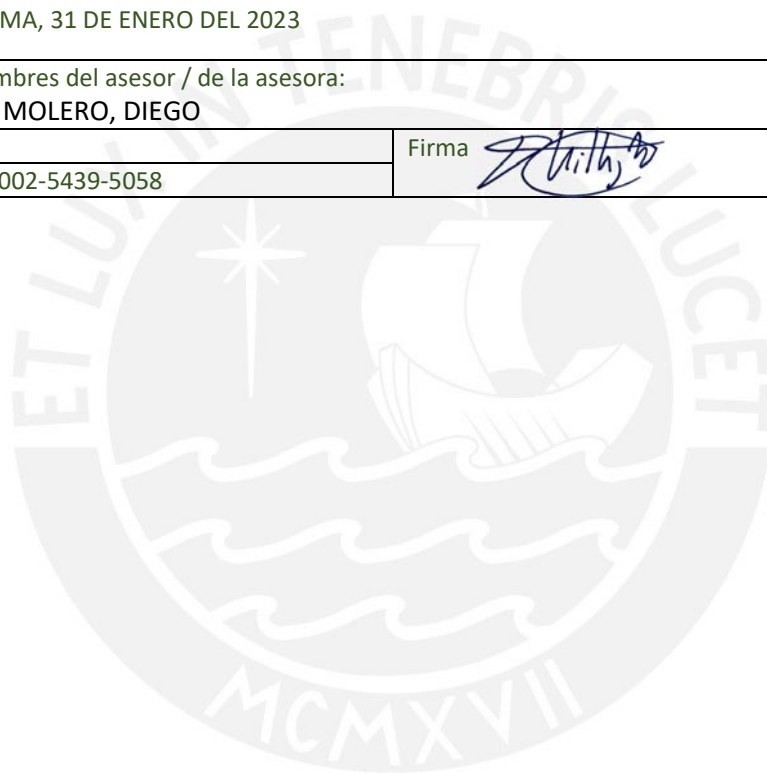
Informe de Similitud

Yo, VILLAGOMEZ MOLERO, DIEGO docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado "Análisis y Diseño en concreto armado de un reservorio circular apoyado sobre el suelo" del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as) **MATEO REYES, ELIS MILAGROS** de constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 13%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 31/01/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: LIMA, 31 DE ENERO DEL 2023

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: VILLAGOMEZ MOLERO, DIEGO	
DNI: 40746149	Firma 
ORCID: 0000-0002-5439-5058	



RESUMEN

En el presente trabajo de suficiencia profesional, se realiza el predimensionamiento, análisis y diseño de un reservorio de almacenamiento de agua potable de tipo circular, apoyado sobre el terreno. Este se ubica en la ciudad de Lima y tiene una capacidad de almacenamiento de 2500 m³ de agua, con 22 m de diámetro y 7.5 m de alto. El tanque se encuentra sobre un terreno cuyo módulo de balasto es 2.5 kg/cm³ y el perfil del suelo es del tipo S1.

Con los datos presentados, se realizó el predimensionamiento según el ACI 350-06. Luego, se elaboró un modelo del reservorio utilizando el software SAP2000 para la obtención de fuerzas y esfuerzos estructurales del tanque, y se realizó el análisis sísmico. Con estos valores, se procedió a realizar el diseño de la cúpula esférica, paredes cilíndricas, anillos y la losa de fondo del reservorio.

Para este informe, se consideraron los requerimientos del Instituto Americano del Concreto (ACI) y las normas peruanas (E.030 Diseño sismorresistente, E.050 Suelos y cimentaciones, y E.060 Concreto Armado).

TABLA DE CONTENIDOS

RESUMEN	1
ÍNDICE DE FIGURAS	4
ÍNDICE DE TABLAS	6
1. Generalidades	8
1.1. Objetivos	8
1.2. Normas	8
1.3. Propiedades mecánicas de los materiales.....	9
2. Predimensionamiento	9
2.1. Cúpula y anillo	9
2.2. Paredes cilíndricas.....	13
3. Modelamiento por elementos finitos	14
3.1. Modelado del cilindro, cubierta superior y anillo	14
3.2. Definición de materiales y asignación de secciones	16
3.3. Asignación de reacción del suelo al reservorio	17
3.4. Definición y asignación de patrones de cargas	18
3.5. Asignación de carga debido a la presión hidrostática	19
4. Análisis por cargas de gravedad	22
4.1. Tracción anular.....	22
4.2. Flexión en M11 y M22.....	23
4.3. Fuerza cortante perpendicular al plano V13 y V23.....	24
5. Análisis sísmico estático	24
5.1. Masas convectiva e impulsiva.....	24
5.2. Periodos convectivo e impulsivo	26
5.3. Definición de parámetros sísmicos	26
5.4. Cálculo de solicitaciones sísmicas	29
5.4.1. Solicitaciones inerciales	29
5.4.2. Solicitaciones debido a masas impulsiva y convectiva	30
5.5. Asignación de cargas inerciales	32
5.6. Asignación de cargas impulsivas y convectivas	33
6. Análisis por cargas sísmicas	34
6.1. Cúpula	34
6.2. Viga anular	35
6.3. Pared cilíndrica.....	35
6.4. Losa de fondo.....	36
7. Diseño estructural de los elementos del reservorio	37
7.1. Cúpula	37
7.1.1. Diseño por carga axial (F11).....	38
7.1.2. Diseño por corte (V23).....	39

7.2.	Viga anular	39
7.2.1.	Diseño por tracción anular (F11).....	39
7.2.2.	Control de la fisuración por tracción.....	40
7.3.	Pared cilíndrica.....	40
7.3.1.	Diseño por tracción anular (F11).....	41
7.3.2.	Diseño por flexión (M22).....	42
7.3.3.	Diseño por corte (V23).....	44
7.3.4.	Control de la Fisuración por tracción	44
7.3.5.	Control de Fisuración por flexión	44
7.4.	Losa de fondo	45
7.4.1.	Diseño por flexión	45
7.4.2.	Diseño por corte	47
8.	Conclusiones y recomendaciones	47
9.	Bibliografía.....	49
10.	Anexos.....	49



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 Fuerzas para el dimensionamiento de la cubierta.....	10
Figura 2-2 Fuerza de tracción en paredes del reservorio.....	13
Figura 3-1 Creación de la pared cilíndrica	15
Figura 3-2 Creación de la cubierta	15
Figura 3-3 Vista 3D y en planta del modelo del reservorio	16
Figura 3-4 Definición de concreto $f'c=280$ kg/cm ²	17
Figura 3-5 Cúpula con la carga viva asignada.....	18
Figura 3-6 Verificación de cargas asignadas.....	19
Figura 3-7 Asignación de presión hidrostática en las paredes del reservorio	21
Figura 3-8 Cilindro con la presión hidrostática asignada.....	21
Figura 4-1 Tracción anular máxima de la cúpula debido a cargas de gravedad.....	22
Figura 4-2 Tracción anular máxima del anillo debido a cargas de gravedad.....	23
Figura 4-3 Tracción anular máxima del cilindro debido a cargas de gravedad.....	23
Figura 5-1 Modelo para obtener el periodo impulsivo de la estructura en la dirección de análisis.....	26
Figura 5-2 Espectro para el diseño del reservorio	28
Figura 5-3 Distribución de fuerzas convectiva e impulsiva en altura	31
Figura 5-4 Distribución de fuerzas convectiva e impulsiva radialmente	31
Figura 5-5 Asignación de carga inercial a las paredes del reservorio	32
Figura 5-6 Asignación de carga inercial debido al peso de la cubierta	32
Figura 6-1 Tracción anular máxima de la cúpula.....	34
Figura 6-2 Tracción anular máxima del anillo	35
Figura 6-3 Tracción anular máxima del cilindro.....	36
Figura 6-4 Máximo momento de flexión por cargas últimas afectadas por el factor Sd (M11 y M22, respectivamente).....	37

Figura 6-5 Máxima cortante por cargas últimas afectadas por el factor Sd (V13 y V23, respectivamente) 37



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-1 Propiedades mecánicas de los elementos de concreto armado del reservorio	9
Tabla 2-1 Características del reservorio	9
Tabla 2-2 Expresiones según el parámetro para el predimensionamiento	10
Tabla 2-3 Esfuerzos admisibles en reservorio	10
Tabla 4-1 Cuadro resumen con la tracción anular máxima de cada elemento	23
Tabla 4-2 Cuadro resumen con los momentos de flexión máximos de cada elemento (M11)	23
Tabla 4-3 Cuadro resumen con los momentos de flexión máximos de cada elemento (M22)	24
Tabla 4-4 Cuadro resumen con la fuerza cortante máxima de cada elemento (V13).....	24
Tabla 4-5 Cuadro resumen con la fuerza cortante máxima de cada elemento (V23).....	24
Tabla 5-1 Expresiones para el cálculo de masas impulsivas y convectivas en reservorios circulares	24
Tabla 5-2 Cálculo de masas impulsivas y convectiva	25
Tabla 5-3 Expresiones para el cálculo de la ubicación de la masa convectiva e impulsiva	25
Tabla 5-4 Cálculo de ubicación de masas convectiva e impulsiva	25
Tabla 5-5 Factores de reducción R.....	27
Tabla 5-6 Resumen de parámetros sísmicos	28
Tabla 5-7 Solicitaciones sísmicas debido al peso de las paredes	30
Tabla 5-8 Solicitaciones sísmicas debido al peso de la cubierta	30
Tabla 5-9 Solicitaciones para cada masa.....	31
Tabla 5-10 Distribución de presiones impulsivas (I) y convectivas (C) en altura y radialmente.....	33
Tabla 6-1 Máximas fuerzas internas en la cúpula debido a la envolvente	34
Tabla 6-2 Máxima fuerza interna en la viga anular debido a la envolvente.....	35
Tabla 6-3 Máximas fuerzas internas en la pared cilíndrica debido a la envolvente.....	35

Tabla 6-4 Máximas fuerzas internas en la losa de fondo debido a la envolvente 36

Tabla 7-1 Máximas fuerzas de tracción..... 41

Tabla 7-2 Máximos valores de momento flector vertical en la pared cilíndrica 42



1. Generalidades

El presente informe consiste en el dimensionamiento, modelación, análisis y diseño de un reservorio de almacenamiento de agua potable de tipo circular, apoyado sobre el terreno. Este se encuentra ubicado en la ciudad de Lima y tiene una capacidad de almacenamiento de 2500 m³ de agua, con 22 m de diámetro y 7.5 m de alto. El tanque se ubica sobre un terreno cuyo módulo de balasto es 2.5 kg/cm³ y el estudio de mecánica de suelos consideró un suelo tipo S1.

1.1. Objetivos

El objetivo general consiste en realizar el diseño en concreto armado del reservorio en mención. Los objetivos específicos se detallan a continuación:

- Elaborar el modelo del reservorio utilizando el software SAP2000 para la obtención de fuerzas y esfuerzos del tanque.
- Realizar el análisis por cargas de gravedad y sísmicas de la estructura.
- Diseñar la estructura: cúpula esférica, paredes cilíndricas y el anillo superior que une la cúpula con las paredes.

1.2. Normas

El Reglamento Nacional de Edificaciones no contiene una norma específica para reservorios, por ello se utilizará una norma del ACI además de las normas peruanas:

- ACI 350-06
- ACI 350.3-06
- E.020 Cargas
- E.030 Diseño Sismorresistente
- E.060 Concreto Armado

1.3. Propiedades mecánicas de los materiales

A continuación, se presentan los valores considerados para los elementos de concreto armado según sus condiciones:

Tabla 1-1 Propiedades mecánicas de los elementos de concreto armado del reservorio

Condiciones	Elementos	f'c (kg/cm ²)	Ec (kg/cm ²)
Sin contacto con agua	Cúpula	210	2.174x10 ⁵
En contacto con agua	Paredes	280	2.51x10 ⁵
	Anillo circular		
	Losa de fondo		

2. Predimensionamiento

Las características del reservorio circular de agua potable se detallan en la tabla 01. Según el ACI 350-06, para elementos con baja permeabilidad al agua, se debe considerar un $f'c = 280$ kg/cm².

Tabla 2-1 Características del reservorio

Forma	Circular
Ubicación	Lima
Volumen (m ³)	2 500
D: Diámetro (m)	22
H: Altura (m)	7.5
Tipo de perfil de suelo	S1
Módulo de Balasto (kg/cm ³)	2.5
Tirante requerido (m)	6.50
f'c cubierta (kg/cm ²)	210
f'c cilindro (kg/cm ²)	280

Para el predimensionamiento de la estructura, se realizan los cálculos respectivos según el elemento:

2.1. Cúpula y anillo

De acuerdo con la teoría, es necesario el cálculo de los siguientes componentes:

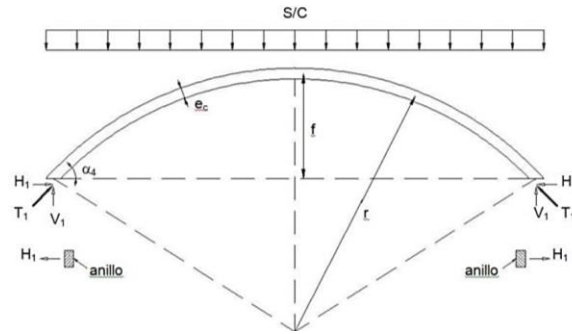


Figura 2-1 Fuerzas para el dimensionamiento de la cubierta.

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

Tabla 2-2 Expresiones según el parámetro para el predimensionamiento

Parámetro	Expresión
V1	$\frac{P_1}{\pi \times 2 \times B}$
T1	$\frac{V_1}{\text{sen}(\alpha_4)}$
H1	$T_1 \cos \alpha_4$
Verificación del esfuerzo por compresión	$\frac{T_1}{e_c \text{ asumido}} \leq f'c$
Área del anillo (A_{a1})	$\frac{H_1 B}{f_t}$

Para realizar el predimensionamiento, primero se asumirán valores iniciales de los siguientes parámetros:

- Si $D = 22$ m, del ábaco: $f/D = 0.11$
- Espesor de cúpula $e_c = 0.05$ m

Normalmente, el espesor de la cúpula oscila entre 5 a 10 cm, por lo que empezamos asumiendo 5 cm como espesor inicial. Ante estas consideraciones, la flecha (f) obtenida será de aproximadamente 2.42m, por lo que redondeando se emplea 2.5m. Para verificar que los valores asumidos sean adecuados se considerarán los siguientes esfuerzos admisibles:

Tabla 2-3 Esfuerzos admisibles en reservorio

Esfuerzo	Elemento	$f'c$ (kg/cm^2)	Expresión	Resultado (kg/cm^2)
----------	----------	---------------------	-----------	-------------------------

Admisible en tracción f_t	Cubierta	210	10% de f_c	21
	Cilindro	280	10% de f_c	28
Admisible en compresión	Cubierta	210	45% de f_c	94.5
	Cilindro	280	30% de f_c	63

Luego, se calcula r con las siguientes expresiones de cálculo:

$$r = \frac{f^2 + \frac{D^2}{4}}{2f} = 25.45m$$

$$\alpha_4 = \tan^{-1} \left(\frac{D/2}{r-f} \right) = 25.61^\circ$$

1.1 Cortante unitario por metro lineal (V_1):

$$V_1 = \frac{P_1}{\pi \times 2 \times B}$$

Por lo que primero se calcula el peso que baja por la cúpula (P_1):

$$P_1 = \left(2.4e_c + \frac{S}{C} + \text{PisoTerminado} \right) \times (\text{Superficie cúpula})$$

$$P_1 = (2.4e_c + 0.05 + 0.1) \times (2\pi \times r \times f)$$

$$P_1 = (2.4 \times 0.05 + 0.1 + 0.05) \times (2\pi \times r \times f) = 107.94 \text{ ton}$$

Luego:

$$V_1 = \frac{107.94}{\pi \times 2 \times \left(\frac{22}{2}\right)} = 1.56 \text{ ton/m}$$

1.2 Torsión (T_1):

$$T_1 = \frac{V_1}{\text{sen}(\alpha_4)} = 3.61 \text{ ton /m}$$

1.3 Altura efectiva (H_1):

$$H_1 = T_1 \cos \alpha_4 = 3.26 \text{ ton/m}$$

1.4 Verificación del esfuerzo por compresión:

Se procede a comparar los esfuerzos por compresión y el máximo admisible en cáscaras (obtenido en la Tabla 2-3):

$$\frac{T_1}{e_c \text{ asumido}} \leq f_c \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{T_1}{e_c \text{ asumido}} \leq 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{T_1}{e_c \text{ asumido}} = 7.23 \text{ kg/cm}^2$$

De esta manera, se verifica que el esfuerzo en compresión es menor al valor máximo admisible. Por ello, el espesor asumido de la cúpula se mantiene:

$$\text{Espesor de la cúpula } e_c = 5 \text{ cm}$$

1.5 Cálculo del área del anillo:

Se consideró un f_c de diseño igual a 280 kg/cm^2 y se obtuvo el esfuerzo admisible en tracción en la Tabla 2-3. Con dicho valor, se calcula el área requerida del anillo:

$$A_{a1} = \frac{H_1 B}{f_t} = 1280.0 \text{ cm}^2$$

Por tanto, el área mínima para evitar exceder el esfuerzo admisible por tracción es de 1280 cm². Para determinar las dimensiones que cumplan con la condición anterior, se consideran valores múltiplos de 5:

Sección del anillo → 40cmx40cm

2.2. Paredes cilíndricas

A continuación, se muestra una de las fuerzas que actúan sobre las paredes cilíndricas:

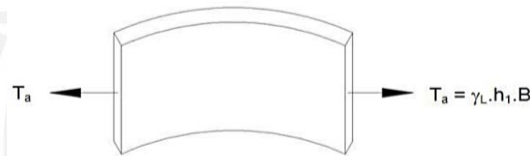


Figura 2-2 Fuerza de tracción en paredes del reservorio

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

Para calcular la fuerza T_a , se considera un metro lineal de pared:

$$T_A = 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 7.5\text{m} \times 11\text{m} = 82.5 \text{ ton/m}$$

Con ello, se puede determinar el espesor de la cáscara teniendo en cuenta lo siguiente:

$$e_{PC} = \frac{T_A}{f_t} = \frac{82.5 \times 1000}{0.1 \times 280 \times 100} = 29.5\text{cm} = 30 \text{ cm}$$

Sin embargo, se debe considerar el efecto de la carga sísmica en el espesor, por lo que se recomienda sumarle entre 10 a 15 cm adicionales. Por tanto, se considerará un valor de 40 cm para el espesor de la pared.

Espesor de pared cilíndrica $e_w \rightarrow 40\text{ cm}$

Si la pared tiene 40 cm de espesor, entonces el anillo debe ser más ancho. Por tanto, se incrementa el ancho del anillo a 50 cm.

Sección del anillo $\rightarrow 40\text{cm} \times 50\text{cm}$

Finalmente, el espesor del fondo esférico se considera el mismo del espesor de la pared por un tema de transmisión de momentos.

Espesor del fondo esférico $e_{fe} \rightarrow 40\text{ cm}$

3. Modelamiento por elementos finitos

3.1. Modelado del cilindro, cubierta superior y anillo

Con la plantilla Shell de tipo cilindro, se colocan las dimensiones del cilindro con divisiones cada 0.5 m en Z (15 divisiones) y 64 divisiones angulares:

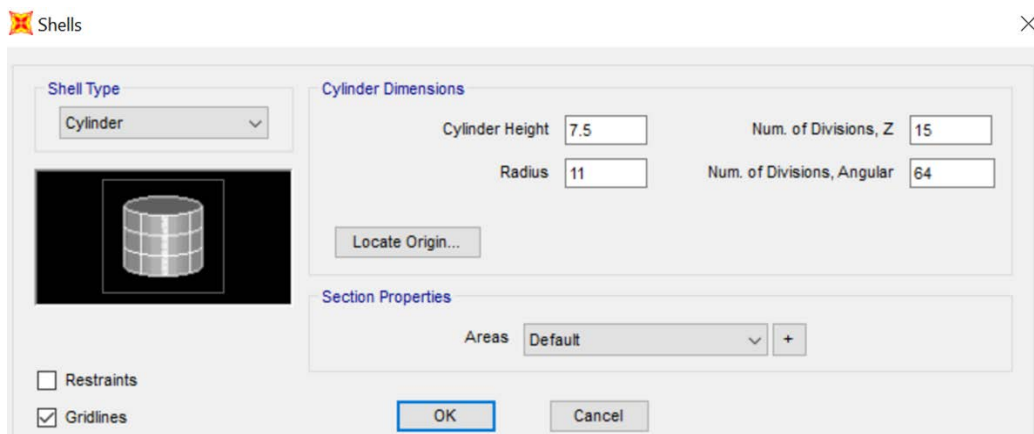


Figura 3-1 Creación de la pared cilíndrica

Tomado del software SAP2000 (Computers and Structures, Inc.).

Con la plantilla Shell de tipo Domo esférico, se añade la cubierta superior, donde se consideran las dimensiones especificadas en el apartado superior y se hace 10 divisiones en Z y 64 de forma angular, para que los nudos del cilindro y la cubierta coincidan. La cubierta se coloca en $Z=7.5$ m.

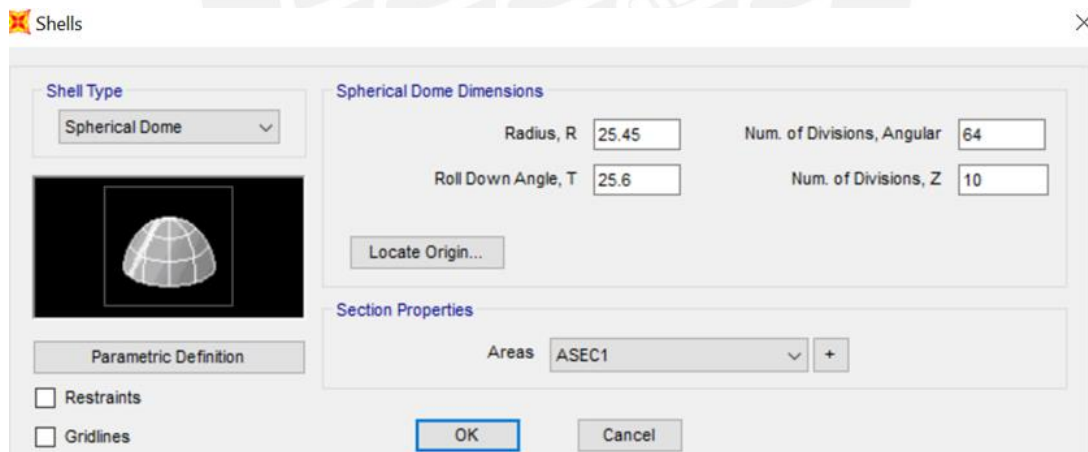


Figura 3-2 Creación de la cubierta

Tomado del software SAP2000 (Computers and Structures, Inc.)

Finalmente, se dibuja el anillo entre la cúpula y la pared cilíndrica con el comando Quick Draw Frame, en una vista en planta de la coordenada $Z=7.5$ m.

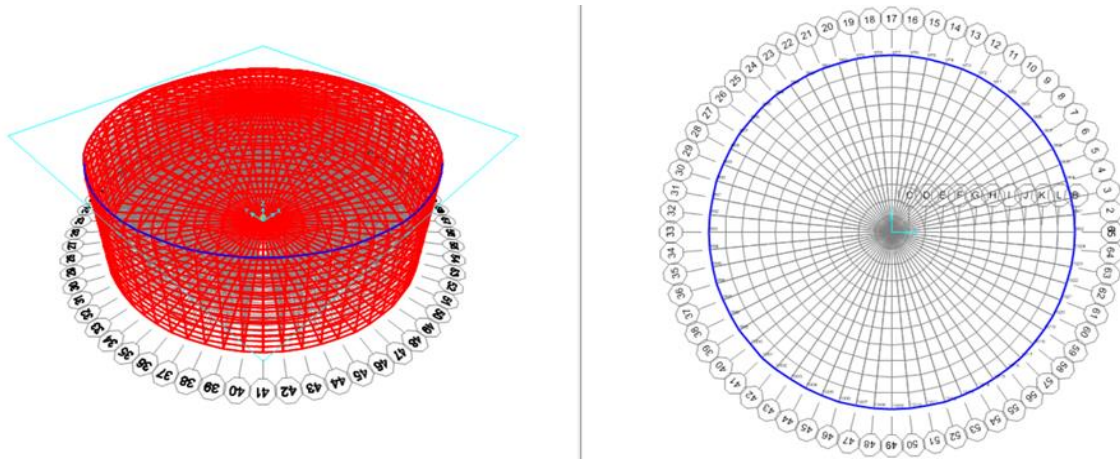


Figura 3-3 Vista 3D y en planta del modelo del reservorio

Tomado del software SAP2000 (Computers and Structures, Inc.)

3.2. Definición de materiales y asignación de secciones

Existen 02 tipos de concreto: la cúpula es de concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ y el anillo y las paredes de concreto $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$. El módulo de elasticidad corresponde a la expresión $E_c = 15000\sqrt{f'c}$ y se asume como módulo de Poisson $\nu=0.15$.

Se muestra como ejemplo la información para el concreto de las paredes y el anillo:

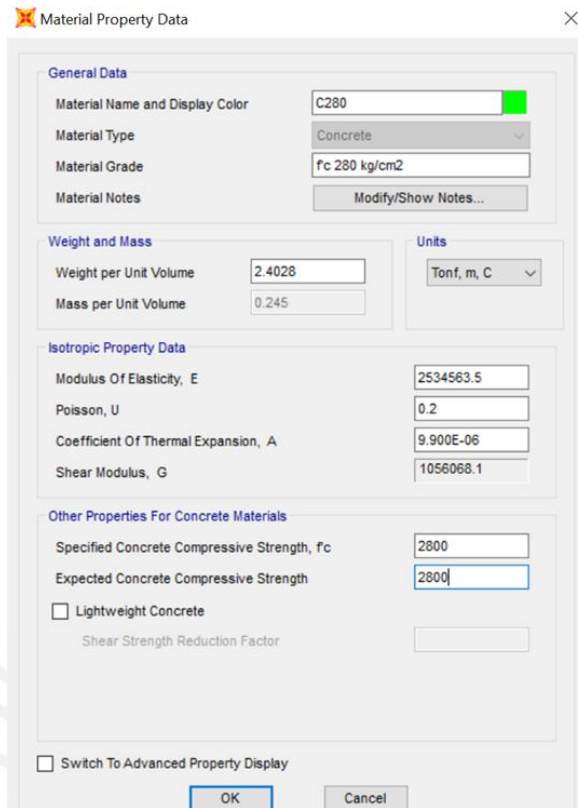


Figura 3-4 Definición de concreto $f^c=280$ kg/cm²

Tomado del software SAP2000 (Computers and Structures, Inc.)

- Definición de las secciones:

Paredes, cúpula, losa base: elementos Shell-thin (se desprecian las deformaciones por cortante)

Anillo: sección de viga (frame) y se le asigna una constante torsional de 0.001 para despreciar el efecto de la torsión en el mismo

3.3. Asignación de reacción del suelo al reservorio

La reacción del terreno es asignada mediante el módulo de balasto (2.5 kg/cm³) como la asignación de resortes en la base (comando Assign Area Springs), según los ejes. Después, para

que el elemento no se desplace antes cargas laterales, se realizan las restricciones en dos puntos diametralmente opuestos (traslación en X e Y).

3.4. Definición y asignación de patrones de cargas

Según la teoría, las cargas actuantes son carga muerta, viva, presión de agua, carga inercial, masa convectiva e impulsiva. Se asignan estas cargas a los elementos, teniendo en cuenta que el peso propio ya se calcula de manera automática como carga muerta.

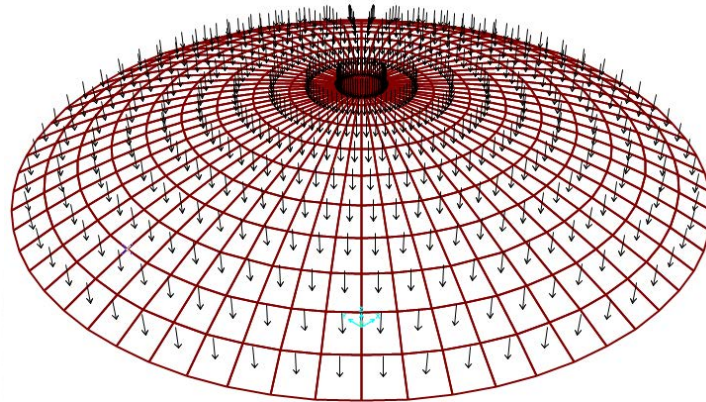


Figura 3-5 Cúpula con la carga viva asignada

Tomado del software SAP2000 (Computers and Structures, Inc.)

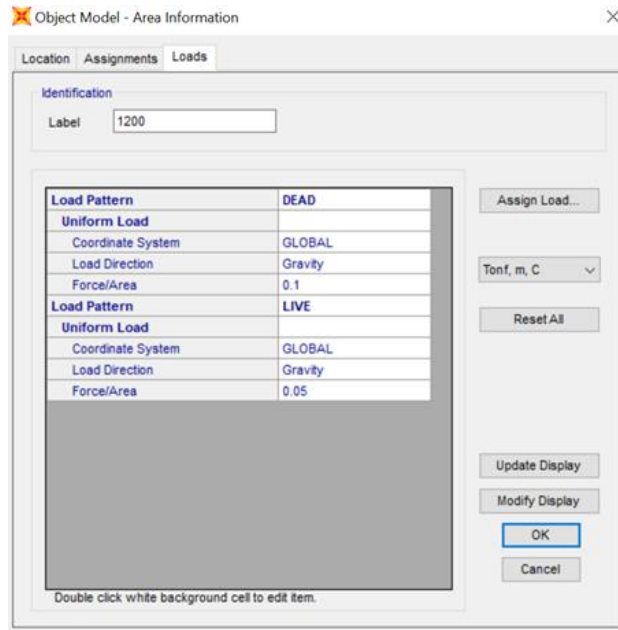


Figura 3-6 Verificación de cargas asignadas

Tomado del software SAP2000 (Computers and Structures, Inc.)

3.5. Asignación de carga debido a la presión hidrostática

Con un Joint pattern se registra la variación de la presión en la altura, mediante la selección de los nudos hasta la altura del tirante (6.5m). Luego, se asigna el patrón correspondiente:

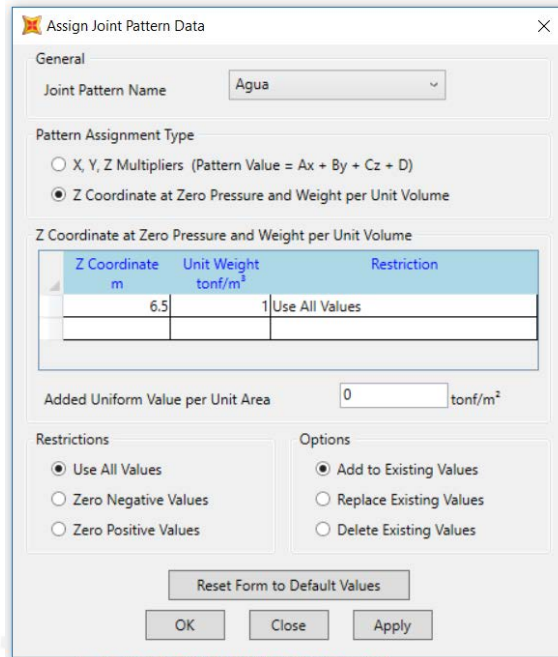


Figura 3 6 Asignación de joint pattern – presión hidrostática en los nudos

Tomado del software SAP2000 (Computers and Structures, Inc.)

Con ello, se pueden seleccionar los elementos shell hasta 6.5m para luego asignar la presión con “Area Surface Pressure” y la opción del patrón “Agua”. Según los ejes, se considera la opción “Bottom” y un factor de multiplicación de 1.

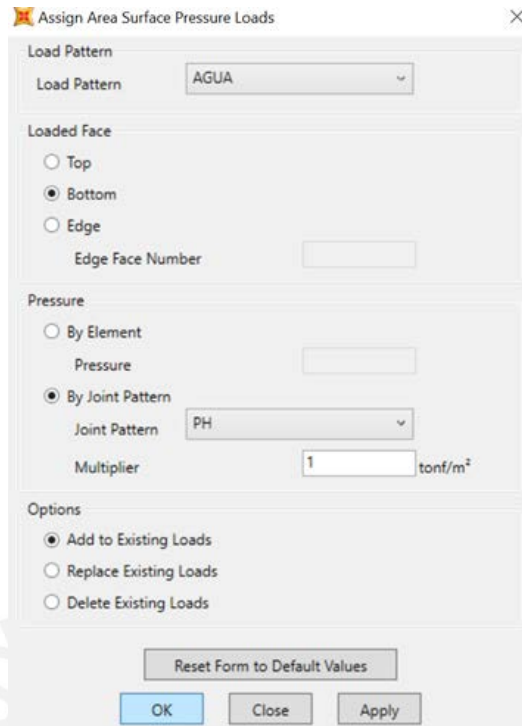


Figura 3-7 Asignación de presión hidrostática en las paredes del reservorio

Tomado del software SAP2000 (Computers and Structures, Inc.)

Se realiza un proceso similar para losa de fondo. Sin embargo, según los ejes, se debe seleccionar la opción “Top”.

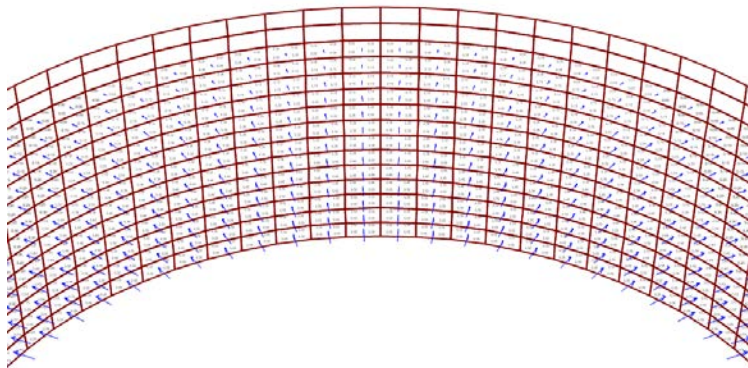


Figura 3-8 Cilindro con la presión hidrostática asignada

Tomado del software SAP2000 (Computers and Structures, Inc.)

4. Análisis por cargas de gravedad

En esta sección, se presentarán los esfuerzos principales debido a las cargas de gravedad (peso propio del reservorio, carga viva sobre la cúpula y la presión hidrostática del agua) sin amplificar.

4.1. Tracción anular

Los mayores esfuerzos de tracción anular se presentan en la mitad inferior del cilindro debido a que en esta zona hay una mayor presión hidrostática. Estos esfuerzos disminuyen cerca a los anillos inferior y superior, los cuales restringen sus extremos.

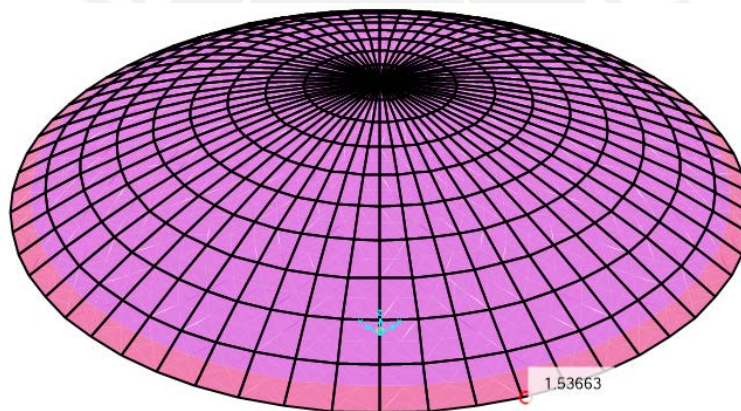


Figura 4-1 Tracción anular máxima de la cúpula debido a cargas de gravedad

Tomado del software SAP2000 (Computers and Structures, Inc.)

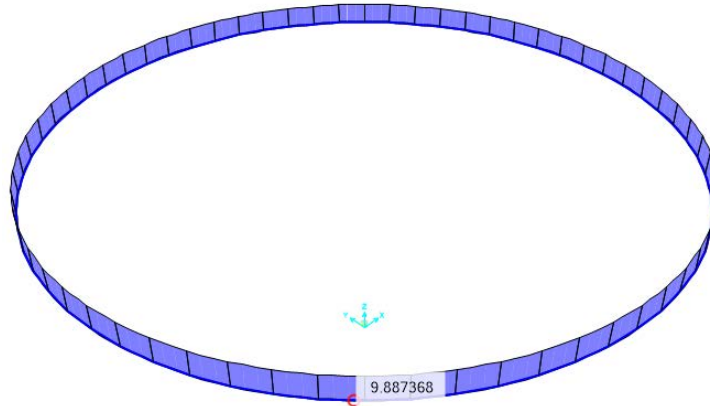


Figura 4-2 Tracción anular máxima del anillo debido a cargas de gravedad

Tomado del software SAP2000 (Computers and Structures, Inc.)

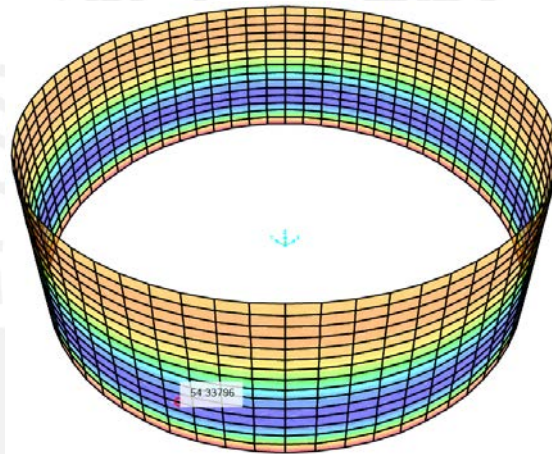


Figura 4-3 Tracción anular máxima del cilindro debido a cargas de gravedad

Tomado del software SAP2000 (Computers and Structures, Inc.)

Tabla 4-1 Cuadro resumen con la tracción anular máxima de cada elemento

Elemento	Tracción anular (ton)
Cúpula	1.54
Anillo	9.89
Cilindro	54.34

4.2. Flexión en M11 y M22

De la misma manera, se obtienen los valores máximos del momento en el eje vertical.

Tabla 4-2 Cuadro resumen con los momentos de flexión máximos de cada elemento (M11)

Elemento	Flexión en M11 (ton)
----------	----------------------

Losa de fondo	+0.32	-1.77
---------------	-------	-------

Tabla 4-3 Cuadro resumen con los momentos de flexión máximos de cada elemento (M22)

Elemento	Flexión en M22 (ton)	
Cúpula	+0.02	-0.05
Cilindro	+1.31	-5.65
Losa de fondo	+5.40	-3.58

4.3. Fuerza cortante perpendicular al plano V13 y V23

Tabla 4-4 Cuadro resumen con la fuerza cortante máxima de cada elemento (V13)

Elemento	V13 (ton)	
Losa de fondo	0.63	-0.63

Tabla 4-5 Cuadro resumen con la fuerza cortante máxima de cada elemento (V23)

Elemento	V23 (ton)	
Cúpula	+0.01	-0.06
Cilindro	1.63	-2.19
Losa de fondo	6.40	-1.05

5. Análisis sísmico estático

5.1. Masas convectiva e impulsiva

Se sabe que la masa de agua se comporta de 02 formas: una oscilante (masa convectiva) y una fija (masa impulsiva). Para cada masa, se consideran las siguientes expresiones dadas por la guía ACI:

Tabla 5-1 Expresiones para el cálculo de masas impulsivas y convectivas en reservorios circulares

Relación de masas	Expresión para reservorio circular
$\frac{W_i}{W_L}$	$\frac{\tanh\left(0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)\right)}{0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)}$
$\frac{W_c}{W_L}$	$0.23\left(\frac{D}{H_L}\right)\tanh\left(3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right)$

Según la Tabla 5-1, el volumen del reservorio es de 2500 m³, por lo que W_L = 2500 ton. Con este dato, se determinan las siguientes masas:

Tabla 5-2 Cálculo de masas impulsivas y convectiva

Masas impulsiva y convectiva			
w _i /w _l	0.339	w _i (tn)	848.1
w _c /w _l	0.620	w _c (tn)	1548.9

Con las expresiones de la guía para reservorios circulares, se determina la ubicación de las masas. Se considera que solo existe presión en las paredes y no en la losa de fondo debido a que no se revisará la estabilidad de la estructura (volteo) pues es de baja altura y no es necesario.

Tabla 5-3 Expresiones para el cálculo de la ubicación de la masa convectiva e impulsiva

Relación de alturas	Expresión cuando $\frac{D}{H_L}$	
	< 1.333	≥ 1.333
$\frac{h_i}{H_L}$	$0.5 - 0.09375 \left(\frac{D}{H_L} \right)$	0.375
$\frac{h_c}{H_L}$	$1 - \frac{\cosh \left(3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right) - 1}{3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \cdot \sinh \left(3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right)}$	

Según los datos del proyecto, se obtiene lo siguiente:

$$\frac{D}{H_L} = \frac{22}{6.5} = 3.385 > 1.333$$

A continuación, se muestra el cálculo de las ubicaciones:

Tabla 5-4 Cálculo de ubicación de masas convectiva e impulsiva

Ubicación masa impulsiva y convectiva			
h _i /h _L	0.375	h _i (m)	2.44
h _c /h _L	0.544	h _c (m)	3.54

5.2. Periodos convectivo e impulsivo

En el caso del periodo convectivo T_c , se puede determinar mediante la expresión de la guía ACI. Sin embargo, el periodo impulsivo T_i se obtiene del modelo elaborado en el SAP2000.

Periodo convectivo T_c :

$$T_c = 2\pi \cdot \frac{\sqrt{D}}{\sqrt{3.68 \cdot g \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right)}} \quad T_c := 2 \cdot \pi \cdot \frac{\sqrt{D}}{\sqrt{3.68 \cdot g \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right)}} = 5.483 \text{ s}$$

$$T_c = 5.49 \text{ s}$$

El periodo impulsivo (T_i) se obtiene del modelo de análisis.

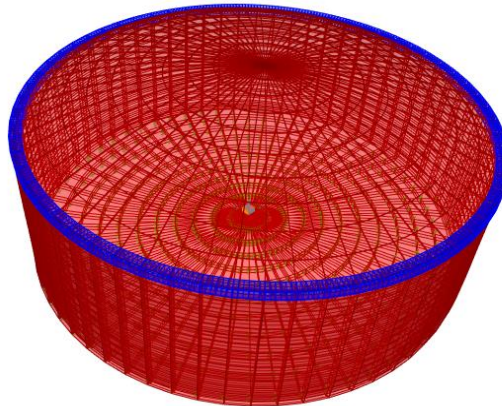


Figura 5-1 Modelo para obtener el periodo impulsivo de la estructura en la dirección de análisis

Tomado del software SAP2000 (Computers and Structures, Inc.)

$$T_i = 0.135 \text{ s}$$

5.3. Definición de parámetros sísmicos

Factor de zona (Z): El reservorio estará ubicado en Lima; es decir, Zona 4. Por tanto, $Z=0.45$.

Factor de Uso (U): La norma E.030 clasifica a los reservorios de almacenamiento de agua como estructura esencial; por tanto, $U=1.5$.

Tipo de perfil de suelo S: Según los datos, es tipo S1. Entonces, $S=1.00$.

Coefficientes de reducción sísmica (R): la guía ACI 350.3-06 diferencia los valores según el tipo de masa (convectiva e impulsiva) y según el tipo de tanque a diseñar:

Tabla 5-5 Factores de reducción R

Tipo de Estructura	R _i		R _c
	Sobre el terreno	Enterrado	
Tanques con base flexibles y anclados a ella	3.25	3.25	1.0
Tanques monolíticos o empotrados a la base	2.0	3.0	1.0
Tanques con base flexible y anclados a ella	1.5	2.0	1.0
Reservorios elevados	2.0	-	1.0

Como el reservorio es monolítico y está apoyado sobre el terreno, se consideran los siguientes valores:

$$R_i = 2.0.$$

$$R_c = 1.0.$$

Coefficientes de amplificación sísmica:

El espectro por emplear tiene dos zonas: una para la masa impulsiva y otra para la convectiva.

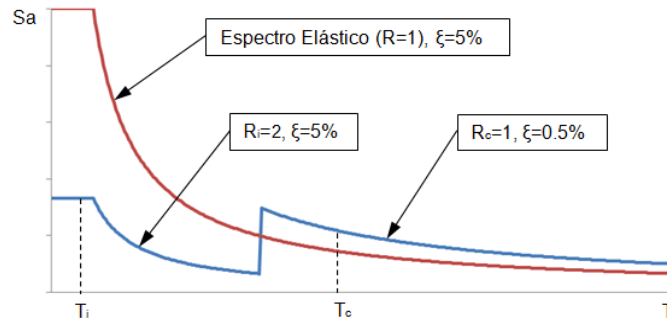


Figura 5-2 Espectro para el diseño del reservorio

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

Si consideramos los 2 valores de R mencionados anteriormente:

- Primera zona: $R_i = 2.0$ y $\xi = 5\%$
- Segunda zona: $R_c = 1.0$ y $\xi = 0.5\%$

Para un suelo de tipo S1, $T_p = 0.4$ y $T_L = 2.5$ segundos. Con esto, se determinan C_i y

C_c :

$$T_i < T_p: C_i := 2.5$$

$$T_c > T_L: C_c := 1.5 \cdot 2.5 \cdot \frac{T_p \cdot T_L}{T_c^2} = 0.125$$

Nota: Debido al cambio de amortiguamiento, se considera el factor 1.5

Tabla 5-6 Resumen de parámetros sísmicos

Parámetros sísmicos	
Z	0.45
S	1.0
U	1.5
Rc	1
Ri	2
Ci	2.5

5.4. Cálculo de solicitaciones sísmicas

Debido a que existe una fracción de la masa total de las paredes que actúa como masa dinámica, se determina el coeficiente de masa efectiva, según la siguiente expresión de la guía ACI:

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

$$\varepsilon = 0.548.$$

5.4.1. Solicitaciones inerciales

Calculamos la fuerza sísmica producto del peso de las paredes del reservorio:

$$P_w = ZUC_i S \times \frac{\varepsilon W_w}{R_i}$$

Donde

W_w : peso de las paredes del reservorio.

La fuerza se reparte en toda la altura del reservorio: sobre dos lados diametralmente opuestos (derecha e izquierda) y de forma radial.

$$P_{w_y} = \frac{P_w}{2H_w}$$

$$\rho_{w_y} = \frac{P_{w_y}}{\pi \cdot R}$$

Reemplazando las expresiones anteriores, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-7 Solicitaciones sísmicas debido al peso de las paredes

Cálculo P _w	
W _w (ton)	497.6283
P _w (ton)	230.173
P _{wy} (ton)	15.345
ρ _{wy} (ton/m)	0.444

También se determinan las solicitaciones a causa del peso de la cubierta. En este caso, se utiliza la siguiente expresión:

$$P_r = ZUC_i S \times \frac{W_r}{R_i}$$

Donde

W_r: peso del techo del reservorio.

La fuerza se reparte radialmente en el anillo. Según el modelo realizado, se consideró dividir el elemento radialmente en 64 sectores, valor entre el cual la fuerza debe dividirse para repartir la carga alrededor del anillo.

Tabla 5-8 Solicitaciones sísmicas debido al peso de la cubierta

Cálculo P _r	
W _r (ton)	47.972
P _r (ton)	40.476
P _r /nudo (ton)	0.632

5.4.2. Solicitaciones debido a masas impulsiva y convectiva

La magnitud de estas fuerzas se determina mediante las siguientes ecuaciones:

$$P_i = ZUC_i S \times \frac{W_i}{R_i}$$

$$P_c = ZUC_c S \times \frac{W_c}{R_c}$$

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 5-9 Solicitaciones para cada masa

Calculo Pi		Calculo Pc	
Pi (ton)	715.5753	Pc (ton)	129.7007

Las fuerzas se van a repartir en la altura y luego radialmente, similar a lo que se muestra en la Figura 5-3 y Figura 5-4:

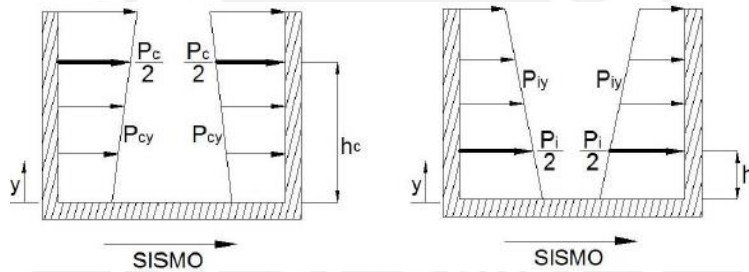


Figura 5-3 Distribución de fuerzas convectiva e impulsiva en altura

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

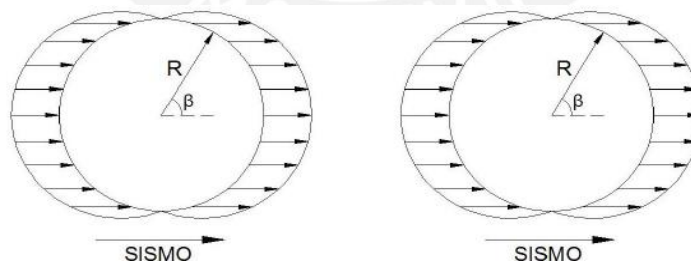


Figura 5-4 Distribución de fuerzas convectiva e impulsiva radialmente

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

5.5. Asignación de cargas inerciales

A causa del peso de la cubierta superior, estas cargas actúan en las paredes del cilindro y en el anillo. En el caso del cilindro, se asigna una carga uniforme de área en las paredes en la dirección X, la cual fue calculada anteriormente y es igual a 0.444 ton/m^2 .

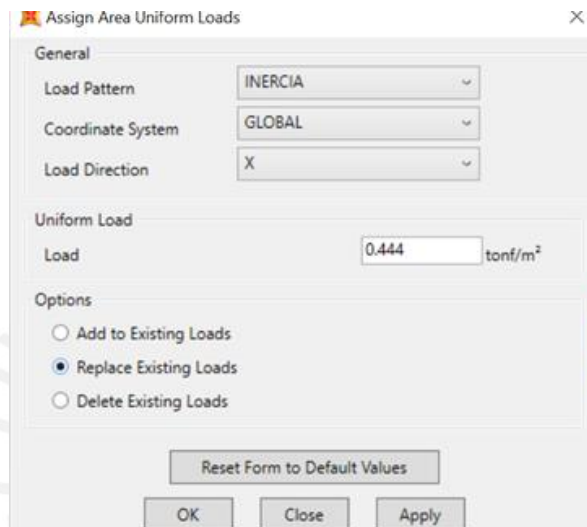


Figura 5-5 Asignación de carga inercial a las paredes del reservorio

Tomado del software SAP2000 (Computers and Structures, Inc.)

Se repite lo mismo para el anillo; sin embargo, las se asignan a los nudos considerando 0.63 ton por cada uno.

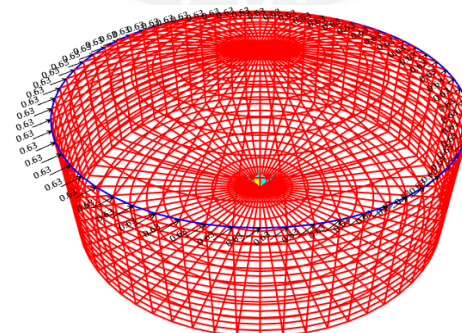


Figura 5-6 Asignación de carga inercial debido al peso de la cubierta

Tomado del software SAP2000 (Computers and Structures, Inc.)

5.6. Asignación de cargas impulsivas y convectivas

Para el análisis sísmico, se considera que varían en la altura y de forma radial, por lo que se consideran sectores de presión constante. Por un lado, para la altura, se divide en 3 sectores (2.5 m, 2 m y 2 m), donde las cargas se ubicarán en el centro de cada uno; es decir, a 1.25, 3.3 y 5.5 metros desde la base. Por otro lado, para la división radial, cada 22.5 grados: 11.25, 33.75, 56.25 y 78.75.

a. Distribución de altura: se consideran las siguientes ecuaciones:

$$P_{cy} = \frac{\frac{P_c}{2} \left(4H_L - 6h_c - (6H_L - 12h_c) \times \left(\frac{y}{H_L} \right) \right)}{H_L^2}$$

$$P_{iy} = \frac{\frac{P_i}{2} \left(4H_L - 6h_i - (6H_L - 12h_i) \times \left(\frac{y}{H_L} \right) \right)}{H_L^2}$$

Donde:

y: distancia medida desde la base

b. Distribución radial: se emplean las siguientes expresiones:

$$P_{cy} = \frac{16P_{cy}}{9\pi R} \times \cos \beta$$

$$P_{iy} = \frac{2P_{iy}}{\pi R} \times \cos \beta$$

Por tanto, del ítem a y b, se reemplazan tanto “y” como “β”:

Tabla 5-10 Distribución de presiones impulsivas (I) y convectivas (C) en altura y radialmente

β	11.25°		33.75°		56.25°		78.75°	
y	I	C	I	C	I	C	I	C

5.5	1.502	0.596	1.273	0.505	0.851	0.337	0.229	0.118
3.5	2.944	0.514	2.496	0.435	1.668	0.291	0.586	0.102
1.2 5	4.567	0.422	3.871	0.357	2.587	0.239	0.908	0.084

En el software SAP 2000, se introducen estas presiones seleccionando los elementos finitos y sus partes simétricas correspondientes a cada sector.

6. Análisis por cargas sísmicas

En esta sección, se presentarán los esfuerzos principales debido a las envolventes de las combinaciones de carga indicados anteriormente.

6.1. Cúpula

Tabla 6-1 Máximas fuerzas internas en la cúpula debido a la envolvente

Fuerzas internas por metro	Máximo positivo	Máximo negativo
F11 (ton)	+2.92	-5.01
F22 (ton)	0	-5.45
M11 (ton.m)	+0.008	-0.015
M22 (ton.m)	+0.028	-0.077
V13 (ton)	+0.001	-0.001
V23 (ton)	+0.014	-0.093

En la Tabla 6-1, se observa que la fuerza interna más importante es la de tracción anular (F11). Por lo tanto, se calculará el refuerzo de acero para dicho valor

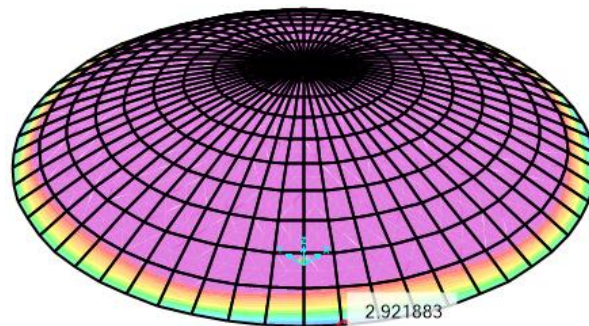


Figura 6-1 Tracción anular máxima de la cúpula

Tomado del software SAP2000 (Computers and Structures, Inc.)

6.2. Viga anular

Para este elemento, se considerará el factor de durabilidad S_d de tracción.

Tabla 6-2 Máxima fuerza interna en la viga anular debido a la envolvente

Fuerzas internas por metro	Máximo positivo
F11 (ton)	+29.73

El refuerzo de acero de este elemento se calculará para la fuerza de tracción obtenida.

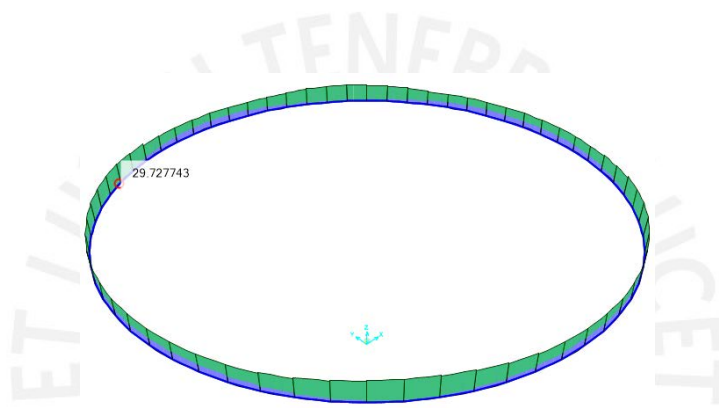


Figura 6-2 Tracción anular máxima del anillo

Tomado del software SAP2000 (Computers and Structures, Inc.)

6.3. Pared cilíndrica

Para este elemento, se considerará el factor de durabilidad S_d de tracción, flexión y corte.

Tabla 6-3 Máximas fuerzas internas en la pared cilíndrica debido a la envolvente

Fuerzas internas por metro	Máximo positivo	Máximo negativo
F11 (ton)	+188.53	-11.61
F22 (ton)	+2.97	-25.41
M11 (ton.m)	+0.75	-2.98
M22 (ton.m)	+2.72	-14.56
V13 (ton)	+0.003	-0.556
V23 (ton)	+5.54	-5.98

En la Tabla 6-3, se observa que las fuerzas internas más importantes son la de tracción anular F11, momento flector M22 y la fuerza cortante V23. Por lo tanto, se calculará el refuerzo de acero por tracción y flexión, y se verificará la sección por corte.

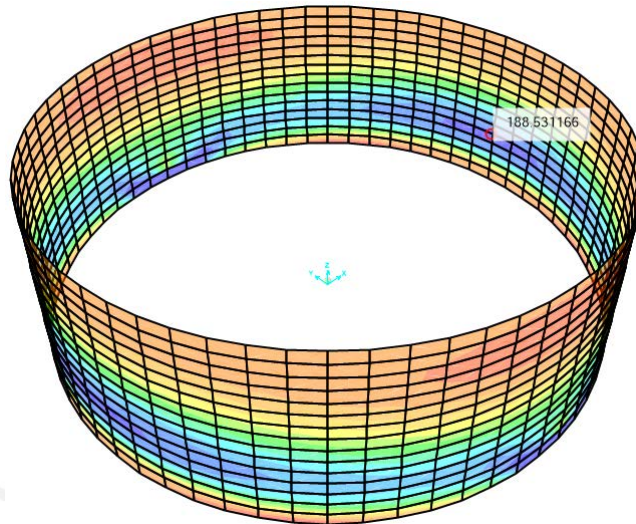


Figura 6-3 Tracción anular máxima del cilindro

Tomado del software SAP2000 (Computers and Structures, Inc.)

6.4. Losa de fondo

Para este elemento, se considerará el factor de durabilidad S_d de tracción, flexión y corte. Los momentos positivos se presentan en el borde de la losa, por lo que serán tomados considerando la viga anular inferior.

Tabla 6-4 Máximas fuerzas internas en la losa de fondo debido a la envolvente

Fuerzas internas por metro	Máximo positivo	Máximo negativo
M11 (ton.m)	+6.30	-11.13
M22 (ton.m)	+8.53	-6.55
V13 (ton)	+17.59	-17.59
V23 (ton)	+15.31	-15.31

En la Tabla 6-4, se observa que las fuerzas internas más importantes son el momento flector M22 y la fuerza cortante V23. Por lo tanto, se calculará el refuerzo de acero por tracción y flexión, y se verificará la sección por corte.

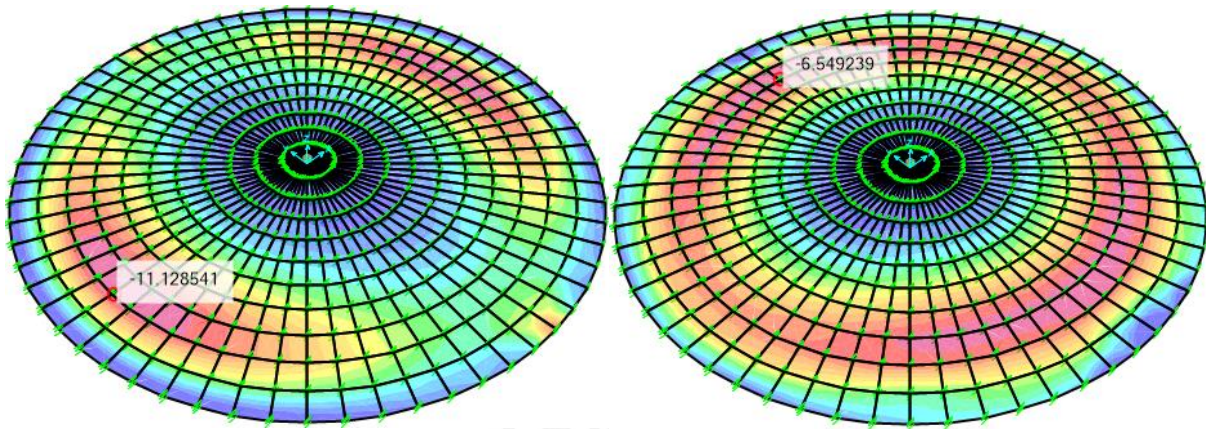


Figura 6-4 Máximo momento de flexión por cargas últimas afectadas por el factor Sd (M11 y M22, respectivamente)

Tomado del software SAP2000 (Computers and Structures, Inc.)

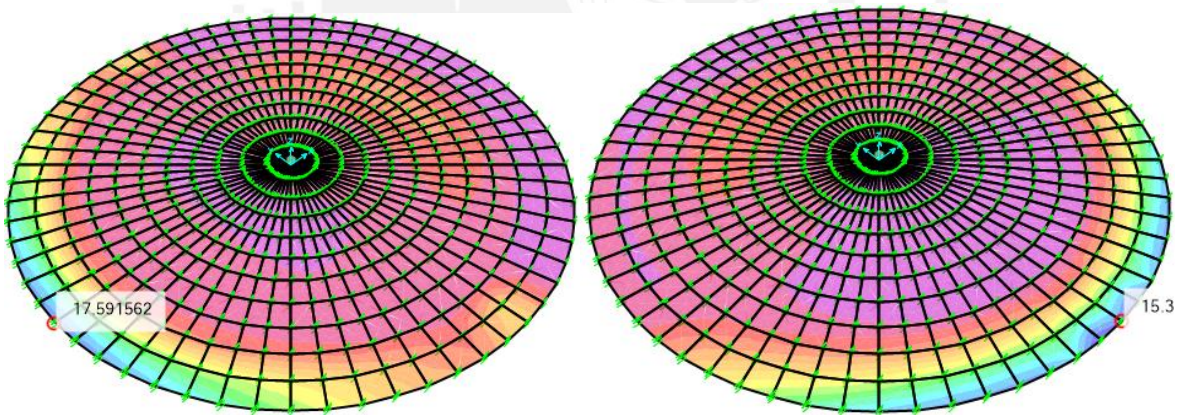


Figura 6-5 Máxima cortante por cargas últimas afectadas por el factor Sd (V13 y V23, respectivamente)

Tomado del software SAP2000 (Computers and Structures, Inc.)

7. Diseño estructural de los elementos del reservorio

7.1. Cúpula

- Propiedades de los materiales

$$f_c := 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Propiedades de la sección a evaluar

$$b := 100 \text{ cm}$$

$$h := 5 \text{ cm}$$

$$r := 2.5 \text{ cm}$$

$$d := h - r = 2.5 \text{ cm}$$

- Cuantía mínima

$$\rho_{min} := 0.002$$

7.1.1. Diseño por carga axial (F11)

- Fuerza de tracción anular P_u

Mediante el modelo, se obtuvieron los siguientes valores de P_u :

Tracción: $P_u := 2.92 \text{ tonne}$

$$P := P_u$$

$$A_s := \frac{P}{\phi_{tracc} \cdot f_y} = 0.772 \text{ cm}^2$$

Doble malla de 8mm@0.20 m

$$A_{s_{col}} := \frac{b}{s} \cdot A_{8mm} = 2.5 \text{ cm}^2$$

Compresión: $P_u := 5.45 \text{ tonne}$

$$P := P_u$$

$$A_s := \frac{P}{\phi_{comp} \cdot f_y} = 1.854 \text{ cm}^2$$

Doble malla de 8mm@0.20 m

$$A_{s_{col}} := \frac{b}{s} \cdot A_{8mm} = 2.5 \text{ cm}^2$$

7.1.2. Diseño por corte (V23)

$$V_u := 0.093 \text{ tonne}$$

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d = 1.92 \text{ tonne}$$

$$\phi \cdot V_c = 1.632 \text{ tonne}$$

Se verificó que se cumple con el diseño por corte.

7.2. Viga anular

- Propiedades de los materiales

$$f_c := 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Propiedades de la sección a evaluar

$$b := 50 \text{ cm}$$

$$h := 40 \text{ cm}$$

$$r := 6 \text{ cm}$$

$$d := h - r = 34 \text{ cm}$$

7.2.1. Diseño por tracción anular (F11)

- Fuerza de tracción anular T_u

Mediante el modelo, se obtuvieron los siguientes valores de Tu afectados por el factor de durabilidad:

Tracción: $SdPu := 29.73 \text{ tonne}$
 $P := SdPu$
 $A_s := \frac{P}{\phi_{tracc} \cdot f_y} = 7.865 \text{ cm}^2$
 6 barras longitudinales de 5/8" de diámetro
 $A_{s_{col}} := n_s \cdot A_{\#5} = 12 \text{ cm}^2$

7.2.2. Control de la fisuración por tracción

$$\varepsilon := 0.0003$$

$$f_s := 1400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$n := \frac{E_s}{E_c} = 7.968$$

$$A_g := b \cdot h = 2000 \text{ cm}^2$$

$$T_s := 9.89 \text{ tonne}$$

$$f_t := \frac{T_s \cdot (E_s \cdot \varepsilon + f_s)}{A_g \cdot f_s + (n - 1) \cdot T_s} = 6.89 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{tperm} := 0.1 \cdot f_c = 28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se verificó que f_s es menor al valor permisible.

7.3. Pared cilíndrica

- Propiedades de los materiales

$$f_c := 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E_c := 1.5 \cdot 10^4 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{kg}{cm^2}} = (2.51 \cdot 10^5) \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_y := 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_s := 2 \cdot 10^6 \frac{kg}{cm^2}$$

- Propiedades de la sección a evaluar

$$b := 100 \text{ cm}$$

$$h := 40 \text{ cm}$$

$$r := 6 \text{ cm}$$

$$d := h - r = 34 \text{ cm}$$

- Cuantía mínima

$$\rho_{min} := 0.003$$

7.3.1. Diseño por tracción anular (F11)

- Fuerza de tracción anular T_u

Mediante el modelo, se obtuvieron los siguientes valores de T_u afectados por el factor de durabilidad:

Tabla 7-1 Máximas fuerzas de tracción

	Zonas	SdTu (ton)
H1	(0 a 4) m	188.95
H2	(4 a 5) m	135.24
H3	(5 a 7.5) m	91.12

- Cálculo del área necesaria de refuerzo

$$H1 (0 \text{ a } 4) \text{ m: } SdTu := 188.53 \text{ tonne}$$

$$T := SdTu$$

$$A_s := \frac{T}{\phi_{tracc} \cdot f_y} = 49.876 \text{ cm}^2$$

Doble malla de 1" @0.20m

$$A_{s_{col}} := 2 \cdot \frac{b}{s} \cdot A_{\#8} = 51 \text{ cm}^2$$

H1 (4 a 5) m: $SdTu := 135.24 \text{ tonne}$

$$T := SdTu$$

$$A_s := \frac{T}{\phi_{tracc} \cdot f_y} = 35.778 \text{ cm}^2$$

Doble malla de 1" @0.25m

$$A_{s_{col}} := 2 \cdot \frac{b}{s} \cdot A_{\#8} = 40.8 \text{ cm}^2$$

H1 (5 a 7.5) m: $SdTu := 91.12 \text{ tonne}$

$$T := SdTu$$

$$A_s := \frac{T}{\phi_{tracc} \cdot f_y} = 24.106 \text{ cm}^2$$

Doble malla de 3/4" @0.20m

$$A_{s_{col}} := 2 \cdot \frac{b}{s} \cdot A_{\#6} = 28.4 \text{ cm}^2$$

7.3.2. Diseño por flexión (M22)

- Momento flector M_u

Mediante el modelo, se obtuvieron los siguientes valores de M_u afectados por el factor de durabilidad:

Tabla 7-2 Máximos valores de momento flector vertical en la pared cilíndrica

Máximo momento negativo	$SdMu := 14.56 \text{ tonne} \cdot m$
Máximo momento positivo	$SdMu := 2.72 \text{ tonne} \cdot m$

- Cálculo del área necesaria de refuerzo en la zona de mayor momento positivo (cara externa)

0 a 7.5 m:

$$SdMu := 2.72 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M := SdMu$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M}{\phi_{flex} \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot b}} = 0.004 \text{ m}$$

$$As := \frac{M}{\phi_{flex} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 2.128 \text{ cm}^2$$

Doble malla de 1/2" @0.20m

$$As_{col} := \frac{b}{s} \cdot A_{\#4} = 6.45 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del área necesaria de refuerzo en la zona de mayor momento negativo (cara interna)

0 a 2.5 m:

$$SdMu := 14.56 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M := SdMu$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M}{\phi_{flex} \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot b}} = 0.021 \text{ m}$$

$$As := \frac{M}{\phi_{flex} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 11.683 \text{ cm}^2$$

Doble malla de 1/2" @0.10m

$$As_{col} := \frac{b}{s} \cdot A_{\#4} = 12.9 \text{ cm}^2$$

Para cumplir con los valores obtenidos, se escoge una malla de 1/2"@0.20m y se procede a verificar que cumpla con la cuantía mínima:

$$\rho := \frac{2 \cdot As_{col}}{b \cdot d} = 0.0038 > 0.003 \text{ (La cuantía cumple con lo requerido)}$$

7.3.3. Diseño por corte (V23)

$$V_u := 5.98 \text{ tonne}$$

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d = 30.153 \text{ tonne}$$

$$\phi := 0.85$$

$$\phi \cdot V_c = 25.63 \text{ tonne}$$

Se verificó que se cumple el diseño por corte.

7.3.4. Control de la Fisuración por tracción

$$\varepsilon := 0.0003$$

$$f_s := 1400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$n := \frac{E_s}{E_c} = 7.968$$

$$A_g := b \cdot h = 4000 \text{ cm}^2$$

$$T_s := 85.63 \text{ tonne}$$

$$f_t := \frac{T_s \cdot (E_s \cdot \varepsilon + f_s)}{A_g \cdot f_s + (n - 1) \cdot T_s} = 27.64 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{perm} := 0.1 \cdot f_c = 28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se verificó que este valor es menor al permisible.

7.3.5. Control de Fisuración por flexión

$$A_s := \frac{b}{s} \cdot A_{\#4} = 12.9 \text{ cm}^2$$

$$I_{cr} := \frac{b \cdot c^3}{3} + n \cdot A_s \cdot y_s^2 = 86237.3 \text{ cm}^4$$

$$M_s := 5.65 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$f_s := \frac{n \cdot M_s \cdot y_s}{I_{cr}} = 1388.89 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\beta := \frac{h - c}{d - c} = 1.226$$

$$f_{sperm} := \frac{320}{\beta \cdot \sqrt{s^2 + 4 \cdot (2 + 0.5 \cdot d_b)^2}} = 43.671$$

$$f_{sperm} = 3070 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se verificó que f_s es menor al permisible.

7.4. Losa de fondo

7.4.1. Diseño por flexión

- Momento flector M_u

Mediante el modelo, se obtuvieron los siguientes valores de M_u afectados por el factor de durabilidad:

$$SdMu_{11} := 11.13 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$SdMu_{22} := 8.53 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

- Propiedades de la sección a evaluar

$$b := 100 \text{ cm}$$

$$e_{losa} := 45 \text{ cm}$$

$$r := 5.794 \text{ cm}$$

$$d := e_{losa} - r = 39.206 \text{ cm}$$

- Cálculo del área necesaria de refuerzo

$$\phi_{flex} := 0.9$$

$$\beta := 0.85$$

$$M := SdMu_{11} = 11.13 \text{ tonne} \cdot m$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M}{\phi_{flex} \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b}} = 0.013 \text{ m}$$

$$As := \frac{M}{\phi_{flex} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 7.642 \text{ cm}^2$$

Malla: 5/8" @0.225m

$$As_{col_{11}} := \frac{b}{s} \cdot A_{\#5} = 8.889 \text{ cm}^2$$

$$M := SdMu_{22} = 8.53 \text{ tonne} \cdot m$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M}{\phi_{flex} \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b}} = 0.01 \text{ m}$$

$$As := \frac{M}{\phi_{flex} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 5.832 \text{ cm}^2$$

Malla: 5/8" @0.30m

$$As_{col_{22}} := \frac{b}{s} \cdot A_{\#5} = 6.667 \text{ cm}^2$$

- Verificación de la cuantía

$$\rho := \frac{2 \cdot As_{col_{11}}}{b \cdot e_{losa}} = 0.00395$$

$\rho_{max} > \rho > \rho_{min}$ (condición cumplida)

$$\rho := \frac{2 \cdot As_{col_{22}}}{b \cdot e_{losa}} = 0.00296$$

$\rho_{max} > \rho > \rho_{min}$ (no se cumple la condición)

Para cumplir la cuantía mínima, se coloca la misma malla en ambas direcciones: 5/8” @0.0225m.

7.4.2. Diseño por corte

$$Vu_{13} := 17.59 \text{ tonne}$$

$$Vu_{23} := 15.31 \text{ tonne}$$

$$Vc := 0.53 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d = 34.77 \text{ tonne}$$

$$\phi := 0.85$$

$$\phi \cdot Vc = 29.555 \text{ tonne}$$

$$\phi \cdot Vc > Vu, \quad (\text{se cumple la condición en ambas direcciones})$$

8. Conclusiones y recomendaciones

En el análisis y diseño de los elementos del reservorio, se verificó que las secciones obtenidas en el predimensionamiento eran suficientes, por lo cual dichas dimensiones no fueron modificadas.

En el modelo de elementos finitos, las fuerzas internas fueron afectadas por el factor de durabilidad S_d según sus condiciones para facilitar el diseño.

En los elementos tipo “cáscara”, como la cúpula y el cilindro, se verificó que ciertas fuerzas internas se aproximan a cero debido a que son cuerpos de revolución. En ambos casos, las principales fuerzas internas son las fuerzas axiales F_{11} Y F_{22} . y el momento flector radial M_{22} con su respectiva fuerza cortante V_{23} , mientras que el momento flector M_{11} y la fuerza cortante V_{13} en la dirección anular presentan valores despreciables.

En el análisis de la cúpula, se verificó que la fuerza anular es positiva (tracción) en el borde y negativa (compresión) en la parte central de la superficie. Además, se demostró que la fuerza

meridional transmite el peso de la cúpula a la viga anular superior mediante esfuerzos de compresión. En el diseño, fue predominante la fuerza de tracción anular ya que el valor del momento flector radial fue menor a 0.1 ton.m. La fuerza cortante de dicho momento también presentó un valor despreciable, pero se verificó que sea menor a la resistencia al corte que posee la sección de concreto de 5cm de espesor. Es importante resaltar que la malla de refuerzo fue establecida por la cuantía mínima, ya que las fuerzas internas presentaban valores muy bajos.

En el análisis de la viga anular superior, se observó que las fuerzas axiales son positivas (tracción). Además, se verificó que la sección transversal obtenida en el predimensionamiento cumpla con el diseño por tracción anular y con el control de fisuración por tracción.

En el análisis de la pared cilíndrica, se observó que la fuerza interna más importante es la fuerza axial anular, la cual alcanza un valor máximo a una altura $h/3$ desde la base. También, se verificó que en la dirección vertical predominan las fuerzas axiales de compresión, por lo que el aporte del concreto será importante. Por otro lado, se observa que el momento flector anular y su respectiva fuerza cortante tienen valores despreciables para el diseño, mientras que dichas fuerzas internas son significativas en la dirección vertical. El momento flector vertical es máximo cerca a la base debido a la restricción que la losa de fondo genera. Para este elemento, también se realizó el control de fisuración por flexión y tracción, y en ambos casos se cumplió con lo requerido.

En el análisis de la losa de fondo, se verificó que las fuerzas internas principales son los momentos flectores y las fuerzas cortantes, dichas fuerzas fueron consideradas para el diseño en ambas direcciones.

Para el análisis de reservorios como el presentado en este informe, se recomienda identificar claramente los “local axes” de cada elemento, ya que la visualización de las fuerzas internas

depende directamente de dicha condición. También se sugiere realizar el análisis sísmico por el método dinámico para comparar los resultados con los obtenidos por el método estático.

9. Bibliografía

American Concrete Institute. (2006). *Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350.3-06)*. Michigan, USA: Farmington Hills.

Computers and Structures, Inc. (s.f.). SAP2000. Berkeley, California, USA: 23.

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

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

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

Villagómez, D. (2020). *Diseño de sistemas de concreto para contención de líquidos*. Lima.

10. Anexos

En los siguientes planos, se presentan el detalle y especificaciones de los elementos de concreto armado del reservorio:

ESPECIFICACIONES GENERALES

CONCRETO DE LOSA DE FONDO: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
CONCRETO DE PARED CILÍNDRICA: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
CONCRETO DE ANILLO: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
CONCRETO DE CÚPULA: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
ACERO: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTOS LIBRES

LOS RECUBRIMIENTOS LIBRES DEL REFUERZO (MEDIDOS DESDE EL BORDE DE LOS ESTRIBOS Y VARILLAS DE CONFINAMIENTOS), A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE LO CONTRARIO EN LOS PLANOS Y DETALLES, SERÁN LOS SIGUIENTES:

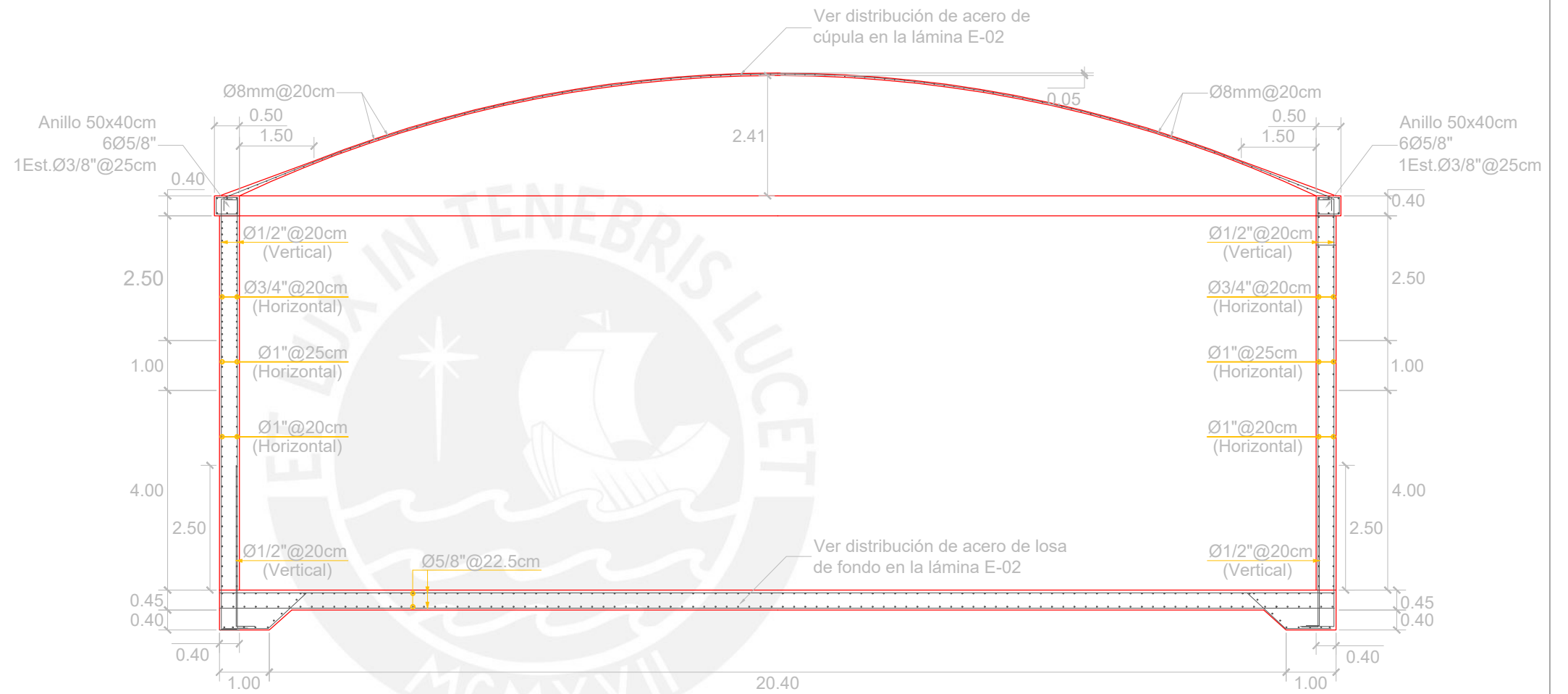
- VIGAS (ANILLO): 4 cm.
- MURO CARA SECA: 4 cm.
- MURO EN CONTACTO CON EL AGUA: 5 cm.
- LOSA PERALTADA: 3.50 cm.

PARÁMETROS SÍSMICOS DEL SUELO (DE ACUERDO A LA NORMA E 030)

ESPECTRO DE DISEÑO:
 - ZONA SÍSMICA: 4
 - TIPO DE PERFIL DE SUELO: S1
 - FACTOR DE SUELO (S): 1.00
 - PERIODO TP (s): 0.40
 - PERIODO TL (s): 2.50

Notas:

1. Todas las barras de acero deberán traslapar 50 veces su diámetro. No se debe traslapar más del 20% del refuerzo en una misma sección.
2. Se debe realizar un tratamiento impermeabilizante a la pared cilíndrica y la losa de fondo.



REFUERZO DEL RESERVORIO

CORTE A-A

ESC. 1:50

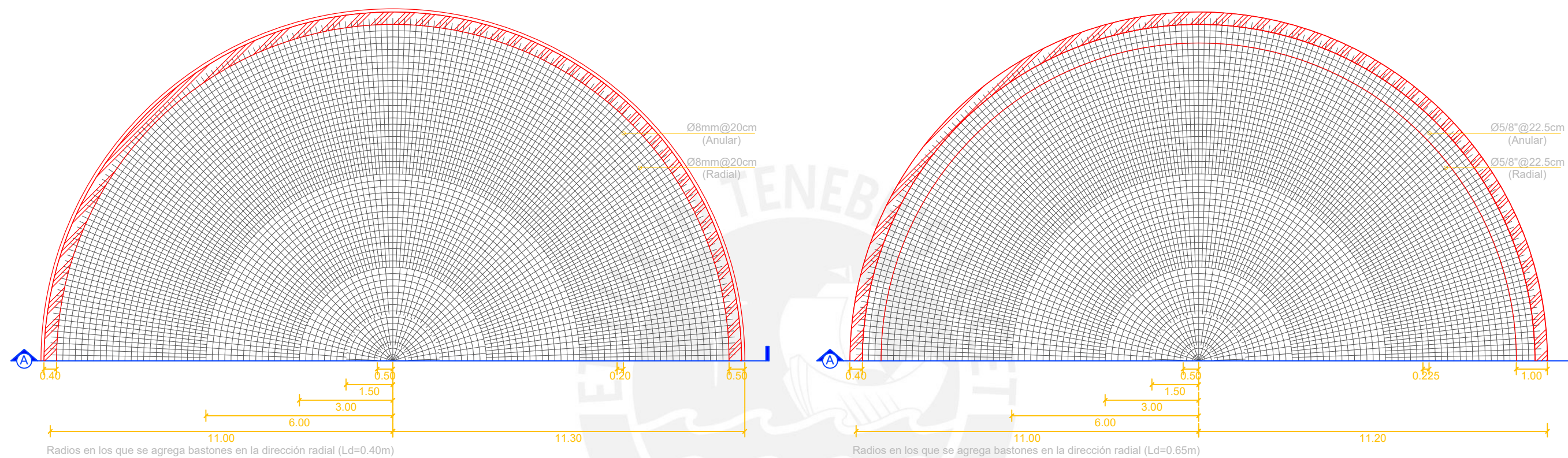
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO: RESERVORIO CIRCULAR
 LIMA - LIMA - PERU

AUTOR: ELIS MILAGROS MATEO REYES

PLANO N°: E-01
 PLANO: DIMENSIONAMIENTO Y
 REFUERZO DEL RESERVORIO

ESCALA: 1/50
 FECHA: 18/09/2022



Radios en los que se agrega bastones en la dirección radial (Ld=0.40m)

Radios en los que se agrega bastones en la dirección radial (Ld=0.65m)

Nota: La malla de acero indicada en planta se coloca en una capa centrada.

Nota: La malla indicada en planta se coloca en 2 capas iguales (Superior e inferior).

1/2 CÚPULA

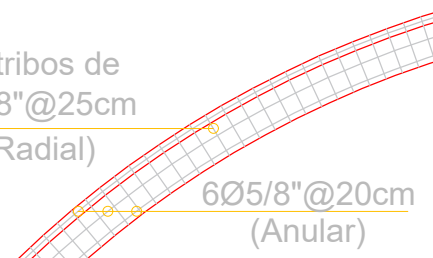
Losa de concreto armado h=0.05m
 $s/c = 50 \text{ kg/m}^2$
 $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

1/2 LOSA DE FONDO

Losa de concreto armado h=0.45m
 $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

DISTRIBUCIÓN DE ACERO EN VIGA

Estribos de $\text{Ø}3/8" @ 25\text{cm}$
 (Radial)



$6\text{Ø}5/8" @ 20\text{cm}$
 (Anular)

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO: RESERVOIRIO CIRCULAR
 LIMA - LIMA - PERU

AUTOR: ELIS MILAGROS MATEO REYES

PLANO N°: E-02

PLANO: DISTRIBUCIÓN DE ACERO DE LA CÚPULA Y LA LOSA DE FONDO

ESCALA: INDICADA
 FECHA: 18/09/2022