

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN RESERVORIO

CIRCULAR DE 2500 M3 DE VOLUMEN

Trabajo de suficiencia profesional para obtener el título profesional de

Ingeniero Civil

AUTOR:

David Michael Soto Crisostoma

ASESOR:

Diego Villagómez Molero

Lima, enero, 2022

Resumen

El presente trabajo tiene como finalidad analizar y diseñar en concreto armado un reservorio circular para el almacenamiento de agua potable de $2\,500\text{ m}^3$, el cual estará apoyado sobre el suelo. La estructura tendrá una base con un diámetro de 22 m, una altura de 7.5 m y un tirante de agua de 6.5 m para alcanzar el volumen solicitado.

Por otro lado, para el desarrollo del presente trabajo, el estudio de mecánica de suelos considera un suelo tipo S1 con un módulo de balasto igual de 2.5 kg/cm^3 .

El diseño de la estructura se basa en las normas ACI 350.3-06 para el análisis sísmico y la norma ACI 350.01 para los factores de durabilidad de la estructura. Adicionalmente, se emplean normas del reglamento nacional de edificaciones como la E020 para las consideraciones de cargas, la norma E060 para el diseño en concreto armado y E030 para el espectro de diseño.

El resultado del diseño estructural desarrollado implica que las paredes tengan un espesor de 0.45 m, la cúpula esférica tenga un espesor de 0.07 m y una flecha de 2.20 m.

Por lo tanto, como resultado del presente trabajo, se obtendrán los diseños de los elementos estructurales del reservorio circular y se presentarán los planos correspondientes al diseño.

TABLA DE CONTENIDOS

1	Aspectos generales.....	7
1.1	Generalidades.....	7
1.2	Normativa.....	7
1.3	Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño.....	7
1.4	Cargas consideradas y pesos unitarios	8
2	Predimensionamiento	8
2.1	Predimensionado de la cubierta (casquete esférico)	8
2.1.1	Espesor de la cubierta (ec).....	9
2.1.2	Flecha de la cúpula esférica (f)	9
2.1.3	Radio de la cúpula esférica (r).....	10
2.1.4	Ángulo tangencial a la cúpula esférica (α_4).....	11
2.1.5	Fuerzas actuantes en la cúpula esférica	11
2.2	Predimensionado de la pared cilíndrica (epc)	12
2.3	Predimensionado de la viga anillo	13
3	Análisis sísmico.....	13
3.1	Parámetros sísmicos	14
3.1.1	Cálculo de los pesos convectivo e impulsivo	14
3.1.2	Cálculo de las alturas convectiva e impulsiva	15
3.1.3	Factores sísmicos según el ACI 350.3 y E.030.....	16
3.2	Análisis Dinámico.....	17
3.2.1	Espectro de diseño	17
3.2.2	Distribución de la masa impulsiva.....	18

3.2.3	Distribución de la masa convectiva	19
4	Diseño en concreto armado	21
4.1	Aspectos generales para el diseño	21
4.1.1	Resistencia de diseño	21
4.1.2	Resistencia requerida	22
4.1.3	Fuerzas y esfuerzos obtenidos mediante el software SAP2000.....	22
4.2	Diseño de los elementos estructurales del reservorio	28
4.2.1	Diseño de la pared cilíndrica	28
4.2.2	Diseño de la viga anillo	31
4.2.3	Diseño de la cúpula esférica	32
4.2.4	Diseño de la losa de fondo	33
4.3	Control de fisuraciones	35
4.3.1	Fisuración por flexión.....	35
4.3.2	Fisuración por tracción	36
4.4	Conclusiones	37
5	Bibliografía.....	38
6	Anexo	39

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Fuerzas actuantes en la cúpula esférica	9
Figura 2.2: Gráfico para el cálculo de dimensiones óptimas de una cúpula (ACI SP-28)	10
Figura 3.1: Modelo computacional del reservorio	14
Figura 3.2: Periodo impulsivo obtenido del programa SAP2000	16
Figura 3.3: Espectro de pseudo-aceleraciones	18
Figura 3.4: Asignación de la masa impulsiva al modelo estructural	19
Figura 3.5: Distribución de resortes	20
Figura 4.1: Tracción anular última en la pared cilíndrica (F11)	23
Figura 4.2: Momento flector último en la pared cilíndrica (M22)	23
Figura 4.3: Cortante última en la pared cilíndrica (V23)	24
Figura 4.4: Tracción última en la viga anillo	24
Figura 4.5: Tracción última en el casquete esférico (F11)	25
Figura 4.6: Cortante última en el casquete esférico (V23)	25
Figura 4.7: Momentos en la losa de fondo (M11)	26
Figura 4.8: Momentos en la losa de fondo (M22)	26
Figura 4.9: Cortantes en la losa de fondo (V13)	27
Figura 4.10: Cortantes en la losa de fondo (V23)	27
Figura 4.11: Refuerzo colocado a la pared cilíndrica del reservorio	31
Figura 4.12: Refuerzo colocado en la viga anillo	32
Figura 4.13: Refuerzo colocado en la cúpula esférica	33

Figura 4.14: Refuerzo de la losa de fondo34

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1: Factores de reducción de carga (ϕ) según la norma E.06021

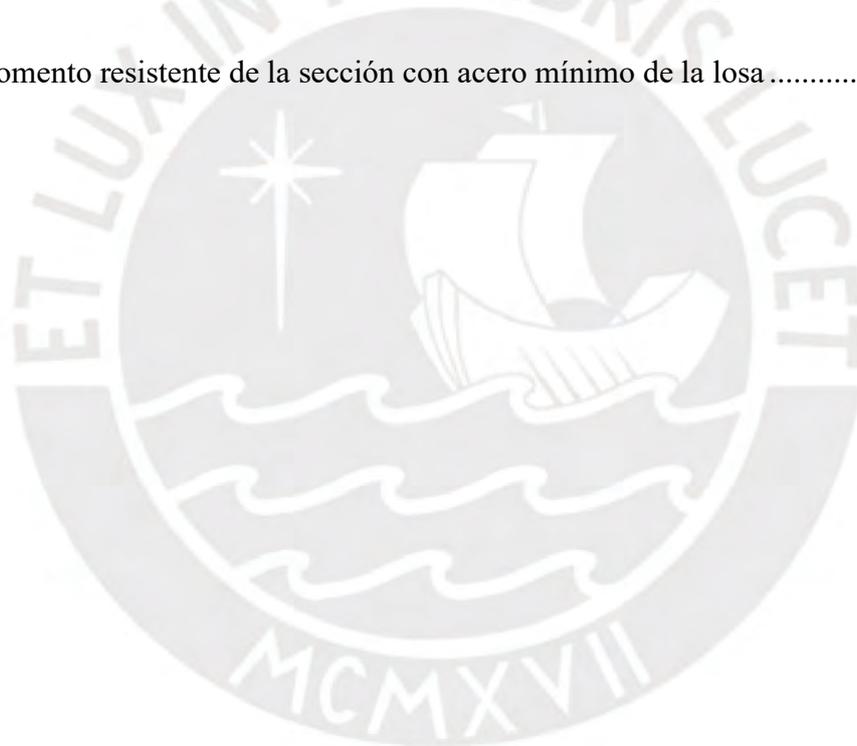
Tabla 4.2: Factores de durabilidad según el ACI 350.0122

Tabla 4.3: Resumen de fuerzas actuantes28

Tabla 4.4: Diseño por flexión del momento flector último en la pared cilíndrica.....29

Tabla 4.5: Momento resistente de la sección con acero mínimo de la pared cilíndrica30

Tabla 4.6: Momento resistente de la sección con acero mínimo de la losa34



1 Aspectos generales

1.1 Generalidades

El presente trabajo tiene como finalidad analizar y diseñar en concreto armado un reservorio circular para el almacenamiento de agua potable con una capacidad de 2 500 m³, el cual está apoyado sobre el suelo en una zona sísmica 4 según la norma E030 del reglamento nacional de edificaciones. El reservorio tiene un diámetro de 22 m, una altura de 7.5 m y un tirante de agua igual a 6.5 m. Por otro lado, el estudio de mecánica de suelos indica que el suelo en el cual está apoyado el reservorio es del tipo S1 con un módulo de balasto igual a 2.5 kg/cm³.

1.2 Normativa

El diseño de la estructura se basará principalmente en las normativas internacionales. No obstante, para las consideraciones de cargas, espectro de diseño y el diseño de concreto se empleará el reglamento nacional de edificaciones.

Normativa internacional:

- ACI 350.3-06: Seismic design of liquid – Containing concrete structures.
- ACI 350-01: Code requirements for environmental engineering concrete structures

Normativa nacional:

- E.020: Cargas.
- E.030: Diseño sismorresistente.
- E.060: Concreto armado.

1.3 Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño

Los materiales y sus respectivas características mecánicas que conforman la estructura a diseñar son los siguientes:

Concreto

- Resistencia a la compresión (elementos en contacto con agua): $f'c = 280 \frac{kg}{cm^2}$

- Resistencia a la compresión (elementos sin contacto con agua): $f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}$
- Módulo de poisson: $\nu = 0.20$
- Módulo de elasticidad: $Ec = 15\,000 \cdot \sqrt{f'c} \frac{kg}{cm^2}$

Acero corrugado

La armadura de refuerzo está compuesta por barras corrugadas de acero ASTM 615 grado 60 con las siguientes características:

- Esfuerzo de fluencia: $fy = 4\,200 \frac{kg}{cm^2}$
- Módulo de elasticidad: $Es = 2\,000\,000 \frac{kg}{cm^2}$

1.4 Cargas consideradas y pesos unitarios

Para las cargas muertas (CM) se emplea los siguientes pesos unitarios:

- Concreto armado: $2\,400 \frac{kg}{m^3}$
- Acabados sobre la cúpula esférica: $100 \frac{kg}{m^2}$

2 Predimensionamiento

2.1 Predimensionado de la cubierta (casquete esférico)

Se procede a realizar el predimensionado de las dimensiones geométricas que definen al casquete esférico. Además, se calculará las fuerzas que actúan sobre la base del casquete a fin de tener las fuerzas que actúan sobre la viga anillo que une el casquete con el muro cilíndrico. En la Figura 2.1 se muestran las fuerzas actuantes sobre el casquete esférico y las reacciones actuantes sobre la viga anillo.

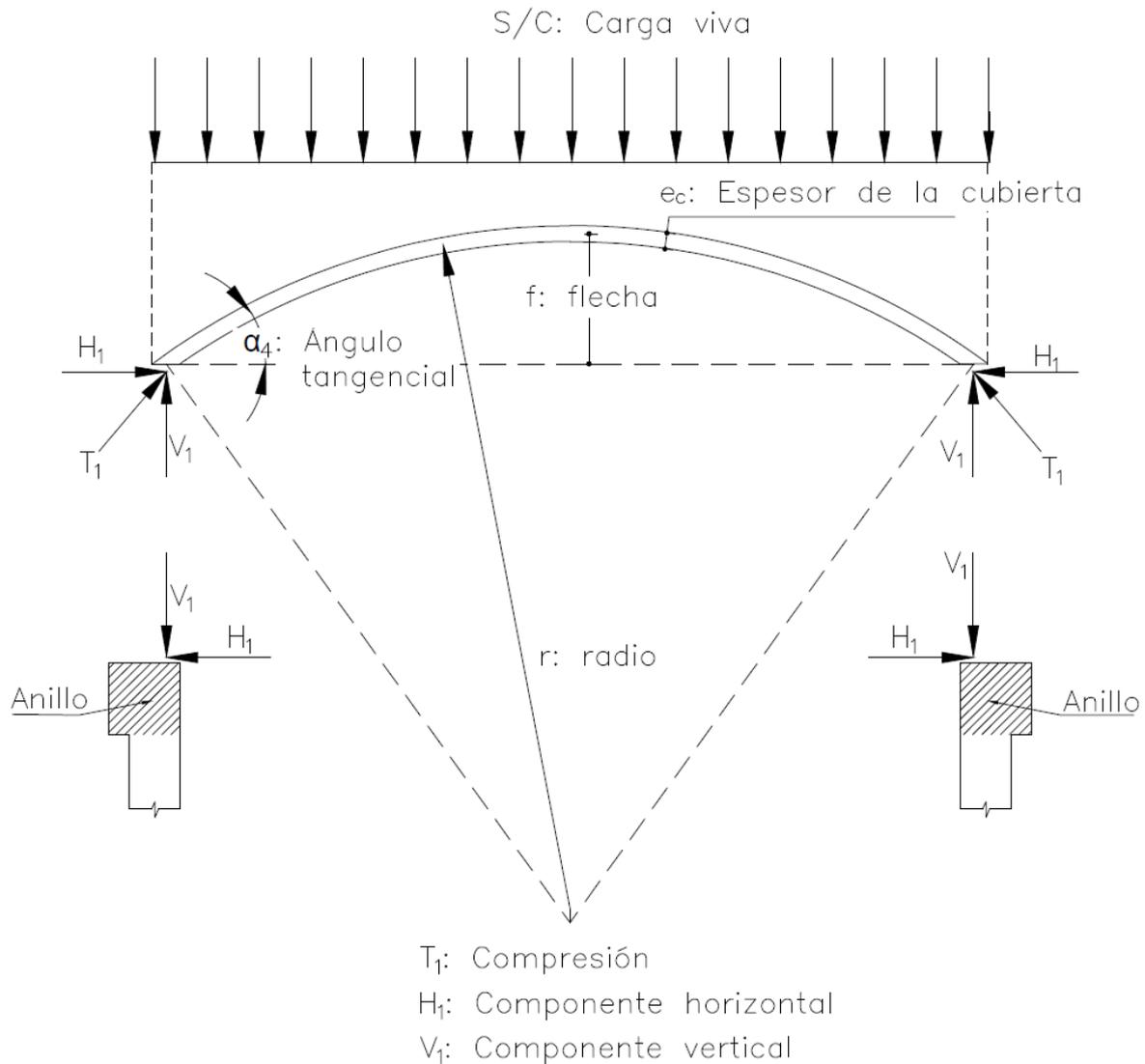


Figura 2.1: Fuerzas actuantes en la cúpula esférica

2.1.1 Espesor de la cubierta (e_c)

Para poder tener un recubrimiento de 3 cm, tanto en la cara superior e inferior, se optará por un espesor de cubierta de 7 cm para la cubierta.

2.1.2 Flecha de la cúpula esférica (f)

Para calcular la flecha de la cúpula esférica se emplea el gráfico presentado en la figura 2.2, el cual es proporcionado por el ACI SP-28.

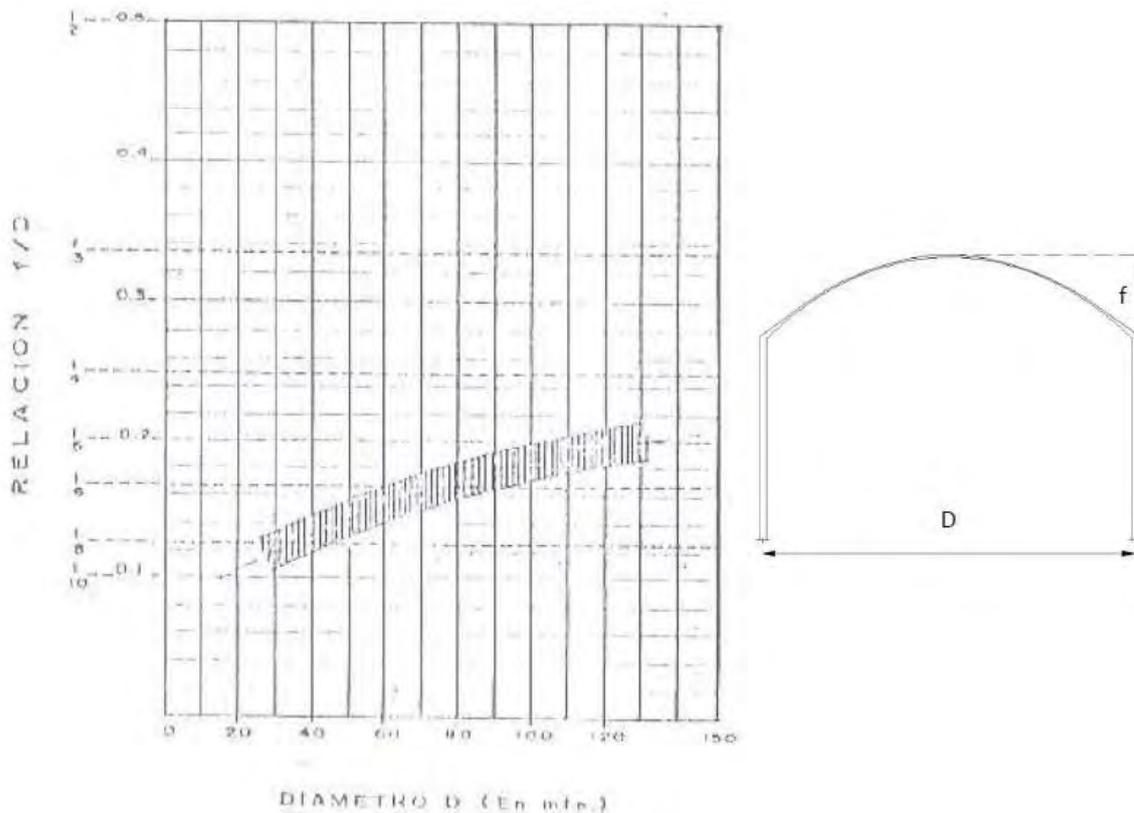


Figura 2.2: Gráfico para el cálculo de dimensiones óptimas de una cúpula (ACI SP-28)

El reservorio presenta un diámetro (D) igual a 22 m, con el cual ingresamos a la gráfica del ACI SP-28 y se obtiene la relación entre la flecha y el diámetro de 0.1. A continuación, se procede a calcular la flecha resultante:

$$\frac{f}{D} = 0.10 = \frac{f}{22}$$

$$f = 2.20 \text{ m}$$

2.1.3 Radio de la cúpula esférica (r)

El radio de la cúpula esférica, por relaciones geométricas, se calcula teniendo como datos de entrada el diámetro del reservorio (D) y la flecha de la cúpula esférica con la siguiente ecuación:

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

$$r = \frac{2.20^2 + \frac{22^2}{4}}{2 \cdot 2.20} = 28.60 \text{ m}$$

2.1.4 Ángulo tangencial a la cúpula esférica (α_4)

El cálculo del ángulo α_4 requiere de los datos del diámetro del reservorio (D), el radio de la cúpula esférica (r) y la flecha (f). A continuación, se muestra el cálculo del ángulo α_4 :

$$\alpha_4 = \arctan\left(\frac{\frac{D}{2}}{r - f}\right)$$

$$\alpha_4 = \arctan\left(\frac{\frac{22}{2}}{28.60 - 2.20}\right)$$

$$\alpha_4 = 22.62^\circ$$

2.1.5 Fuerzas actuantes en la cúpula esférica

Las fuerzas que debe soportar la cúpula esférica corresponden a su peso propio y a la carga viva. Estas fuerzas de compresión (T1) serán transmitidas a la viga anillo descomponiendo la fuerza de compresión (T1) en una fuerza vertical (V1) y una fuerza horizontal (H1). A continuación, se muestran los cálculos para las fuerzas actuantes en la cúpula:

- Cálculo P_1 (peso total de la cúpula)

$$P_1 = (\text{Peso cubierta} + \text{Peso acabados} + \text{Peso de la carga viva}) \cdot 2 \cdot \pi \cdot r \cdot f$$

$$P_1 = (2.40 \cdot 0.07 + 0.10 + 0.05) \cdot 2 \cdot \pi \cdot 28.60 \cdot 2.20$$

$$P_1 = 125.72 \text{ ton}$$

- Cálculo V_1 (componente vertical)

$$V_1 = \frac{P_1}{\pi \cdot D}$$

$$V_1 = \frac{125.72}{\pi \cdot 22} = 1.82 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

- Cálculo T_1 (fuerza de compresión)

$$T_1 = \frac{V_1}{\text{sen}(\alpha_4)}$$

$$T_1 = \frac{1.82}{\text{sen}(22.62^\circ)} = 4.73 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

- Cálculo H_1 (componente horizontal)

$$H_1 = T_1 \cdot \cos\alpha_4 H_1 = 4.73 \cdot \cos(22.62^\circ) = 4.37 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

- Cálculo T_1 (fuerza de compresión)

$$T_1 = \frac{V_1}{\text{sen}(\alpha_4)}$$

$$T_1 = \frac{1.82}{\text{sen}(22.62^\circ)} = 4.73 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

A continuación, con la fuerza de compresión calculada, se procede a realizar la verificación de esfuerzos de compresión en la cúpula:

$$\frac{T_1}{e_c} \leq 0.45 \cdot f'_c$$

$$\frac{4.73 \text{ ton}}{0.07 \text{ m}^2} \leq 0.45 \cdot 21 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{4.73 \text{ ton}}{0.07 \text{ m}^2} \leq 0.45 \cdot 2100 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$67.57 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \leq 945 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \text{ (Cumple por compresión)}$$

2.2 Predimensionado de la pared cilíndrica (e_{pc})

Para el predimensionado de la pared cilíndrica, se considerará principalmente el esfuerzo en tracción generado por el agua en la pared cilíndrica. Por lo tanto, el espesor de la pared cilíndrica e_{pc} se calculará con la siguiente expresión:

$$e_{pc} = \frac{Ta}{ft}$$

Donde:

- Ta = Fuerza en tracción que actúa en la pared cilíndrica.
- ft = Esfuerzo admisible en tracción.

Reemplazando los valores de la fuerza de tracción y el esfuerzo admisible en la expresión anterior tenemos lo siguiente:

$$e_{pc} = \frac{Ta}{ft} = \frac{\gamma_{agua} \cdot h \cdot 0.5 \cdot D}{0.10 \cdot f'c} = \frac{1 \cdot 7.50 \cdot 11}{0.10 \cdot 2800} = 30 \text{ cm}$$

Dado que en el cálculo anterior no se está considerando efectos sísmicos, se incrementará el espesor de la pared cilíndrica en 15 cm para cumplir dicha solicitud.

$$e_{pc} = 30 + 15 = 45 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el espesor de la pared cilíndrica será de $e_{pc} = 45 \text{ cm}$.

2.3 Predimensionado de la viga anillo

La viga anillo une la pared cilíndrica y la cúpula esférica, lo cual implica que la fuerza que controla el diseño de la viga es la fuerza horizontal (H_1) que transmite la cúpula esférica y no la fuerza vertical (V_1) debido a que está apoyada sobre la pared cilíndrica. Es por ello por lo que el predimensionado se realiza con la fuerza horizontal (H_1) y estimando el área que debe tener la viga anillo como se muestra a continuación:

$$Aa = \frac{H_1 \cdot 0.5 \cdot D}{0.10 \cdot f'c} = \frac{43.7 \cdot 0.5 \cdot 2200}{0.10 \cdot 280} = 1716.79 \text{ cm}^2$$

El cálculo del área necesaria que debe tener la viga anillo para soportar la fuerza horizontal (H_1), considerando una sección cuadrada, indica que la geometría de la viga debe ser de 41 cm de lado. Además, considerando que la viga debe controlar la tracción generada por la cúpula esférica, la viga debe tener mayor espesor que la pared cilíndrica. Por lo tanto, se considera una sección de 40x60 cm².

3 Análisis sísmico

Con el propósito de realizar el análisis sísmico, se recurre al empleo del software SAP2000 para el modelamiento estructural. En la figura 3.1 se presenta el modelo estructural desarrollado en el software SAP2000.

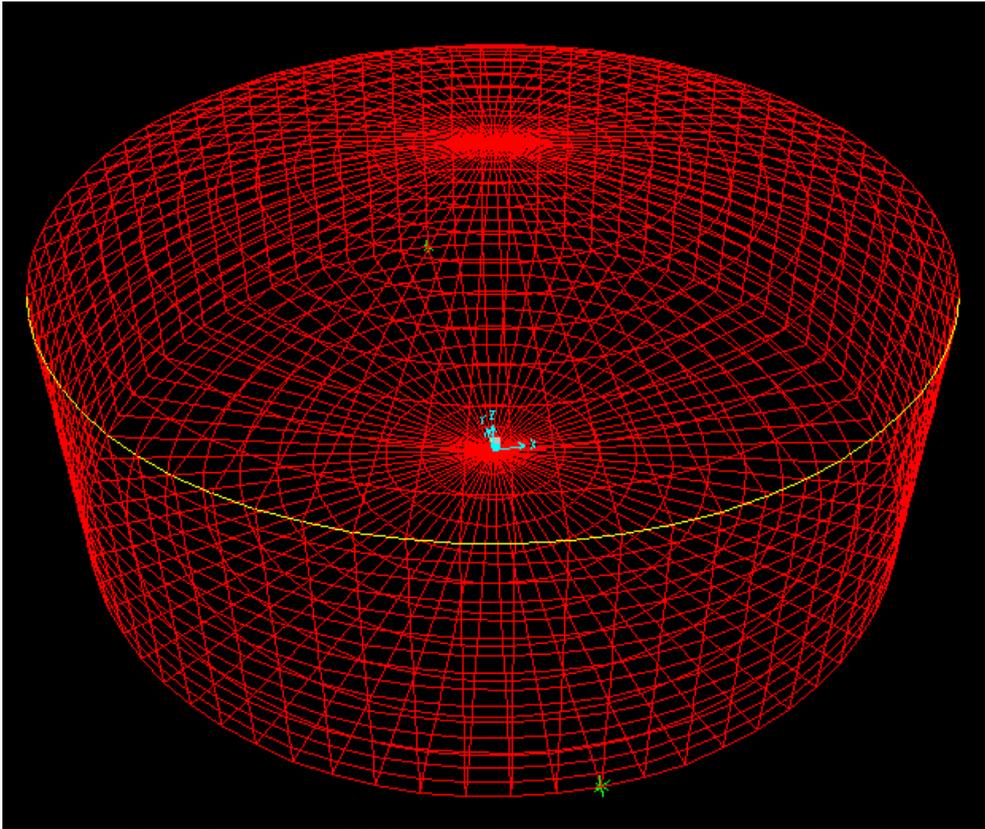


Figura 3.1: Modelo computacional del reservorio

3.1 Parámetros sísmicos

3.1.1 Cálculo de los pesos convectivo e impulsivo

El peso impulsivo se calcula con la siguiente ecuación:

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left(0.866 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right)\right)}{0.866 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right)}$$

$$\frac{W_i}{2500} = \frac{\tanh\left(0.866 \cdot \left(\frac{22}{6.50}\right)\right)}{0.866 \cdot \left(\frac{22}{6.50}\right)}$$

$$W_i = 848.09 \text{ ton}$$

El peso convectivo se calcula con la siguiente ecuación:

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.23 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right) \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right)$$

$$\frac{W_c}{2500} = 0.23 \cdot \left(\frac{22}{6.50}\right) \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \left(\frac{6.50}{22}\right)\right)$$

$$W_c = 1548.91 \text{ ton}$$

3.1.2 Cálculo de las alturas convectiva e impulsiva

Para una relación entre el diámetro del reservorio y la altura del agua $D/H_L \geq 1.333$, la altura impulsiva se calcula con la siguiente ecuación:

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375 = \frac{h_i}{6.50}$$

$$h_i = 2.44 \text{ m}$$

En el caso de la altura convectiva se emplea la siguiente ecuación:

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right) - 1}{3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right) \cdot \sinh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right)}$$

$$\frac{h_c}{6.50} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68 \cdot \left(\frac{6.50}{22}\right)\right) - 1}{3.68 \cdot \left(\frac{6.50}{22}\right) \cdot \sinh\left(3.68 \cdot \left(\frac{6.50}{22}\right)\right)}$$

$$h_c = 3.54 \text{ m}$$

3.1.3 Cálculo de los periodos convectivo e impulsivo

El periodo convectivo se calcula con la siguiente ecuación:

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

$$T_c = 2 \cdot \pi \cdot \frac{\sqrt{22}}{\sqrt{3.68 \cdot 9.81 \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \left(\frac{6.50}{22}\right)\right)}}$$

$$T_c = 5.50 \text{ s}$$

El periodo impulsivo se obtiene a partir del modelo estructural desarrollado en SAP2000. En la figura 3.2 se presenta la tabla extraída del modelo estructural.

Modal Participating Mass Ratios

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Modal Participating Mass Ratios

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
▶	MDDAL	Mode	1	0.13527	5.885E-14	0.275966	3.73E-16	5.885E-14	0.275966	3.73E-16
	MDDAL	Mode	2	0.129686	0.175405	2.68E-14	2.888E-16	0.175405	0.275966	6.618E-16
	MDDAL	Mode	3	0.103742	1.934E-15	4.157E-17	0.762713	0.175405	0.275966	0.762713
	MDDAL	Mode	4	0.063492	3.88E-14	0.531876	1.942E-15	0.175405	0.807842	0.762713
	MDDAL	Mode	5	0.061175	1.224E-13	1.167E-14	0.000376	0.175405	0.807842	0.763089
	MDDAL	Mode	6	0.060295	0.008974	1.886E-14	1.717E-15	0.184379	0.807842	0.763089
	MDDAL	Mode	7	0.059866	2.704E-13	0.037356	1.903E-13	0.184379	0.845198	0.763089
	MDDAL	Mode	8	0.059722	4.429E-14	3.817E-15	2.529E-14	0.184379	0.845198	0.763089
	MDDAL	Mode	9	0.059721	1.904E-13	1.343E-14	0.00000000196	0.184379	0.845198	0.763089
	MDDAL	Mode	10	0.058916	5.061E-14	4.194E-15	0.002215	0.184379	0.845198	0.765304
	MDDAL	Mode	11	0.058714	0.015392	2.776E-16	2.698E-14	0.199771	0.845198	0.765304
	MDDAL	Mode	12	0.058592	7.116E-16	0.00000007831	1.557E-15	0.199771	0.845198	0.765304

Figura 3.2: Periodo impulsivo obtenido del programa SAP2000

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

3.1.3 Factores sísmicos según el ACI 350.3 y E.030

Zonificación sísmica (Z): La zonificación sísmica se contempla en la norma E.030, la cual representa la aceleración máxima del terreno. Para el presente trabajo se emplea una zona sísmica Z4, es decir, el valor asignado de la aceleración es de $Z=0.45$.

Factor de uso (U): De acuerdo con la norma E.030, los reservorios están dentro de la categoría de edificaciones esenciales. Por lo tanto, el valor a usar es de $U=1.5$.

Parámetro del suelo (S): La estructura se cimenta en un suelo rígido. Por lo cual se considera un suelo S_1 según la norma E.030. De esta forma, el valor a usar es de $S=1.0$. Además, los valores de los parámetros de sitio son de $T_P=0.40$ y $T_L=2.5$.

Factor de reducción (R): La norma ACI 350.3-06 indica que el factor de reducción para la zona impulsiva es de $R_i=2.0$ y para la zona convectiva es de $R_c=1$ para reservorios de agua monolíticos o empotrados en la base.

3.2 Análisis Dinámico

El análisis dinámico obtiene las solicitaciones sísmicas a partir de un espectro de aceleraciones.

3.2.1 Espectro de diseño

En el ítem 3.1.4 del presente informe se presenta los valores de los factores de reducción de la norma ACI 350.3-06. El valor de $R_i=2$ corresponde al factor de reducción impulsivo para reservorios monolíticos y el factor de reducción $R_c=1$ corresponde al factor de reducción convectivo. Por otro lado, el espectro impulsivo presenta un amortiguamiento de 5% a diferencia del espectro convectivo, el cual tiene un amortiguamiento de 0.5%.

Dado que ambos espectros tienen características distintas, el espectro de diseño a colocar en el programa de diseño estará diferenciado en dos zonas, para lo cual se requiere un punto en el espectro de aceleraciones que delimite los espectros impulsivo y convectivo, el cual corresponde a un periodo en el espectro.

El periodo impulsivo calculado en el ítem 3.1.3 es de 0.14 segundos y el periodo convectivo calculado es de 5.50 segundos. Por lo tanto, para asegurar que las respuestas sísmicas sean las correctas, se ha elegido el punto de cambio de espectros correspondiente a 2,00 segundos.

A continuación, en la figura 3.3 se muestra el espectro de pseudo-aceleraciones empleado en el modelamiento dinámico.

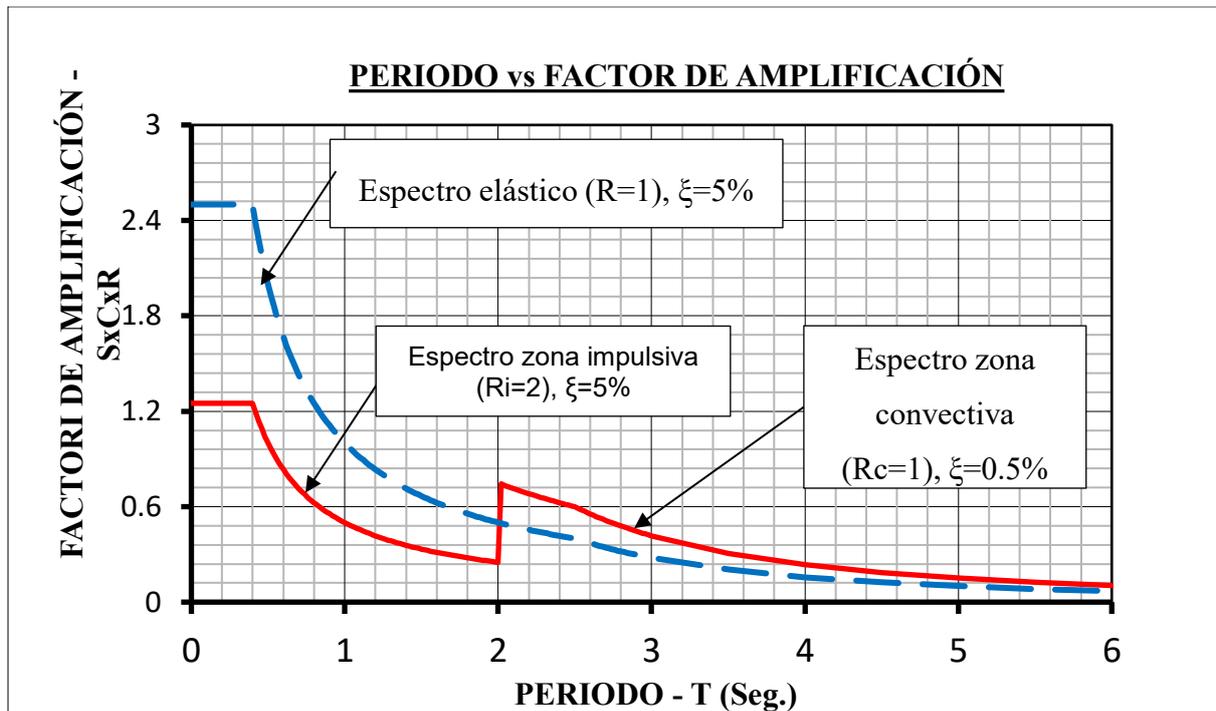


Figura 3.3: Espectro de pseudo-aceleraciones

3.2.2 Distribución de la masa impulsiva

La altura impulsiva calculada en el ítem 3.1.2 es de 2.44 m, dada la discretización del modelo en el software SAP2000 de elemento de 0.50 m de altura, se considera una altura impulsiva de $h_i=2.50$ m.

Por otro lado, el peso impulsivo calculada en el ítem 3.1.1 se divide entre la gravedad para obtener una masa impulsiva de $86.45 \text{ ton}\cdot\text{s}^2/\text{m}$, la cual será distribuida en el área alrededor de la altura de 2.50 m calculada por la siguiente ecuación:

$$A_s = 2\pi \cdot D \cdot h_i$$

$$A_s = 2\pi \cdot 22 \cdot 2.5 = 172.8 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, la masa impulsiva a distribuir en el área alrededor del reservorio será el cociente entre la masa impulsiva y el área A_s .

$$\frac{M_i}{A_s} = \frac{86.45}{172.8} = 0.50 \text{ ton} \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{m}^2}$$

A continuación, en la figura 3.4 se muestra la asignación de la masa impulsiva al modelo estructural.

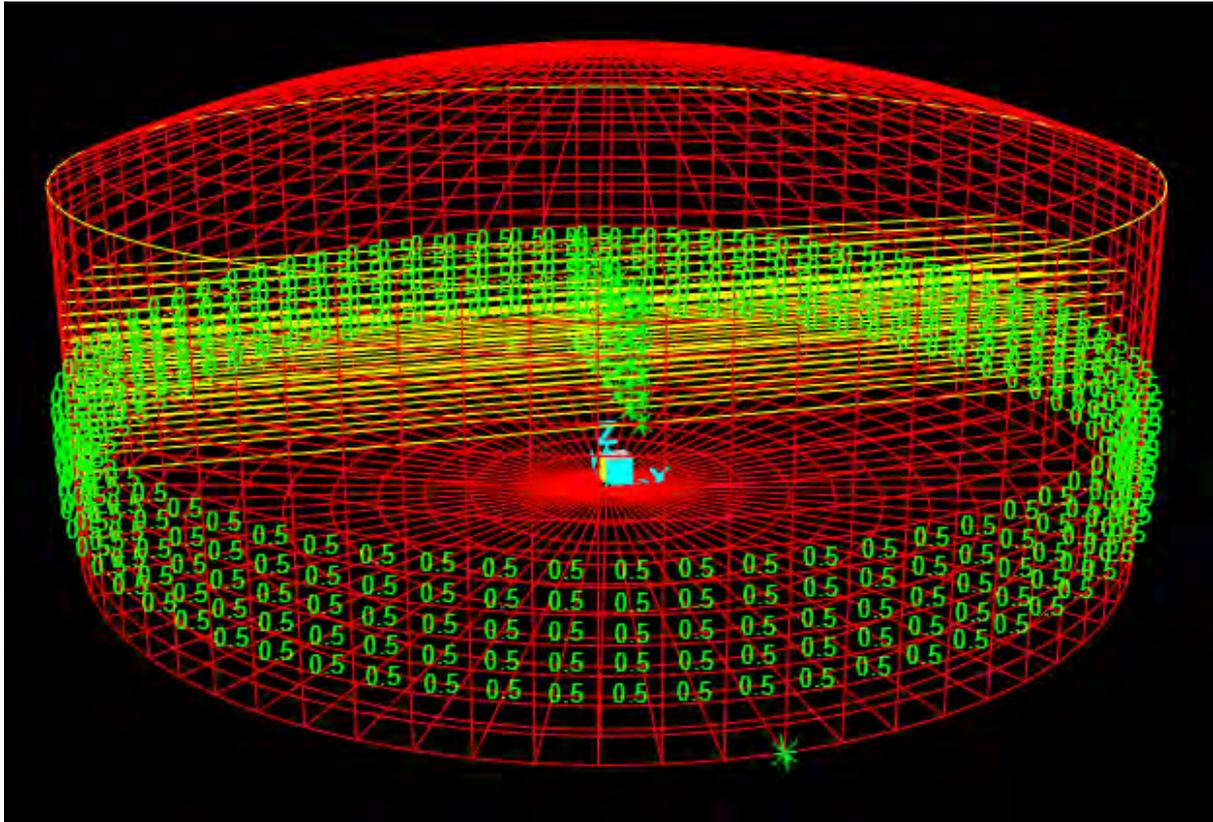


Figura 3.4: Asignación de la masa impulsiva al modelo estructural

3.2.3 Distribución de la masa convectiva

Para la distribución de la masa convectiva se considera un sistema de resortes. Para ello se requiere el cálculo de la rigidez de que será distribuida en cada resorte.

3.2.3.1 Rigidez convectiva

En el ítem 3.1.1 se calculó el peso convectivo $W_c = 1548.9$ ton, con lo cual se obtiene la masa convectiva de $157.9 \text{ ton}\cdot\text{s}^2/\text{m}$. Además, se tiene un periodo convectivo de $T_c = 5.50$ segundos, con lo cual se calcula la rigidez convectiva con la siguiente ecuación:

$$K_c = M_c \left(\frac{2\pi}{T_c} \right)^2 = 157.9 \cdot \frac{2\pi}{5.50}$$

$$K_c = 206.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

3.2.3.2 Número de resortes

La altura convectiva es de $h_c=3.54$ m, por lo cual se ha considerado distribuir los resortes dos filas de elementos diferenciales sobre la cota $z=+4$ y por debajo de la cota $z=+3.5$. De esta forma se obtienen 6 filas de puntos en los cuales se colocarán los resortes.

Por otro lado, para la distribución en planta de resortes, se ha considerado 3 filas de resortes por encima del eje X y 3 filas de resorte por debajo del eje X, los cuales serán divididos por nodos centrales que restringen los movimientos en todos los ejes a excepción del movimiento en el eje X y se desplazan de manera conjunta debido a la opción de “constrains” en el SAP2000.

Por lo tanto, la cantidad de resortes es de 84.

En la figura 3.5 se muestra la distribución de resortes.

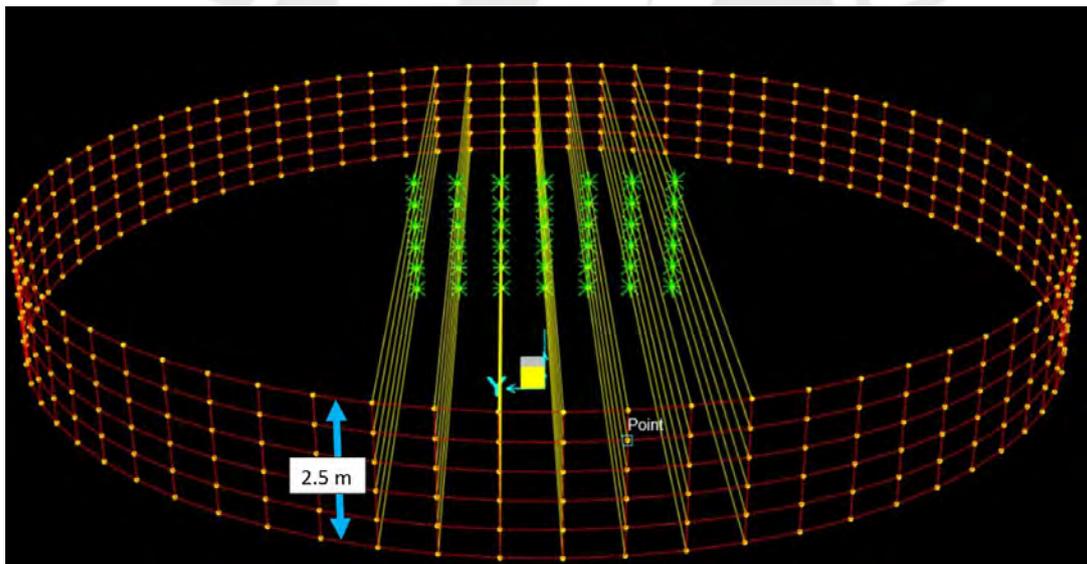


Figura 3.5: Distribución de resortes

3.2.3.3 Propiedades de los resortes

La rigidez convectiva que le corresponde a cada resorte es el cociente entre el $K_c= 206.2$ ton/m y el número de resortes. Es decir, a cada resorte le corresponde una rigidez de 2.45 ton/m.

Para la asignación de resortes en el modelo estructural se hace empleo de un “frame” de concreto de $f'_c=210$ kg/cm², para lo cual se requiere el cálculo de la sección a asignar al frame.

Para el cálculo de la sección del frame se hará uso de la siguiente ecuación:

$$K_C = \frac{E \cdot A}{L}$$

Donde el módulo de elasticidad para el concreto $f^c=210 \text{ kg/cm}^2$ es de $2.2 \cdot 10^6 \text{ ton/m}^2$ y la longitud promedio de los resortes es de 10.83 m. Por lo tanto, el área a asignar a cada resorte es de $1.21 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$.

4 Diseño en concreto armado

4.1 Aspectos generales para el diseño

El artículo 9.1.1 de la Norma E.060 nos señala que el principio básico del diseño por resistencia consiste en diseñar los diferentes elementos estructurales para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño (ϕR_n) iguales o mayores a las resistencias requeridas (R_u).

$$\text{Resistencia de diseño } (\phi R_n) \geq \text{Resistencia requerida } (R_u)$$

4.1.1 Resistencia de diseño

Para calcular las resistencias de diseño (ϕR_n) se debe multiplicar la resistencia nominal, calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones que establece la Norma E.060, por factores de reducción de resistencia. Este procedimiento se realiza para cada tipo de solicitación a la que esté sometido el elemento estructural y se le asocia un factor de reducción (ϕ) diferente por cada tipo de esfuerzo.

En la tabla 4.1 se presenta los factores de reducción descritos en la Norma E.060 dependiendo del tipo de solicitación a la que está sometido el elemento estructural.

Tabla 4.1: Factores de reducción de carga (ϕ) según la norma E.060

Solicitación	Factor de Reducción (ϕ)
Flexión	0.90
Cortante	0.85
Flexocompresión y compresión en elementos con estribos	0.70
Aplastamiento	0.70

4.1.2 Resistencia requerida

El cálculo de la resistencia requerida (R_u) se da mediante combinaciones de cargas y factores de amplificación que afectan a los diferentes tipos de fuerzas que actúan sobre los elementos estructurales, para este proyecto las cargas involucradas en el diseño son las siguientes: carga muerta (CM), carga viva (CV), carga de agua (CA) y carga de sismo (CS).

La resistencia requerida (R_u) deberá ser como mínimo el mayor valor entre las siguientes combinaciones:

- $U = 1.4CM + 1.7CV + 1.4CA$
- $U = 1.25(CM + CV + CA) \pm CS$
- $U = 0.9(CM + CA) \pm CS$

Donde:

CM: Carga muerta CV: Carga viva CA: Carga de agua CS: Carga de sismo

Adicionalmente, el ACI 350-01 establece que las combinaciones de cargas mostradas anteriormente deben ser amplificadas por un factor de durabilidad “sd”, este factor dependerá del tipo de sollicitación del elemento.

En la Tabla 4.2 se presentan los valores por durabilidad del reservorio.

Tabla 4.2: Factores de durabilidad según el ACI 350.01

Solicitación	Factor de Durabilidad
Flexión	1.30
Tracción directa	1.65
Compresión	1.00

4.1.3 Fuerzas y esfuerzos obtenidos mediante el software SAP2000

Realizando un análisis de sismo estático obtuvimos los siguientes resultados por metro lineal en cada elemento estructural, cabe recalcar que estos esfuerzos son últimos y están afectados por los factores de durabilidad explicados en el ítem 4.1.2.

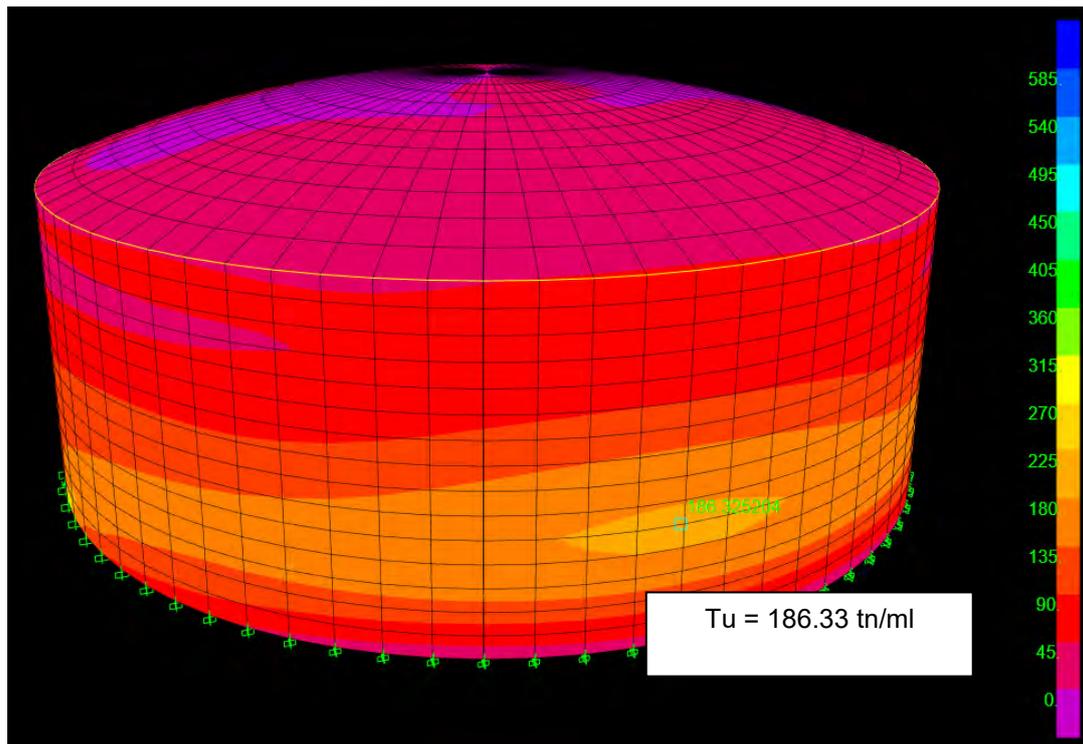


Figura 4.1: Tracción anular última en la pared cilíndrica (F11)

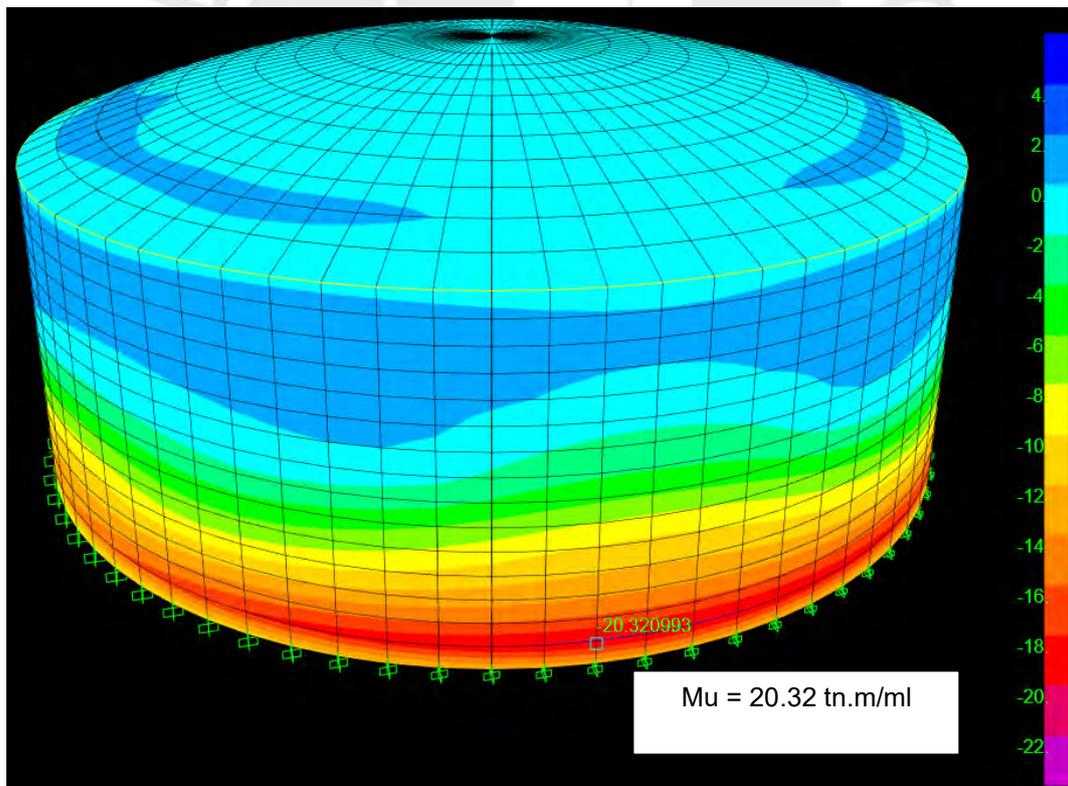


Figura 4.2: Momento flector último en la pared cilíndrica (M22)

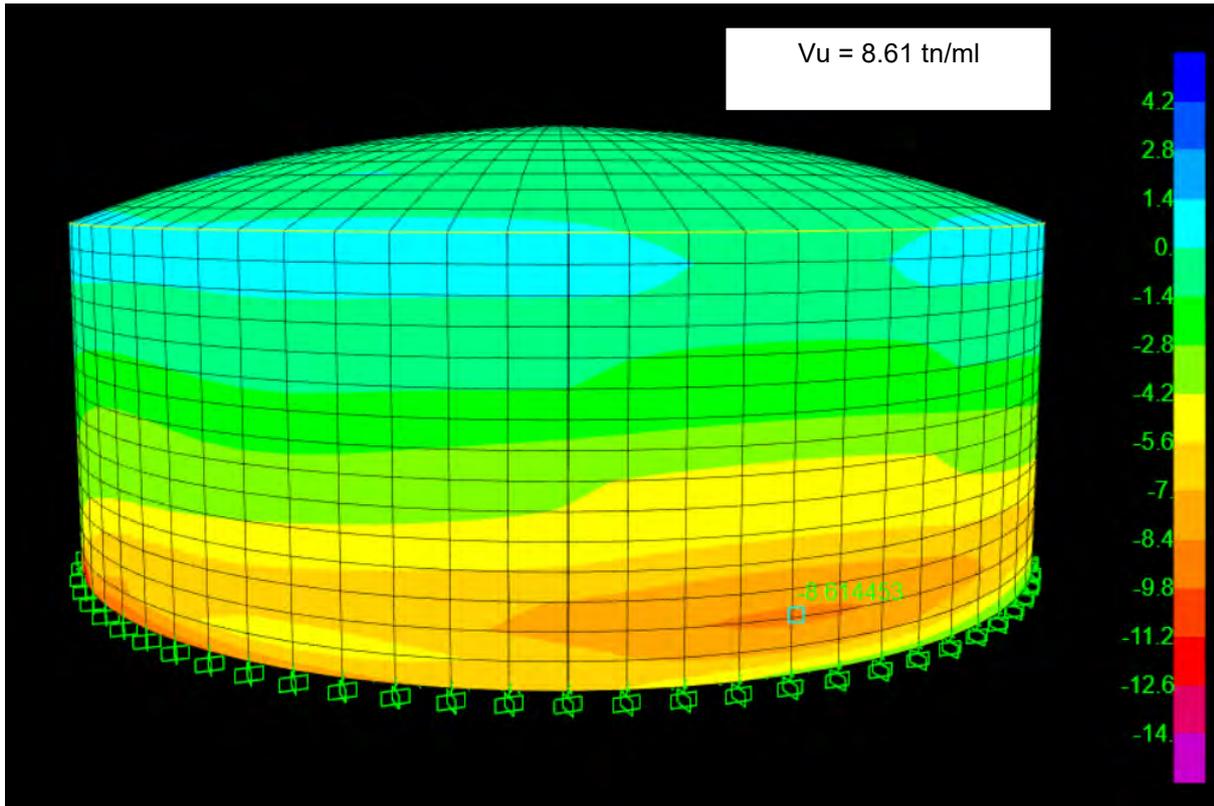


Figura 4.3: Cortante última en la pared cilíndrica (V23)



Figura 4.4: Tracción última en la viga anillo

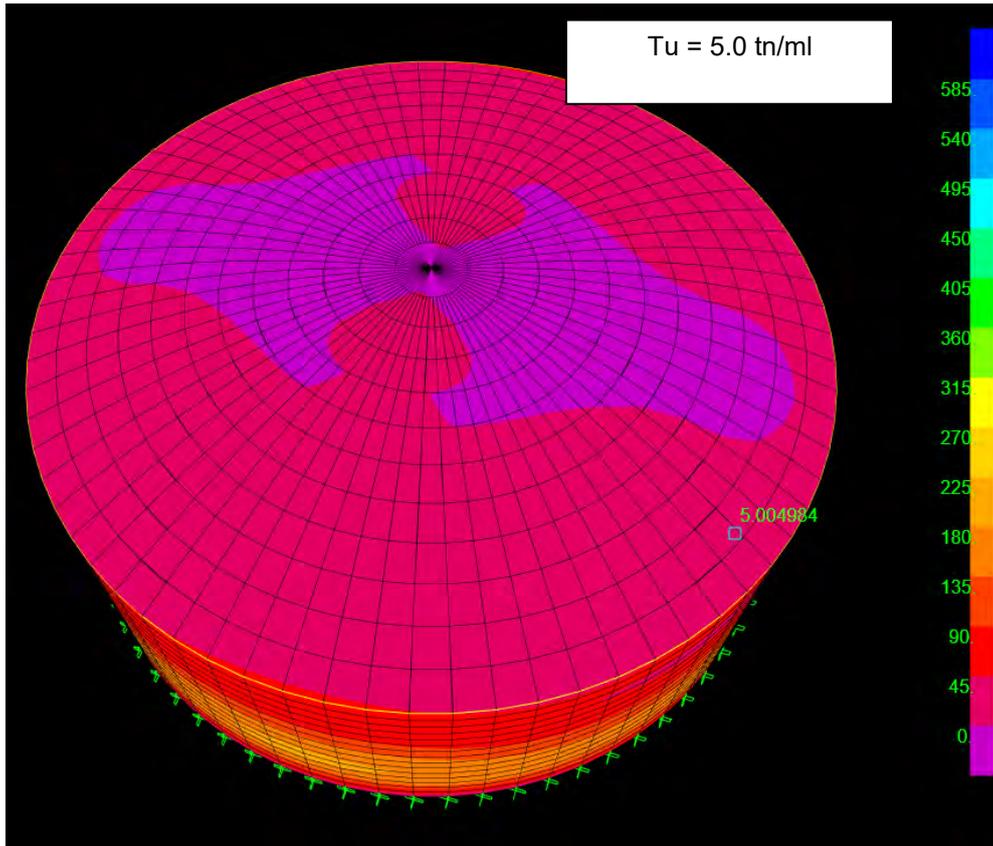


Figura 4.5: Tracción última en el casquete esférico (F11)

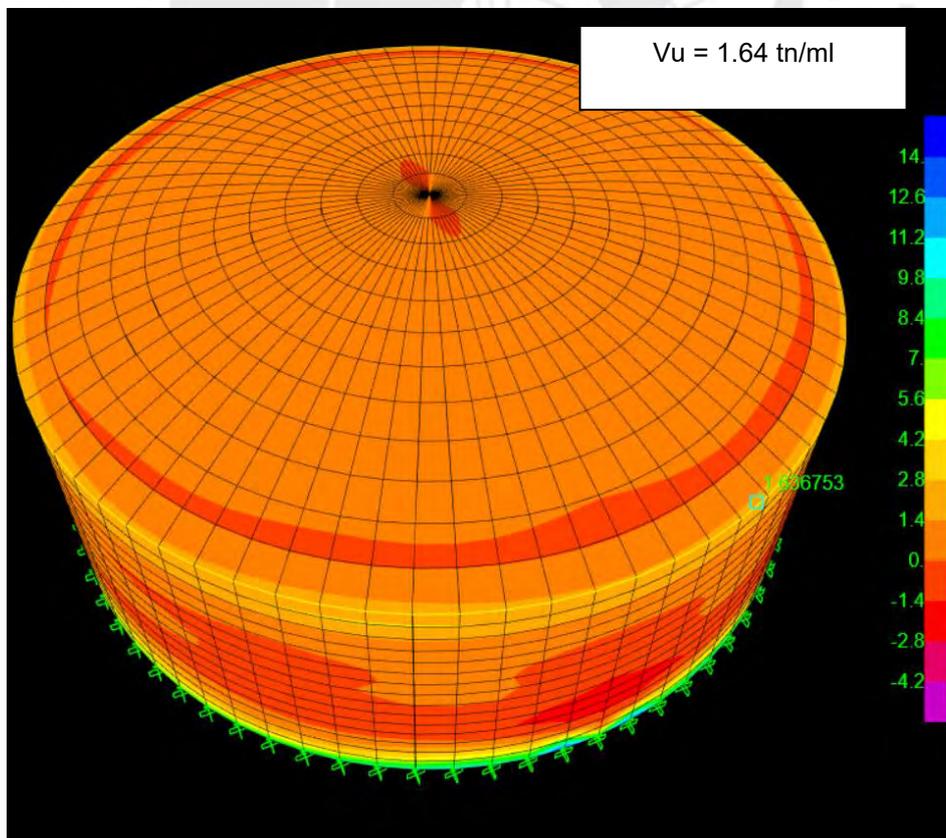


Figura 4.6: Cortante última en el casquete esférico (V23)

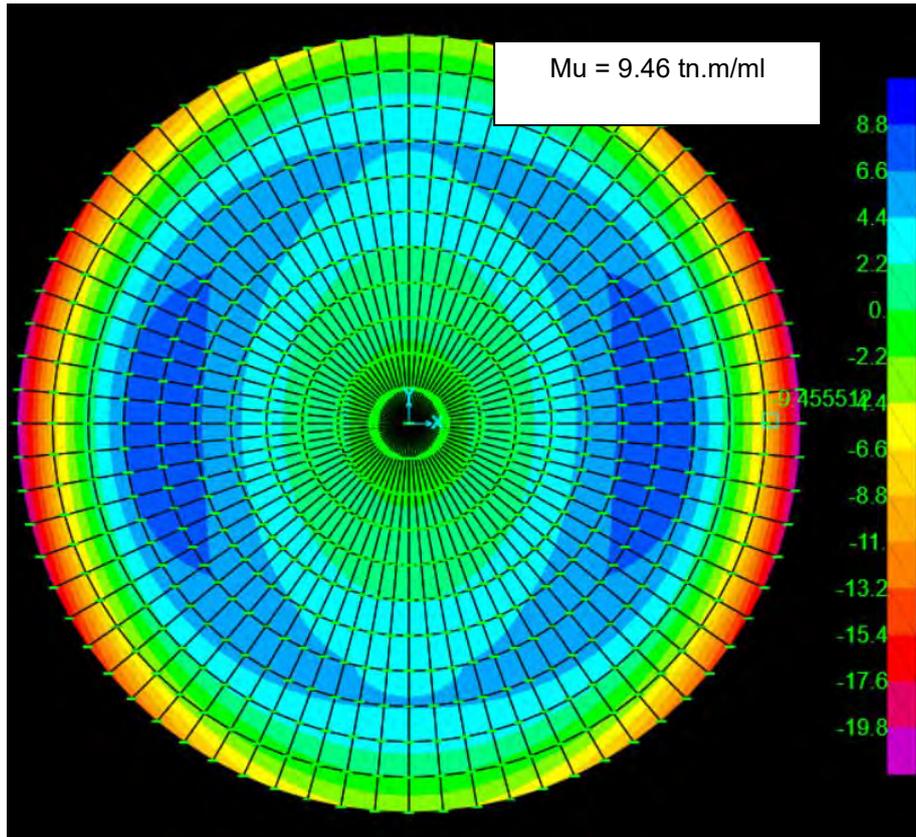


Figura 4.7: Momentos en la losa de fondo (M11)

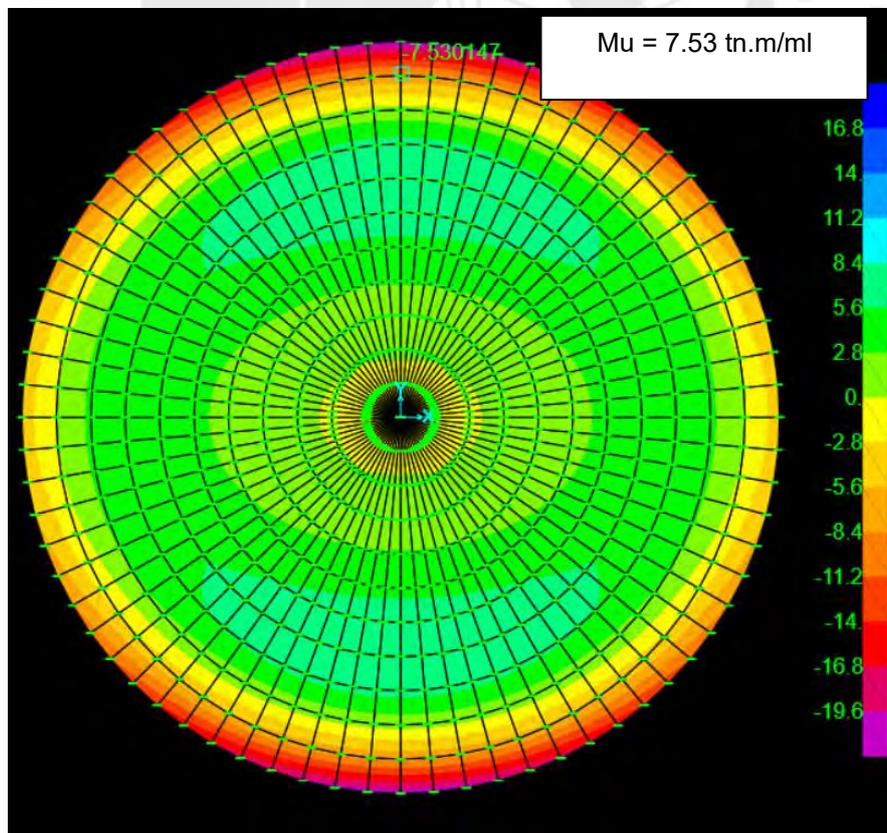


Figura 4.8: Momentos en la losa de fondo (M22)

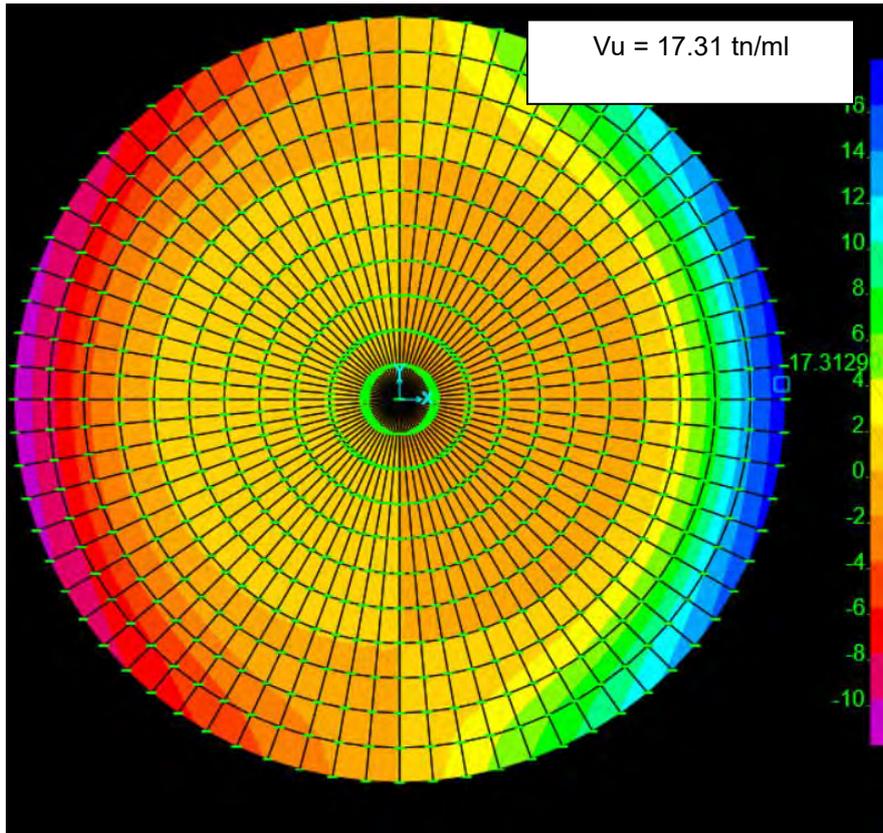


Figura 4.9: Cortantes en la losa de fondo (V13)

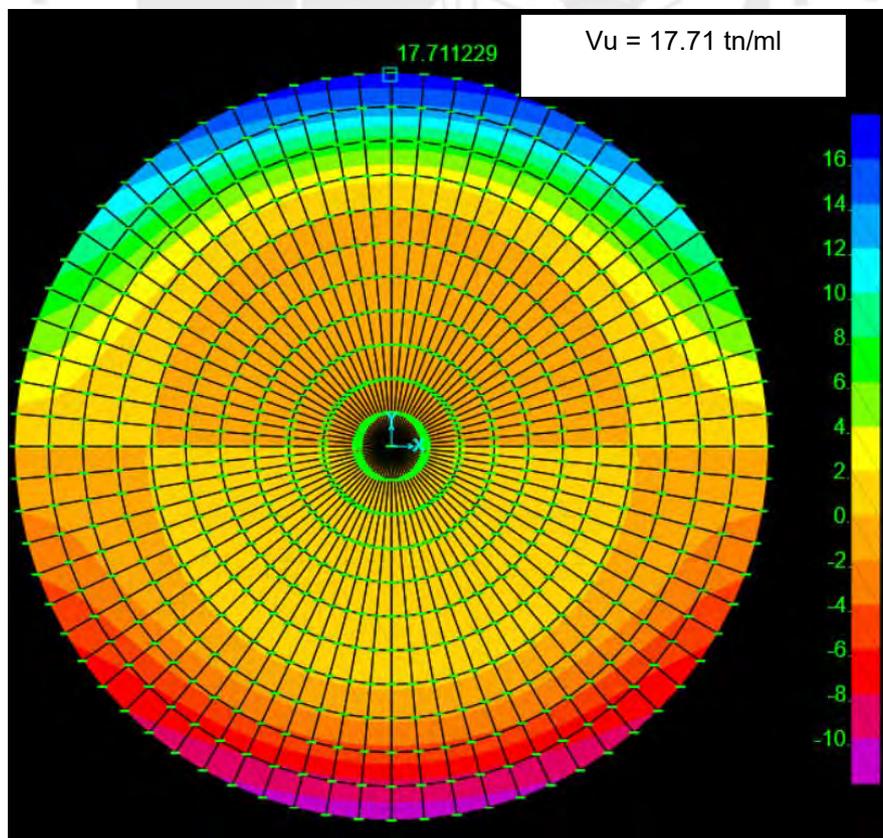


Figura 4.10: Cortantes en la losa de fondo (V23)

En la tabla 4.3 se muestra el resumen de los resultados mostrados anteriormente.

Tabla 4.3: Resumen de fuerzas actuantes

Elemento	Fuerza actuante	Nomenclatura en	Und.	Fuerza o Momento
		SAP2000		
Pared cilíndrica	Tracción anular	F11	ton	186.33
	Momento flector	M22	ton-m	20.32
	Cortante	V23	ton	8.61
Cúpula esférica	Tracción	F11	ton	5.00
	Cortante	V23	ton	1.64
Anillo	Tracción	F11	ton	44.32
Losa de fondo	Momento flector	M11	ton-m	9.46
		M22	ton-m	7.53
	Cortante	V13	ton	17.31
		V23	ton	17.71

4.2 Diseño de los elementos estructurales del reservorio

El análisis en el software SAP2000 con las diferentes combinaciones de carga muestra que los mayores esfuerzos se obtienen con la combinación $U = 1.25(CM + CV + CA) \pm CS$. Por lo tanto, la resistencia requerida será definida en base a la combinación mencionada.

4.2.1 Diseño de la pared cilíndrica

4.2.1.1 Diseño por tracción

La pared cilíndrica debe resistir la tracción última de 186.33 ton (Tabla 4.3), la cantidad de acero está definida por la siguiente ecuación:

$$T_U = 0.9 \cdot A_{ST} \cdot f_y$$

$$186.33 \cdot 10^3 = 0.9 \cdot A_{ST} \cdot 4200$$

$$A_{ST} = 49.29 \text{ cm}^2$$

El acero será repartido en 2 capas, por lo cual se usarán 24.65 cm^2 en cada capa. Por lo tanto, se empleará acero de 1" @ 0.20 m en cada cara del muro hasta una altura de 5.0 m.

Además, a partir de los 5.0 m, la tracción última anular se reduce a 90.18 m según el modelo estructural. Por lo cual se procede a realizar el cálculo del acero requerido para esta sollicitación:

$$90.18 \cdot 10^3 = 0.9 \cdot A_{ST} \cdot 4200$$

$$A_{ST} = 23.86 \text{ cm}^2$$

Como en el caso anterior, el acero se reparte en 2 capas, por lo cual se requiere 11.93 cm² en cada capa. Por lo tanto, se emplea acero de 3/4" @0.20 m desde 5.0 m hasta el tope de la pared cilíndrica.

4.2.1.2 Diseño por flexión

Procedemos a calcular el acero mínimo requerido según la norma ACI 350.1, la cual indica que, para elementos sin juntas con una longitud entre 6.0 m a 9.0 m, la cuantía mínima debe ser de 0.003%. Por lo cual, se obtiene el siguiente acero mínimo requerido por ancho unitario de 1 m:

$$A_{smin} = 0.003 \cdot b \cdot h = 0.005 \cdot 100 \cdot 45$$

$$A_{smin} = 13.5 \text{ cm}^2$$

Para cubrir la cuantía mínima se emplea en cada cara de la pared acero de 5/8"@0.30 m.

Por otro lado, del modelo en el software SAP2000 se obtiene un momento último de 20.32 ton-m. A continuación, en la tabla 4.4 se presenta el resumen del cálculo para el acero requerido:

Tabla 4.4: Diseño por flexión del momento flector último en la pared cilíndrica

Mu (ton-m)	d (cm)	b (cm)	a (cm)	As reque. (cm²)
20.32	39	100	2.51	14.2

Dado que la presión de agua ejerce el momento último sobre la pared interior del reservorio, se colocará en la cara interior acero de 5/8" @ 0.30 m (corrido) + 5/8" @ 0.30 m (bastón).

Por otro lado, en la cara externa se coloca la cuantía mínima, es decir 5/8"@0.30 m.

Para el cálculo de la longitud del bastón se calcula la resistencia de la sección a flexión que otorga el refuerzo de 5/8" @ 0.30 m. Para ello, en la Tabla 4.5 se muestra el momento resistente calculado:

Tabla 4.5: Momento resistente de la sección con acero mínimo de la pared cilíndrica

As col. (cm ²)	d (cm)	b (cm)	a (cm)	ϕMn (ton-m)
6.75	39	100	1.19	9.80

El modelo estructural en SAP2000 muestra un momento último de 8.07 ton-m a una altura de 3 m del reservorio. Por lo tanto, la longitud del bastón de 5/8" @ 0.30 m será de 3.0 m.

4.2.1.3 Diseño por corte

La resistencia al corte de la pared cilíndrica se determina con la siguiente ecuación de la norma E.060 del reglamento nacional de edificaciones:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot (45 - 6) = 29.4 \text{ ton}$$

Del modelo estructural se obtiene un valor de fuerza cortante última de 8.61 ton. Por lo tanto, como $\phi V_c \geq V_u$, el espesor de la pared cilíndrica cumple con el diseño por corte.

A continuación, en la figura 4.11 se presenta esquema del refuerzo colocado en la pared cilíndrica.

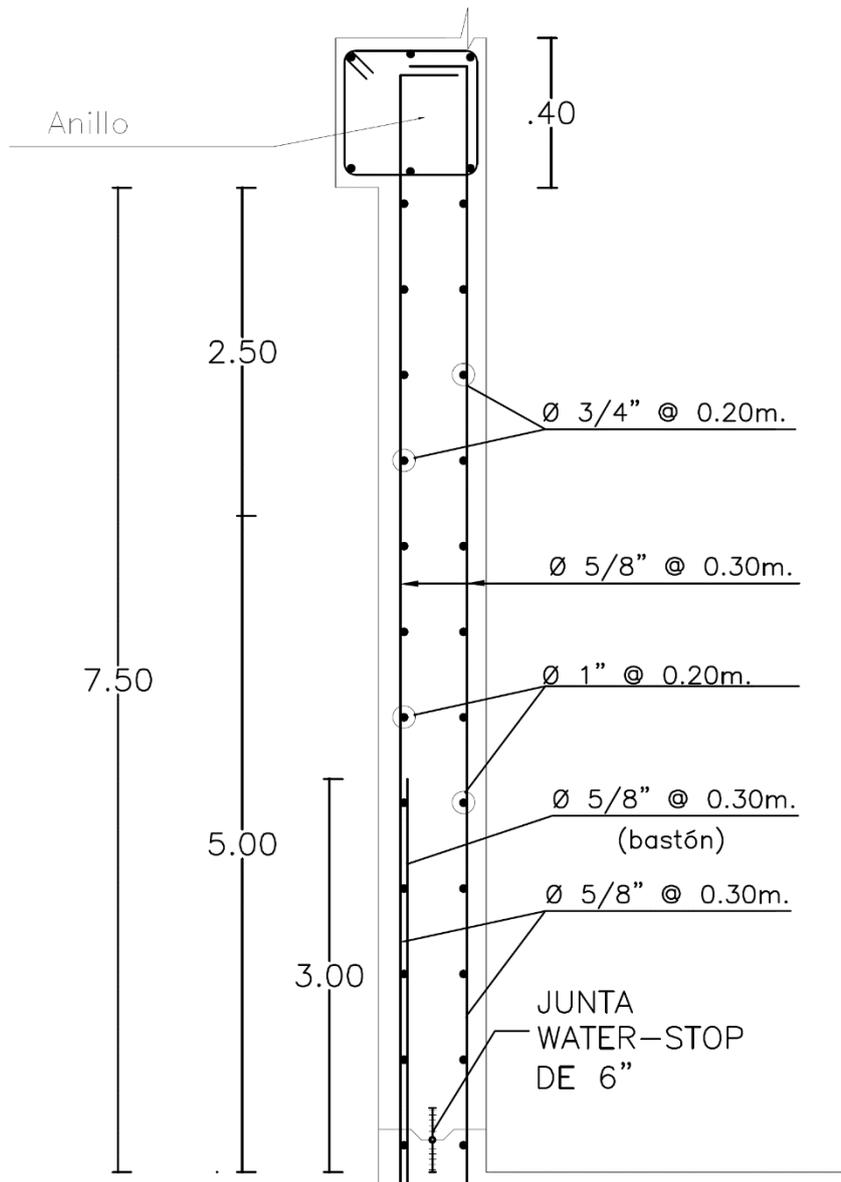


Figura 4.11: Refuerzo colocado a la pared cilíndrica del reservorio

4.2.2 Diseño de la viga anillo

4.2.2.1 Diseño por tracción

La viga anillo soporta principalmente la carga lateral que recibe de la cúpula esférica. Dicha carga genera esfuerzos de tracción en la viga anillo. Por lo tanto, el diseño de la viga anillo se realiza con la siguiente ecuación:

$$T_u = 0.9 \cdot A_{st} \cdot f_y$$

$$44.32 \cdot 10^3 = 0.9 \cdot A_{st} \cdot 4200$$

$$A_{st} = 11.50 \text{ cm}^2$$

Para cubrir la demanda de acero según el diseño a tracción, se emplea 6 Ø 5/8". Además, dado que la viga anillo está apoyada sobre la pared cilíndrica, las fuerzas cortantes no controlan el diseño. Por lo tanto, se emplean estribos de montaje de Ø3/8" @0.25 m.

A continuación, en la figura 4.12 se presenta el esquema del diseño de la viga anillo.

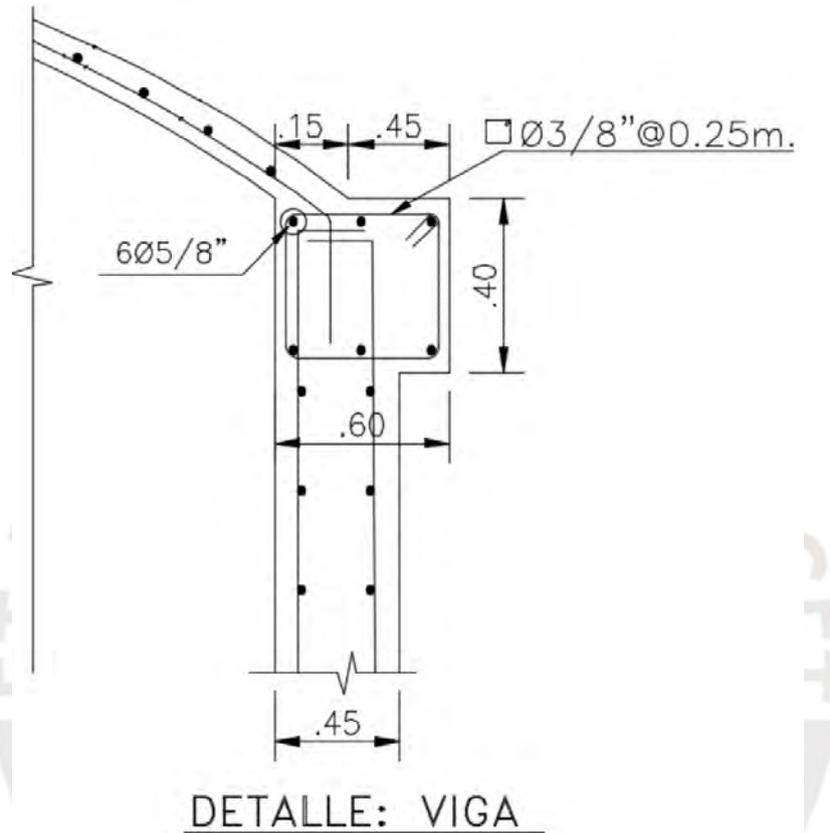


Figura 4.12: Refuerzo colocado en la viga anillo

4.2.3 Diseño de la cúpula esférica

4.2.3.1 Diseño por tracción

El análisis realizado con el software SAP2000 muestra que la tracción generada en la cúpula esférica es de 5.0 ton.

Se procede a calcular el acero requerido por tracción con la siguiente ecuación:

$$T_u = 0.9 \cdot A_{st} \cdot f_y$$

$$5.0 \cdot 10^3 = 0.9 \cdot A_{st} \cdot 4200$$

$$A_{st} = 1.32 \text{ cm}^2$$

Para cubrir la demanda de acero según el diseño a tracción, se emplea acero de 8mm @ 0.20m.

4.2.3.2 Diseño por corte

Se realiza la verificación del espesor de 0.07 m empleado en el predimensionado para resistir la demanda de cortante obtenida con el software SAP2000 de $V_u = 1.64$ ton.

La resistencia del concreto se calcula con la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot (7.0 - 3.5) = 2.28 \text{ ton}$$

Por lo tanto, como $\phi V_c \geq V_u$, el espesor de la cúpula esférica cumple con el diseño por corte.

A continuación, en la figura 4.13 se presenta esquema del diseño de la cúpula esférica.

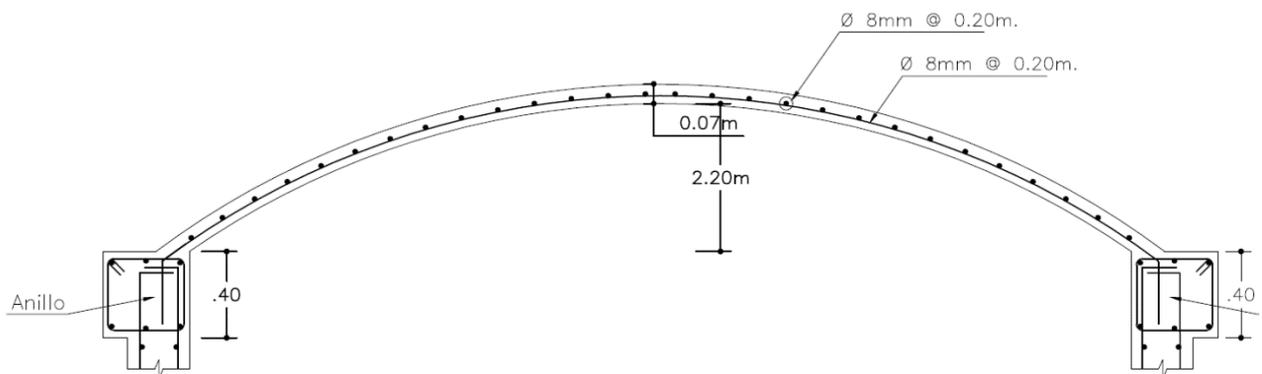


Figura 4.13: Refuerzo colocado en la cúpula esférica

4.2.4 Diseño de la losa de fondo

4.2.4.1 Diseño por flexión

La losa apoyada sobre terreno a diseñar es de un espesor de 0.45 m y un diámetro de 22 m.

Esta losa se recomienda construirla monolíticamente, por lo tanto, según el ACI 350.01, la cuantía mínima del elemento debe ser 0.3% de la sección. A continuación, se muestra el cálculo del acero mínimo para un ancho unitario de 1 m:

$$A_{smin} = 0.003 \cdot b \cdot h = 0.003 \cdot 100 \cdot 45$$

$$A_{smin} = 13.5 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo requerido se distribuye en dos capas de 5/8"@0.30 m, la cual otorga una resistencia mínima a la flexión en la cara inferior de la losa de fondo como se muestra en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6: Momento resistente de la sección con acero mínimo de la losa

As col. (cm ²)	d (cm)	b (cm)	a (cm)	φMn (ton-m)
6.63	39	100	1.17	9.62

Por otro lado, los momentos obtenidos del SAP2000 para el diseño por flexión de la losa de fondo son de M11= 9.46 ton-m y M22= 7.53 ton-m.

Dado que el momento resistente que otorga el acero mínimo es mayor al momento actuante en la losa de fondo, reforzar la losa de fondo con la cuantía mínima cumple las solicitaciones de esfuerzo. Por lo tanto, la losa tendrá un refuerzo de 5/8"@0.30 m en ambas caras.

4.2.4.2 Diseño por cortante

La resistencia del concreto de la losa de fondo se calcula con la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot 39 = 29.4 \text{ ton}$$

Del modelo estructural se obtiene un valor de fuerza cortante última V13=17.31 ton y V23=17.71 ton. Por lo tanto, como $\phi V_c \geq V_u$, el espesor de la pared cilíndrica cumple con el diseño por corte.

A continuación, en la figura 4.14 se presenta esquema del diseño de la losa de fondo.

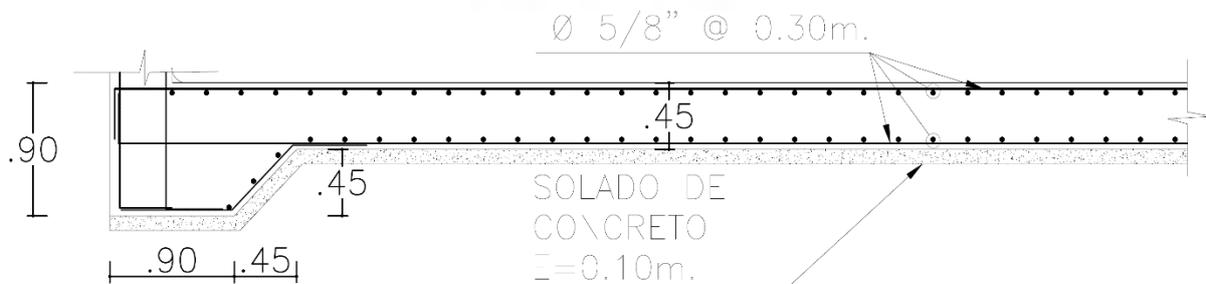


Figura 4.14: Refuerzo de la losa de fondo

4.3 Control de fisuraciones

El diseño del reservorio debe asegurar la estanqueidad del agua a almacenar, por lo cual se debe realizar una verificación del refuerzo colocado para controlar las fisuras del reservorio.

A continuación, se procede a realizar la verificación por fisuración al elemento estructural más esforzado del reservorio, es decir, a la pared cilíndrica.

4.3.1 Fisuración por flexión

El momento que se emplea para verificar la fisuración se obtiene mediante las cargas en servicio aplicadas en el modelo estructural. El momento en servicio obtenido del modelo estructural es $M_s=7.10$ ton-m.

Para el cálculo del esfuerzo por flexión se requiere los valores de la longitud del bloque de compresiones y la inercia agrietada de la sección de análisis.

A continuación, se procede a calcular la longitud del bloque de compresiones por equilibrio:

$$c \cdot \frac{c}{2} \cdot bf = n \cdot (d - c) \cdot A_s$$
$$c \cdot \frac{c}{2} \cdot 100 = 9 \cdot (39 - c) \cdot (8 \cdot 2)$$
$$c = 9.26 \text{ cm}$$

El cálculo de la inercia de la sección agrietada se procede a calcular con la siguiente ecuación:

$$I_{cr} = \frac{b \cdot c^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2$$
$$I_{cr} = \frac{100 \cdot 9.26^3}{3} + 9 \cdot 16 \cdot (39 - 9.26)^2$$
$$I_{cr} = 153\,830.76 \text{ cm}^4$$

El esfuerzo debido a la flexión que actúa sobre la sección se calcula con la siguiente fórmula:

$$f_s = \frac{n \cdot M_s \cdot y}{I_{cr}}$$
$$f_s = \frac{n \cdot M_s \cdot y}{I_{cr}}$$

$$f_s = \frac{9 \cdot (7.10 \cdot 10^5) \cdot (39 - 9.26)}{153\,830.76}$$

$$f_s = 1\,235.37 \frac{kg}{cm^2}$$

El esfuerzo permisible para controlar la fisuración generada por el esfuerzo de flexión se calcula con la siguiente ecuación:

$$f_{sperm} = \frac{320}{\beta \cdot \sqrt{s^2 + 4 \cdot \left(2 + \frac{db}{2}\right)^2}}$$

$$f_{sperm} = \frac{320}{\left(\frac{45 - 9.26}{39 - 9.26}\right) \cdot \sqrt{4^2 + 4 \cdot \left(2 + \frac{0.625}{2}\right)^2}} = 43.55 \text{ ksi}$$

$$f_{sperm} = 3\,061.59 \frac{kg}{cm^2}$$

Los cálculos muestran que, en cargas de servicio, el esfuerzo en flexión es menor al esfuerzo permisible ($f_s < f_{sperm}$). Por lo tanto, cumple el diseño para controlar la fisuración por flexión.

4.3.2 Fisuración por tracción

La fuerza de tracción en servicio es de $T_s=54.60$ ton, el cual se obtuvo del modelo estructural en SAP2000. El esfuerzo generado por esta carga debe ser inferior a $28 \frac{kg}{cm^2}$ ($0.1 \cdot f'c$).

A continuación, se calcula el esfuerzo de tracción generada por las cargas en servicio con la siguiente ecuación:

$$f_t = \frac{T_s \cdot (E_s \cdot \varepsilon + f_s)}{A_g \cdot f_s + (n - 1) \cdot T_s}$$

$$f_t = \frac{54.6 \cdot 10^3 \cdot (2 \cdot 10^6 \cdot 0.0003 + 1400)}{100 \cdot 45 \cdot 1400 + (9 - 1) \cdot 54.6 \cdot 10^3}$$

$$f_t = 16.21 \frac{kg}{cm^2}$$

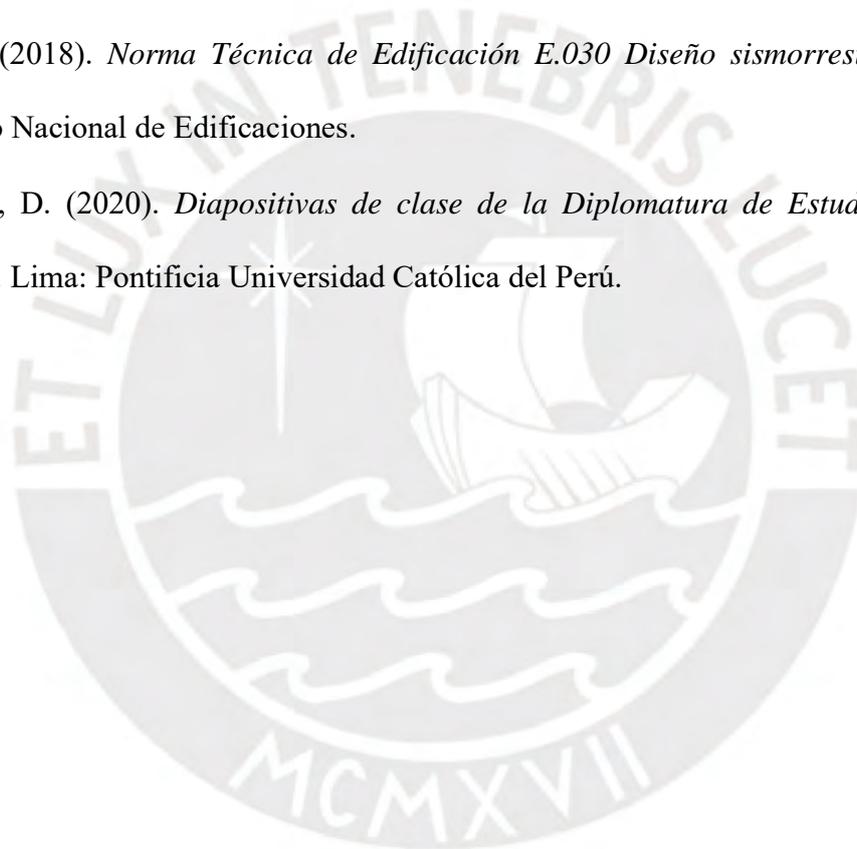
Los cálculos muestran que, en cargas de servicio, el esfuerzo en tracción es menor al esfuerzo permisible ($f_s < f_{sperm}$). Por lo tanto, cumple el diseño para controlar la fisuración por tracción.

4.4 Conclusiones

- Se concluye que los cálculos efectuados en el predimensionado de los elementos estructural otorgan dimensiones aceptables para el diseño final de la estructura. Esto se puede aseverar debido a que las estructuras resisten los esfuerzos generados por flexión, corte y tracción. Además, cumplen con el diseño por control de fisuraciones en el concreto.
- La norma E.030 no es suficiente para el diseño de reservorios que contengan fluidos, no obstante, define los parámetros sísmicos a emplear en el espectro de diseño del reservorio.
- El refuerzo de la pared cilíndrica se optimiza en altura de acuerdo con las solicitaciones para cada tramo. En el caso del refuerzo anular, de 0 a 5 metros se refuerza la pared con dos capas de 1" @ 0.20 m y de 5 a 7.5 metros se refuerza la pared con dos capas de 3/4" @ 0.20 m. Por otro lado, en el caso del refuerzo vertical, la cara interior cuenta con un bastón que tiene una longitud de 3.00 m de longitud para optimizar el acero colocado.
- En el caso de la cúpula esférica, si bien la cortante resistente con un espesor de 7 cm está muy por encima de la cortante solicitada, es preferible trabajar con dicho espesor para que el acero pueda tener como mínimo 3 cm de espesor en la cara exterior e interior.

5 Bibliografía

- American Concrete Institute (2001). *Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures*. Farmington Hills, MI: ACI.
- American Concrete Institute (2006). *Seismic Design of Liquid*. Farmington Hills, MI: ACI.
- SENCICO (2006). *Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas*. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- SENCICO (2009). *Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado*. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- SENCICO (2018). *Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño sismorresistente*. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Villagómez, D. (2020). *Diapositivas de clase de la Diplomatura de Estudio en Diseño Estructural*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.



6 Anexo

Se anexa el plano de detalle de las armaduras del reservorio diseñado en el presente documento.



