

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“INFLUENCIA DEL AGRIETAMIENTO EN LA RESPUESTA SÍSMICA
DE RESERVORIOS CIRCULARES APOYADOS DE CONCRETO
ARMADO”**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

PRESENTADA POR:

Bach. HENRY ALEXIS CHÁVEZ MUÑOZ

ASESOR:

Dr. Ing. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO

CAJAMARCA - PERÚ

2020

Copyright © 2020
By Henry Alexis Chávez Muñoz
Todos los derechos reservados

AGRADECIMIENTO

En primer lugar agradezco a los docentes de la Facultad de Ingeniería que me impartieron el conocimiento para fortalecer mi formación profesional.

Agradezco también a mis padres Jorge y Vilma, a mis abuelos Javier y Arminda, a toda mi familia que siempre me brindaron su apoyo incondicional por lo que estaré infinitamente agradecido.

Al Dr. Ing. Miguel Angel Mosqueira Moreno, por asesorarme en la elaboración de la tesis, mediante su conocimiento y valiosos aportes que fueron fundamentales.

CONTENIDO

AGRADECIMIENTO	ii
CONTENIDO	iii
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	2
1.3. HIPÓTESIS.....	2
1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	2
1.5. ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN.....	3
1.6. OBJETIVOS.....	4
1.6.1. Objetivo General.....	4
1.6.2. Objetivos Específicos.....	4
1.7. ESTRUCTURA DE LA TESIS	4
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	
2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS.....	6
2.1.1. Antecedentes internacionales.....	6
2.1.2. Antecedentes nacionales	7
2.1.3. Antecedentes locales.....	8
2.2. BASES TEÓRICAS.....	8
2.2.1. Concreto armado.....	8
2.2.2. Reservorios de concreto armado.....	8
2.2.3. Agrietamiento	9
2.2.3.1. Agrietamiento en estructuras de concreto armado.....	9
2.2.4. Rigidez del concreto armado.....	15
2.2.4.1. Rigidez efectiva.....	15
2.2.5. Momento de inercia I_g	16
2.2.5.1. Momento de inercia en secciones agrietadas.....	16
2.2.6. Reducción del momento de inercia mediante factores.....	16
2.2.6.1. FEMA 356, Seismic Rehabilitation Guidelines (ASCE, 2000).....	16
2.2.6.2. Norma Peruana de Concreto Armado E.060 y ACI 318.....	17
2.2.6.3. Factores de reducción propuestos por Paulay y Priestley.....	18
2.2.6.4. Norma Técnica Mexicana para elementos de concreto.....	18
2.2.7. El método de los elementos finitos.....	18

2.2.7.1. Tipos de elementos.....	19
2.2.7.2. El mallado	21
2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS.....	22
CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS	
3.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LA INVESTIGACIÓN.....	24
3.2. ÉPOCA DE LA INVESTIGACIÓN.....	25
3.3. PROCEDIMIENTO	25
3.3.1. DESCRIPCIÓN DEL RESERVORIO A ESTUDIAR.....	25
3.3.2. PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	27
3.3.2.1. Dimensiones de los elementos a estudiar.....	27
3.3.2.2. Resistencia de los elementos estructurales.....	34
3.3.2.3. Metrado de cargas.....	35
3.3.3. ANÁLISIS SÍSMICO.....	36
3.3.3.1. Análisis estático.....	36
3.3.3.2. Análisis dinámico	46
3.4. TRATAMIENTO, ANÁLISIS DE DATOS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.....	50
3.4.1. POBLACIÓN Y MUESTRA DEL ESTUDIO.....	50
3.4.1.1. Población del estudio.....	50
3.4.1.2. Muestra.....	50
3.4.2. TIPO, NIVEL, DISEÑO Y MÉTODO DE INVESTIGACIÓN.....	50
3.4.3. TIPO DE ANÁLISIS.....	50
3.4.4. RECOLECCIÓN DE DATOS.....	50
3.4.5. PROCESAMIENTO DE DATOS.....	51
3.4.6. ANÁLISIS DE DATOS Y PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS.....	51
3.4.6.1. Evaluación estructural, cálculo de parámetros y análisis sísmico.....	51
A. Análisis sísmico estático del reservorio apoyado.....	51
A.1. Metrado de cargas de la estructura.....	51
A.2. Cálculo del peso efectivo del muro del reservorio ($E W_w$).....	55
A.3. Cálculo del peso de la cúpula del reservorio (W_r).....	56
A.4. Cálculo de los pesos impulsivo (W_i) y convectivo (W_c).....	56
A.5. Cálculo de la frecuencia de vibración impulsiva (ω_i).....	58
A.6. Cálculo de la frecuencia de vibración convectiva (ω_c).....	59
A.7. Cálculo del periodo fundamental de vibración impulsivo (T_i).....	60
A.8. Cálculo del periodo fundamental de vibración convectivo (T_c).....	60
A.9. Determinación de los parámetros sísmicos.....	60
A.10. Cálculo de las fuerzas laterales de cada masa.....	62
A.11. Cálculo de la fuerza cortante basal estática (V).....	63

A.12. Cálculo de las alturas de los centros de gravedad.....	63
A.13. Distribución de las fuerzas laterales en cada nivel.....	65
A.14. Cálculo de la presión hidrostática del líquido.....	66
B. Análisis sísmico dinámico del reservorio apoyado.....	67
B.1. Cálculo de la rigidez de resortes de la componente convectiva.....	67
B.2. Determinación del espectro de pseudoaceleraciones.....	67
B.3. Combinaciones de carga.....	70
B.4. Análisis modal.....	71
B.5. Modelamiento estructural del reservorio.....	71
B.6. Modos y periodos resultantes del análisis.....	73
B.7. Fuerza cortante mínima de diseño.....	74
B.8. Control de desplazamientos laterales máximos.....	74
B.9. Esfuerzo de Von Misses.....	76
C. Cálculo del acero en la estructura.....	77
C.1. Cálculo del acero en la cúpula.....	77
C.2. Cálculo del acero en la viga anillo.....	79
C.3. Cálculo del acero en el muro circular.....	84
C.4. Cálculo del acero en la subestructura.....	89
C.4.1. Acero en la losa de fundación.....	89
C.4.2. Acero en la zapata corrida.....	93
D. Casos de agrietamiento estudiados.....	96
D.1. Agrietamiento en el muro circular.....	97
D.2. Agrietamiento en la viga anillo.....	97
D.3. Agrietamiento en la cúpula.....	97
D.4. Agrietamiento simultáneo.....	97
E. Incorporación del agrietamiento al modelo estructural.....	99
E.1. Inclusión del factor de reducción del momento de inercia.....	99
3.4.6.2. Presentación de resultados.....	101
A. Desplazamiento máximo.....	101
B. Cortante basal.....	104
C. Periodo fundamental de vibración.....	107
D. Esfuerzo anular máximo.....	111
E. Esfuerzo a flexión máximo.....	113
F. Esfuerzo cortante máximo.....	116
3.4.6.3. Síntesis de los resultados.....	119
3.4.6.4. Gráficos comparativos de los casos con agrietamiento simultáneo.....	122

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. DESPLAZAMIENTO MÁXIMO.....	125
4.2. CORTANTE BASAL.....	126
4.3. PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN.....	128
4.4. ESFUERZO ANULAR MÁXIMO.....	129
4.5. ESFUERZO A FLEXIÓN MÁXIMO.....	130
4.6. ESFUERZO CORTANTE MÁXIMO.....	131

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES	133
5.2. RECOMENDACIONES.....	134
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	135
ANEXOS.....	137

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Rigidez efectiva de elementos estructurales, FEMA.....	17
Tabla 2.2. Momento de inercia efectivo I_e , Norma E.060 y ACI.....	17
Tabla 2.3. Momento de inercia efectivo I_e , Paulay y Priestley.....	18
Tabla 2.4. Momento de inercia efectivo I_e , Norma Técnica Mexicana.....	18
Tabla 3.1. Propiedades de los materiales en los elementos del reservorio.....	35
Tabla 3.2. Cargas asignadas a la cúpula.....	35
Tabla 3.3. Factores de amplificación del suelo.....	43
Tabla 3.4. Periodos T_P y T_L	43
Tabla 3.5. Factores de modificación de respuesta.....	44
Tabla 3.6. Resumen de pesos de la estructura.....	55
Tabla 3.7. Parámetros sísmicos para hallar la cortante basal estática.....	61
Tabla 3.8. Fuerzas horizontales distribuidas lateralmente en cada masa.....	65
Tabla 3.9. Parámetros sísmicos para el espectro de pseudoaceleraciones.....	68
Tabla 3.10. Cálculo del espectro de pseudoaceleraciones.....	69
Tabla 3.11. Parámetros para el modelamiento estructural y análisis dinámico.....	71
Tabla 3.12. Porcentajes de participación modal de las masas.....	73
Tabla 3.13. Periodos fundamentales de vibración.....	74
Tabla 3.14. Cortante mínima de diseño y factor de escala.....	74
Tabla 3.15. Verificación de la deriva.....	75
Tabla 3.16. Momento de inercia efectivo de cada elemento estructural.....	96
Tabla 3.17. Factores de reducción interpolados para la aplicación simultánea.....	98
Tabla 3.18. Factores de reducción del momento de inercia, en todos los casos.....	99
Tabla 3.19. Valores del desplazamiento por agrietamiento sólo en el muro.....	101
Tabla 3.20. Valores del desplazamiento por agrietamiento sólo en la viga anillo.....	102
Tabla 3.21. Valores del desplazamiento por agrietamiento sólo en la cúpula.....	102
Tabla 3.22. Valores del desplazamiento por agrietamiento simultáneo.....	103
Tabla 3.23. Valores de la cortante basal por agrietamiento sólo en el muro.....	104
Tabla 3.24. Valores de la cortante basal por agrietamiento sólo en la viga anillo.....	105
Tabla 3.25. Valores de la cortante basal por agrietamiento sólo en la cúpula.....	106
Tabla 3.26. Valores de la cortante basal por agrietamiento simultáneo.....	106
Tabla 3.27. Valores del periodo fundamental por agrietamiento sólo en el muro.....	108
Tabla 3.28. Valores del periodo fundamental por agrietamiento sólo en la viga anillo.....	108
Tabla 3.29. Valores del periodo fundamental por agrietamiento sólo en la cúpula.....	109
Tabla 3.30. Valores del periodo fundamental por agrietamiento simultáneo.....	110
Tabla 3.31. Valores del esfuerzo anular en el muro por agrietamiento simultáneo.....	111
Tabla 3.32. Valores del esfuerzo anular en la viga por agrietamiento simultáneo.....	112

Tabla 3.33. Valores del esfuerzo anular en la cúpula por agrietamiento simultáneo.....	112
Tabla 3.34. Valores del esfuerzo a flexión en el muro por agrietamiento simultáneo.....	113
Tabla 3.35. Valores del esfuerzo a flexión en la viga por agrietamiento simultáneo.....	114
Tabla 3.36. Valores del esfuerzo a flexión en la cúpula por agrietamiento simultáneo.....	115
Tabla 3.37. Valores del esfuerzo cortante en el muro por agrietamiento simultáneo.....	116
Tabla 3.38. Valores del esfuerzo cortante en la viga por agrietamiento simultáneo.....	117
Tabla 3.39. Valores del esfuerzo cortante en la cúpula por agrietamiento simultáneo.....	117
Tabla 3.40. Resumen del desplazamiento máximo en todos los casos estudiados.....	119
Tabla 3.41. Resumen de la cortante basal en todos los casos estudiados.....	119
Tabla 3.42. Resumen del periodo fundamental en todos los casos estudiados.....	120
Tabla 3.43. Resumen del esfuerzo anular máximo en cada elemento.....	120
Tabla 3.44. Resumen del esfuerzo a flexión máximo en cada elemento.....	121
Tabla 3.45. Resumen del esfuerzo cortante máximo en cada elemento.....	121

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Fisuración generalizada.....	11
Figura 2.2. Fisuración vertical generalizada en la coronación.....	12
Figura 2.3. Fisuración vertical generalizada.....	12
Figura 2.4. Fisuras en el arranque de muro.....	13
Figura 2.5. Fisuras horizontales cerca de la base.....	13
Figura 2.6. Fisuras verticales cerca de la base.....	14
Figura 2.7. Fisuras en el lomo de la coronación.....	15
Figura 2.8. División de un medio continuo con elementos finitos.....	19
Figura 3.1. Ubicación geográfica de la investigación.....	24
Figura 3.2. Ubicación del reservorio en la ciudad de Cajamarca.....	25
Figura 3.3. Vista isométrica del reservorio de 1500 m ³	26
Figura 3.4. Configuración estructural en la sección del reservorio.....	33
Figura 3.5. Sección del muro circular y la viga anillo.....	34
Figura 3.6. Sección de la cúpula del reservorio.....	34
Figura 3.7. Zonificación sísmica.....	42
Figura 3.8. Sistema mecánico equivalente.....	47
Figura 3.9. Espectro de pseudoaceleraciones para reservorios.....	49
Figura 3.10. Dimensiones principales del reservorio.....	51
Figura 3.11. Dimensiones de la zona sin ensanche.....	52
Figura 3.12. Vistas en 3D de la zona con ensanche gradual.....	53
Figura 3.13. Área superficial de la cúpula.....	55
Figura 3.14. Factores W_i/W_I y W_c/W_I , versus D/H_I para reservorios circulares.....	57
Figura 3.15. Coeficiente C_w , versus D/H_I para reservorios circulares.....	58
Figura 3.16. Factores h_i/H_I y h_c/H_I , versus D/H_I para reservorios circulares.....	64
Figura 3.17. Distribución de la presión hidrostática.....	66
Figura 3.18. Espectro de pseudoaceleraciones.....	70
Figura 3.19. Modelamiento del reservorio en el programa SAP2000.....	72
Figura 3.20. Vista de la sección del reservorio.....	72
Figura 3.21. Desplazamiento lateral máximo.....	75
Figura 3.22. Esfuerzo de Von Misses.....	76
Figura 3.23. Tensión anular en la cúpula.....	77
Figura 3.24. Momento flexionante en la cúpula.....	78
Figura 3.25. Tensión anular superior en la viga anillo.....	80
Figura 3.26. Tensión anular inferior en la viga anillo.....	81
Figura 3.27. Cortante en la viga anillo.....	82
Figura 3.28. Tensión anular en el muro circular.....	84

Figura 3.29. Momento flexionante en el muro circular.....	86
Figura 3.30. Cortante en el muro circular.....	88
Figura 3.31. Momento flexionante en la losa de fundación.....	90
Figura 3.32. Cortante en la losa de fundación.....	92
Figura 3.33. Flexión en la zapata corrida.....	93
Figura 3.34. Cortante en la zapata corrida.....	95
Figura 3.35. Factores de reducción para la aplicación simultánea.....	98
Figura 3.36. Ejes locales de un elemento Shell.....	99
Figura 3.37. Modificación de los momentos de inercia.....	100
Figura 3.38. Desplazamiento máximo por el agrietamiento sólo en el muro.....	101
Figura 3.39. Desplazamiento máximo por el agrietamiento sólo en la viga.....	102
Figura 3.40. Desplazamiento máximo por el agrietamiento sólo en la cúpula.....	103
Figura 3.41. Desplazamiento máximo por el agrietamiento simultáneo.....	103
Figura 3.42. Cortante basal por el agrietamiento sólo en el muro.....	105
Figura 3.43. Cortante basal por el agrietamiento sólo en la viga.....	105
Figura 3.44. Cortante basal por el agrietamiento sólo en la cúpula.....	106
Figura 3.45. Cortante basal por el agrietamiento simultáneo.....	107
Figura 3.46. Periodo fundamental por el agrietamiento sólo en el muro.....	108
Figura 3.47. Periodo fundamental por el agrietamiento sólo en la viga.....	109
Figura 3.48. Periodo fundamental por el agrietamiento sólo en la cúpula.....	109
Figura 3.49. Periodo fundamental por el agrietamiento simultáneo.....	110
Figura 3.50. Esfuerzo anular máximo en el muro por el agrietamiento simultáneo.....	111
Figura 3.51. Esfuerzo anular máximo en la viga por el agrietamiento simultáneo.....	112
Figura 3.52. Esfuerzo anular máximo en la cúpula por el agrietamiento simultáneo.....	113
Figura 3.53. Esfuerzo a flexión máximo en el muro por el agrietamiento simultáneo.....	114
Figura 3.54. Esfuerzo a flexión máximo en la viga por el agrietamiento simultáneo.....	114
Figura 3.55. Esfuerzo a flexión máximo en la cúpula por el agrietamiento simultáneo.....	115
Figura 3.56. Esfuerzo cortante máximo en el muro por el agrietamiento simultáneo.....	116
Figura 3.57. Esfuerzo cortante máximo en la viga por el agrietamiento simultáneo.....	117
Figura 3.58. Esfuerzo cortante máximo en la cúpula por el agrietamiento simultáneo.....	118
Figura 3.59. Gráfico de los desplazamientos máximos obtenidos con el agrietamiento simultáneo de todos los elementos estructurales.....	122
Figura 3.60. Gráfico de las cortantes basales obtenidas con el agrietamiento simultáneo de todos los elementos estructurales.....	122
Figura 3.61. Gráfico de los periodos fundamentales de vibración obtenidos con el agrietamiento simultáneo de todos los elementos estructurales.....	123

Figura 3.62. Gráfico de los esfuerzos anulares máximos para cada elemento estructural obtenidos con el agrietamiento simultáneo.....	123
Figura 3.63. Gráfico de los esfuerzos a flexión máximos para cada elemento estructural obtenidos con el agrietamiento simultáneo.....	124
Figura 3.64. Gráfico de los esfuerzos cortantes máximos para cada elemento estructural obtenidos con el agrietamiento simultáneo.....	124
Figura 4.1. Gráfico del desplazamiento máximo para todos los casos estudiados.....	125
Figura 4.2. Gráfico de la cortante basal para todos los casos estudiados.....	126
Figura 4.3. Gráfico del periodo fundamental para todos los casos estudiados.....	128

RESUMEN

En esta investigación se determinó la influencia del agrietamiento en la respuesta sísmica de reservorios circulares apoyados de concreto armado. Aplicando para ello el método dinámico modal espectral, mediante el software SAP2000 v20.2.0, donde se incluyó el agrietamiento mediante factores de reducción del momento de inercia hasta llegar a una inercia efectiva, propuesta por el ACI 318-14 y la Norma Peruana E.060, para el muro y la viga de 0.35 I_g, mientras que para la cúpula de 0.25 I_g. Los parámetros de respuesta sísmica estudiados fueron: el desplazamiento máximo, la cortante basal, el periodo fundamental de vibración y los esfuerzos internos (esfuerzo anular, esfuerzo a flexión y esfuerzo cortante máximos). El estado límite del diseño del reservorio es el agrietamiento, pero hipotéticamente como en ciertos casos este se agrieta y es ahí donde se aplica este estudio. Los resultados muestran que al reducirse la rigidez a causa del agrietamiento simultáneo, el desplazamiento máximo aumenta en 65.20%, la cortante basal disminuye en 15.77% y el periodo fundamental aumenta en 33.02%. El esfuerzo anular en el muro y en la cúpula tubo una ligera disminución, mientras que en la viga se incrementó; el esfuerzo a flexión en el muro también se redujo, pero en la viga y cúpula aumentó más significativamente; El esfuerzo cortante en el muro se redujo un pequeño porcentaje, por el contrario en la viga y en la cúpula se incrementó, mucho más en esta última donde tuvo una alta variación. El elemento que tiene mayor influencia del agrietamiento es la cúpula debido a su condición de membrana, su posición en la estructura y a su geometría, mientras quien tiene menor influencia del agrietamiento es el muro circular por sus grandes dimensiones y su espesor significativo.

Palabras clave: agrietamiento, rigidez efectiva, desplazamientos, cortante basal, periodo, esfuerzos.

ABSTRACT

In this research it was determined the influence of the cracking in the seismic response of circular supported reservoirs made of reinforced concrete. Applying for it the dynamic modal spectral method. Through the software SAP2000. v20.2.0, where cracking was included through factors of reduction for the moment of inertia until get to effective inertia, proposed by ACI 318-14 and the Peruvian Norm E.060, for the wall and the beam of $0.35 I_g$, while for the dome of $0.25 I_g$. The seismic response parameters studied it was: the maximum displacement, the basal shear the fundamental period of vibration and the internal efforts (annular effort, bending effort and shear effort maximum). The limit state of the reservoir desing is cracking, but hypothetically, as in certain cases, it cracks and that is where this study is applied. The results show that when the stiffness is reduced due to simultaneous cracking, the maximum displacement increases by 65.20%, the basal shear decreases by 15.77% and the fundamental period increases by 33.02%. The anular effort in the wall and in the dome had a slight decrease, while in the beam it increased; the bending effort in the wall was also reduced, but in the beam and dome it increased more significantly; the shear effort in the wall was reduced by as small percentage, on the contrary in the beam and the dome it increased, much more in the latter where it had a high variation. The element that has the greatest influence of cracking is the dome due to its condition as a membrane, its position in the structure and its geometry, while the element that has the least influence on cracking is the circular wall due to its large dimentions and its significant thickness.

Key words: cracking, effective stiffness, displacements, basal shear, period, efforts.

CAPÍTULO I.

INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los sismos son vibraciones de la corteza terrestre generados debido a diferentes causas, principalmente de origen tectónico, generando demasiada energía, la cual es liberada en forma de ondas vibratorias que ponen en peligro las diferentes edificaciones, al ser estas solicitadas por el movimiento en la base, produciéndose esfuerzos internos en los componentes de las estructuras, los mismos que posteriormente pueden ocasionar que estas fallen. (Bazán y Meli 2002).

Según la Norma E.030, Reglamento Nacional de Edificaciones (2018) nuestro territorio nacional se encuentra dividido en cuatro zonas, basado en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica, Cajamarca se encuentra en la zona 3, lo cual indica que existe un alto riesgo de un evento sísmico de gran magnitud.

El limitado acceso al agua hace necesario que en los proyectos de agua potable y de irrigación se implementen reservorios para almacenar el agua de una manera más eficiente. La importancia del reservorio radica en garantizar el funcionamiento hidráulico del sistema y el funcionamiento de un buen servicio, en función a las necesidades de agua proyectada y el rendimiento de la fuente. (Agüero 2013).

El diseño por resistencia de un reservorio no garantiza que su comportamiento bajo cargas de servicio será satisfactorio, por lo tanto es indispensable verificar que los elementos no excedan el estado límite de servicio por agrietamiento, pero pese a ello las grietas en el concreto se presentarán por diversos motivos. (Villoslada 2013).

El agrietamiento ocasiona una pérdida de rigidez de las estructuras, cuando la fibra externa donde existe tensión de la sección del elemento se originan esfuerzos mayores que la resistencia a tensión del concreto, se tiene como consecuencia una menor área efectiva y por lo tanto también se reduce el momento de inercia, debido a

esto se debe considerar el agrietamiento teniendo en cuenta la reducción de la rigidez, hasta llegar a un mínimo en base a la geometría de la sección del elemento en estudio. (Paulay y Priestley 1992).

Al realizar un análisis sísmico con rigideces de secciones no agrietadas para los diferentes elementos estructurales es imposible obtener resultados precisos, incluso dentro del rango elástico, es muy probable que los periodos estén errados, así como las fuerzas no sean exactas, ya que estas dependen de la rigidez relativa de los elementos. (Priestley 2003).

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cuál es la influencia del agrietamiento en la respuesta sísmica de reservorios circulares apoyados de concreto armado?

1.3. HIPÓTESIS

El agrietamiento de los elementos estructurales tiene una alta influencia negativa en la respuesta sísmica de reservorios circulares apoyados de concreto armado, la cual se incrementa conforme la rigidez va disminuyendo.

1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

Es imperativo diseñar y construir reservorios con un funcionamiento eficiente, por tratarse de una estructura esencial, la cual frente a un sismo debe tener garantizada su seguridad estructural. Teniendo en cuenta criterios no considerados en diseños anteriores como la reducción de la rigidez y utilizando en el análisis la rigidez efectiva se obtienen deformaciones y esfuerzos con una mayor exactitud.

Además para tener mayores precisiones en el comportamiento estructural del reservorio a diseñar o para evaluar reservorios existentes, es necesario considerar el agrietamiento, para lo cual se debe contar con una norma específica. Aunque en nuestro país no se cuenta con este tipo de reglamentación, la norma nacional aplicable más cercana a este tipo de estructuras es la E.030 de diseño sismorresistente.

Por su ubicación geográfica, el Perú es un país con gran ocurrencia de sismos, donde a lo largo de su historia se han producido sismos muy destructores afectando terriblemente a las estructuras de concreto armado como los reservorios, es por ello que surge la necesidad de realizar análisis sísmicos cercanos a la realidad en el mayor grado posible.

Este estudio, con el fin de incentivar la investigación, posteriormente espera ayudar a fomentar las evaluaciones sísmicas de estructuras con la misma metodología, extendiendo la aplicación a todo tipo de estructuras de concreto armado susceptibles de agrietarse.

1.5. ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN

En la investigación se analizó la manera cómo un reservorio circular apoyado de concreto armado con un volumen efectivo de 1500 m³ de capacidad, ubicado en la parte alta de la ciudad de Cajamarca, se comporta ante la ocurrencia de un terremoto de alta magnitud, considerando la rigidez efectiva, es decir la reducción de su rigidez a causa del agrietamiento en la sección de sus elementos. La geometría del modelo y propiedades de materiales se tomó en base al reservorio R4 de la empresa SEDACAJ, teniendo un radio de 8 m y una altura total de 11.10 m.

Al realizar el análisis sísmico se incorporó un agrietamiento mediante la reducción del momento de inercia en las secciones. Para determinar la rigidez efectiva se aplicaron factores de modificación al momento de inercia de la sección no agrietada, es decir, se partió desde el momento de inercia total (100%) descendiendo en un rango de 10% (factor de 0.1 de disminución en cada prueba), hasta llegar a los momentos de inercia mínimos efectivos recomendados por el ACI 318-14, sección 6.6.3.1.1, página 78 y la Norma Peruana E.060-2009, sección 10.11.1, página 79.

El análisis sísmico se realizó en el programa computacional SAP2000 v20.2.0, cabe mencionar que para comprobar la veracidad de los resultados del programa adicionalmente se realizó el cálculo manual del esfuerzo anular máximo de servicio en el muro circular, comprobándose que los cálculos del programa son seguros (anexo 02). En dicho programa fueron incluidos los momentos de inercia afectados por los

factores de reducción. Los parámetros analizados fueron: *el desplazamiento máximo en el extremo superior del reservorio, la cortante basal, los esfuerzos internos (esfuerzo anular, esfuerzo a flexión y esfuerzo cortante máximos) y el periodo fundamental de vibración.*

Para el modelamiento del reservorio se consideró el tipo de unión muro-base empotrado, bajo la hipótesis de considerar el suelo uniforme y rígido, además la restricción de los tres grados de libertad, es decir, se impide los movimientos verticales, horizontales y la rotación, dicho empotramiento tiene la ventaja de considerar estable la estructura, pero por el contrario tiene la desventaja de que no se realiza el análisis de interacción suelo-estructura ya que si el suelo no fuera rígido las fuerzas y momentos ocasionarían deformaciones diferentes a lo previsto para la cimentación.

1.6. OBJETIVOS

1.6.1. Objetivo General

- Determinar la influencia del agrietamiento en la respuesta sísmica de reservorios circulares apoyados de concreto armado.

1.6.2. Objetivos Específicos

- Determinar la influencia del agrietamiento en el desplazamiento máximo en el extremo superior del reservorio.
- Determinar la influencia del agrietamiento en la cortante basal.
- Determinar la influencia del agrietamiento en el periodo fundamental de vibración.
- Determinar la influencia del agrietamiento en los esfuerzos internos (esfuerzo anular, esfuerzo a flexión y esfuerzo cortante máximos).

1.7. ESTRUCTURA DE LA TESIS

La presente investigación está organizada de la siguiente manera:

- **Capítulo I:** Comprende la introducción en la cual se presentan el planteamiento del problema, formulación del problema, hipótesis, la justificación de la investigación, importancia, los alcances de la investigación y los objetivos.

- **Capítulo II:** Corresponde al marco teórico en el cual se describen los antecedentes teóricos relacionados a la investigación y las bases teóricas que sirven como fundamento para el desarrollo del tema tratado.
- **Capítulo III:** Describe los materiales y la metodología empleada, donde se expone detalladamente el procedimiento de la investigación, además se indica el tratamiento, análisis de datos y presentación de los resultados obtenidos.
- **Capítulo IV:** Corresponde al análisis y discusión de resultados, en este capítulo se describe la información encontrada y se contrasta con la información de la literatura utilizada, explicando los resultados hallados.
- **Capítulo V:** Se exponen las conclusiones de la investigación y las recomendaciones para futuros estudios relacionados al tema.
- **Referencias bibliográficas.**
- **Anexos.**

CAPÍTULO II.

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS

2.1.1. Antecedentes Internacionales

- Rivera, Terrón y Arce (2014) de la Universidad Nacional Autónoma de México, en su trabajo de investigación para el XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, “ESTIMACIÓN DE LA RIGIDEZ AGRIETADA PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO” afirman que es de suma relevancia evaluar la rigidez agrietada, para calcular con mejor precisión el periodo de vibración y en consecuencia su respuesta sísmica, se realizaron ecuaciones para hallar el momento de inercia agrietado con el objetivo de contribuir a la modelación de la rigidez en el estado agrietado y con ello garantizar una mejor predicción de su respuesta sísmica, con sus implicaciones en la revisión del estado de servicio.

- Mora (2006) de la Universidad Nacional Autónoma de México, en su tesis “RIGIDEZ EFECTIVA DE ELEMENTOS DE CONCRETO PARA EL ANÁLISIS ANTE CARGAS LATERALES” propuso factores de reducción de la rigidez a flexión para elementos de concreto, tales que permitan aproximar el comportamiento hasta la fluencia, llegando a la conclusión de que el patrón de agrietamiento a todo lo alto de un elemento no es igual en todas las estructuras, dependiendo de las condiciones que se apliquen como las cargas y características de cada una, también afirma que las principales normas actuales para degradar la rigidez tienden a sobreestimar los desplazamientos y subestimar la rigidez, estos para fines de análisis estáticos es conservador, sin embargo para fines de análisis dinámicos cuando se requiera determinar el periodo y se necesite calcular las fuerzas de inercia estos resultados pudieran no ser conservadores.

2.1.2. Antecedentes Nacionales

- Piqué del Pozo y Burgos (2008) de la Universidad Nacional de Ingeniería, en su trabajo de investigación presentado en la XIV Conferencia Mundial de Ingeniería Antisísmica en Pekín China, “RIGIDEZ EFECTIVA DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE” demostraron que es necesaria la consideración de la rigidez efectiva en los análisis sísmicos, asimismo aplicaron el estudio realizado por Priestley (2003) para encontrar la rigidez efectiva, la cual depende de cuanta resistencia tiene el elemento; concluyeron que debe considerarse el agrietamiento para obtener distorsiones máximas en el rango no lineal, más próximos a la realidad; afirman que los momentos de diseño son mayores en secciones no agrietadas y que las distorsiones también son mayores en un 25%; además en los diagramas momento curvatura se observa que la curvatura de fluencia es casi independiente de la resistencia de los elementos y que la rigidez es dependiente de la resistencia.
- Huaranga (2015) de la Pontificia Universidad Católica del Perú, en su tesis “EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE RESERVORIOS ELEVADOS TIPO INTZE” realizó el modelado de dos reservorios a los cuales les asignó masas concentradas; para el fuste se consideraron secciones con agrietamiento y sin agrietamiento, el análisis se realizó a partir de cuatro acelerogramas del Perú bajo la Norma ASCE/SEI 07-5 para el sismo de diseño y el máximo; concluyendo que el momento volcante y la fuerza cortante basal van disminuyendo conforme se va reduciendo la cantidad del agua contenida; también se realizó el análisis sin considerar el efecto hidrodinámico del agua y se obtuvo respuestas más conservadoras, incrementándose la curvatura demandada en más del doble.

2.1.3. Antecedentes Locales

- Ramirez (2018) de la Universidad Nacional de Cajamarca, en su tesis “INFLUENCIA DEL AGRIETAMIENTO EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO CON SISTEMA DUAL”, realizó el análisis sísmico de edificios en los cuales consideró las secciones agrietadas, para lo cual utilizó factores de reducción llegando a una inercia reducida mínima, en su investigación encontró que: el periodo fundamental de vibración aumentó 30%, la cortante basal disminuyó 5% y la deriva máxima de entrepiso se incrementó 60%; los resultados que obtuvo fueron en base a un modelo inicialmente sin agrietamiento.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. Concreto armado

El concreto tiene un origen artificial, el cual se obtiene mezclando en determinadas proporciones cemento, agregado grueso, agregado fino y agua. La pasta que une a los agregados es formado por el agua y el cemento, que luego del fraguado se endurece y aumenta su resistencia. El concreto armado con acero resiste eficientemente la tracción ya que por sí mismo el concreto solamente resiste esfuerzos de compresión. (Fratelli 1998).

2.2.2. Reservorios de concreto armado

Los reservorios de concreto armado son estructuras cuya importancia radica en garantizar el funcionamiento hidráulico del sistema y el mantenimiento de un servicio eficiente, en función a las necesidades de agua proyectadas. Los tipos de reservorios construidos con este material pueden ser apoyados, enterrados y elevados; los apoyados están construidos directamente sobre la superficie del terreno, los enterrados se construyen bajo el nivel del suelo y los elevados se sostienen sobre torres. Los reservorios apoyados se diseñan estructuralmente bajo la condición que considera la tapa libre y el fondo empotrado. (Agüero 2003).

2.2.3. Agrietamiento

Las grietas son roturas que aparecen como consecuencia de tensiones superiores a su capacidad resistente. Entre las causas se encuentran las de origen químico relacionado a la oxidación del acero y en su mayoría las de origen físico relacionados con los cambios volumétricos del elemento, estos cambios expansivos y de contracción originan esfuerzos que cuando existe una restricción del movimiento y se sobrepasa sus valores de resistencia empieza a producirse el agrietamiento. (Toirac 2004)

2.2.3.1. Agrietamiento en estructuras de concreto armado

En un elemento de concreto las grietas son hendiduras alargadas cuyo ancho máximo es significativo y cuya profundidad puede limitarse a pocos centímetros de la superficie o atravesar completamente el elemento como las grietas pasantes. Las grietas estructurales son aquellas que afectan la función de resistencia, rigidez y durabilidad del elemento. (Torrealva 2017).

A. Mecanismos o procesos de aparición de grietas

➤ Cargas excesivas

Se originan las grietas cuando los elementos estructurales son sometidos a cargas para las que no fueron diseñados, ocurren efectos de los esfuerzos excesivos. Las causas son: sismos, asentamientos diferenciales, cambio de condiciones de servicio, impactos, explosiones. (Torrealva 2017).

➤ Errores de diseño y/o detallado

Las grietas originadas por este mecanismo pueden generar la falla del elemento estructural en el que aparece, suelen empezar muy pequeñas pero conforme pasa el tiempo se incrementa su profundidad y el ancho. Las causas son: errores de cálculo, subestimación de cargas, especificaciones deficientes. (Torrealva 2017).

➤ Corrosión del refuerzo

Normalmente el acero no se corroe en el concreto por estar en un medio alcalino, lo que se conoce como protección pasiva. Sin embargo, si la alcalinidad del concreto se reduce por la carbonatación se produce la

oxidación del refuerzo. El óxido generado tiene un volumen mayor que el acero que reemplaza, la expansión del óxido genera fisuras en el concreto. (Torrealva 2017).

➤ **Cambios climáticos**

El congelamiento incluye el agua contenida debajo de la superficie del concreto, el hielo se ensancha y produce grietas en el concreto porque los cristales aumentan de tamaño. Entre las causas se incluyen el hielo, deshielo y cambios de humedad. (Torrealva 2017).

➤ **Cambios de esfuerzo por la variación de temperatura**

Producido el cambio de temperatura en los elementos de concreto, estos sufren expansiones y contracciones, si se encuentran restringidos en su deformación se generan esfuerzos de tracción y compresión originando grietas. Las causas son: cambios de temperatura entre el día y la noche, entre el invierno y verano. (Torrealva 2017).

➤ **Contracción por secado**

La pérdida de humedad del elemento al día siguiente del vaciado de concreto ocasionará una contracción, el cual si está restringido en su movimiento debido al encofrado o conexión con otros elementos se producirá esfuerzos que originan grietas; este tipo de grietas solo se produce una vez ya que con el tiempo el elemento alcanza el equilibrio entre la humedad interna y la humedad del ambiente. (Torrealva 2017).

➤ **Contracción plástica**

Se produce con el concreto en estado plástico durante las horas iniciales del vaciado; cuando la pérdida de humedad en la superficie es más rápida que el afloramiento del agua de exudación, este tipo de grietas comienzan superficiales pero pueden desarrollarse en toda la sección del elemento estructural. (Torrealva 2017).

➤ **Asentamiento plástico**

Después del vaciado y vibrado, el concreto aún en estado plástico, tiende a seguir con su consolidación, el refuerzo superior ocasiona una restricción, produciéndose grietas en la superficie coincidentemente con la ubicación del refuerzo. (Torrealva 2017).

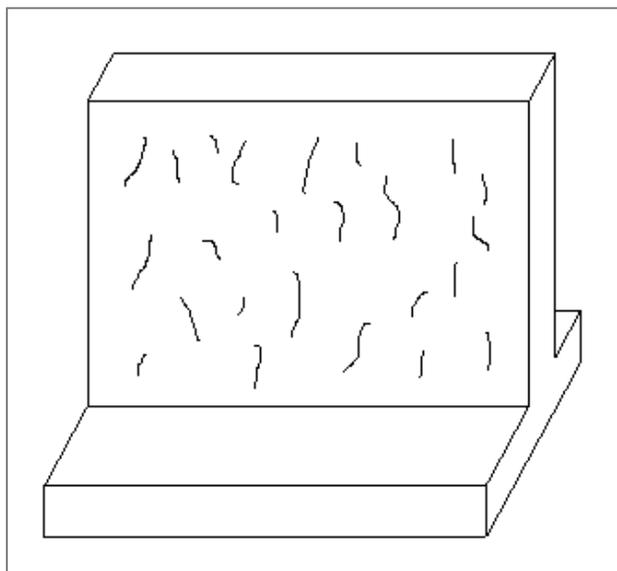
B. Lesiones habituales en muros de almacenamiento

Los muros de concreto armado destinados a la contención del suelo, así como los destinados al almacenamiento de líquidos como es el caso de los reservorios están sometidos a las posibles lesiones descritas a continuación:

✓ **Fisuración generalizada**

Se origina por una excesiva contracción plástica y por la ausencia o insuficiencia de armadura de retracción y temperatura. (Broto 2005).

Figura 2.1. Fisuración generalizada

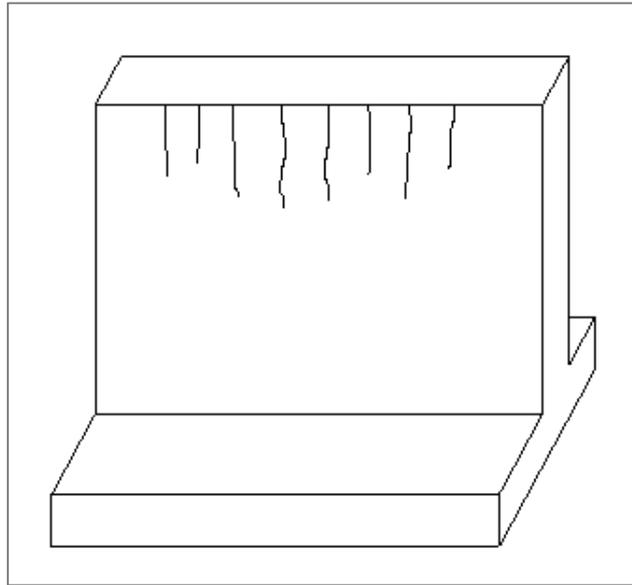


Fuente: Enciclopedia Broto de Patologías de la construcción (2005).

✓ **Fisuración vertical generalizada en la coronación**

Se origina por una relación A/C (agua/cemento) muy alta con emigración del agua hacia la coronación al vibrar las sucesivas capas de concreto, se origina también por la ausencia de armadura complementaria en la coronación y un curado defectuoso. (Broto 2005).

Figura 2.2. Fisuración vertical generalizada en la coronación

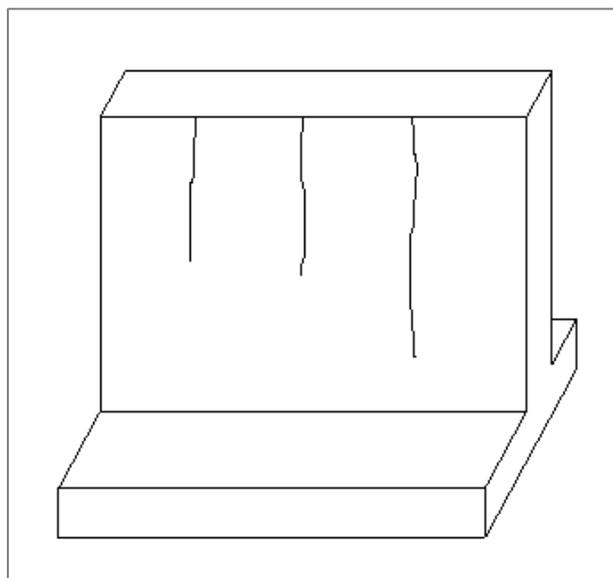


Fuente: Enciclopedia Broto de Patologías de la construcción (2005).

✓ **Fisuración vertical generalizada**

Se originan cuando no existe una disposición de juntas de contracción o disposición a distancias excesivas, se origina también cuando no se dispone de armadura de retracción y temperatura, además cuando tuvo un curado defectuoso. (Broto 2005).

Figura 2.3. Fisuración vertical generalizada

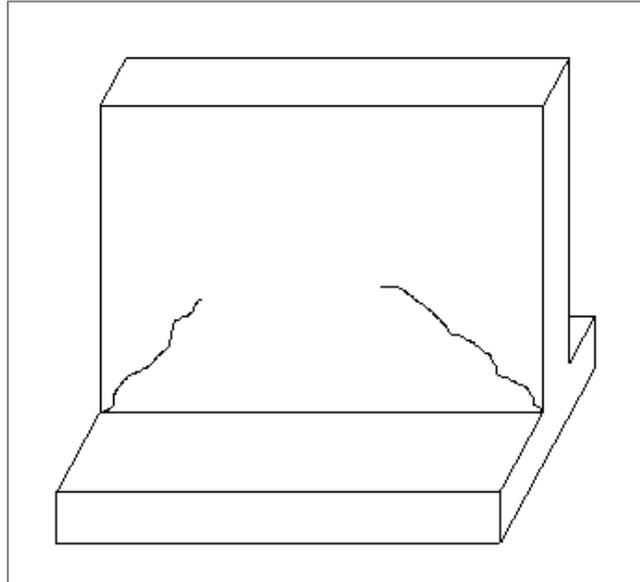


Fuente: Enciclopedia Broto de Patologías de la construcción (2005).

✓ **Fisuras en el arranque (base) del muro**

Se originan por la contracción térmica del muro limitado en la parte inferior por el cimiento ya fraguado, en este caso el cimiento es de poca rigidez frente al muro. (Broto 2005).

Figura 2.4. Fisuras en el arranque de muro

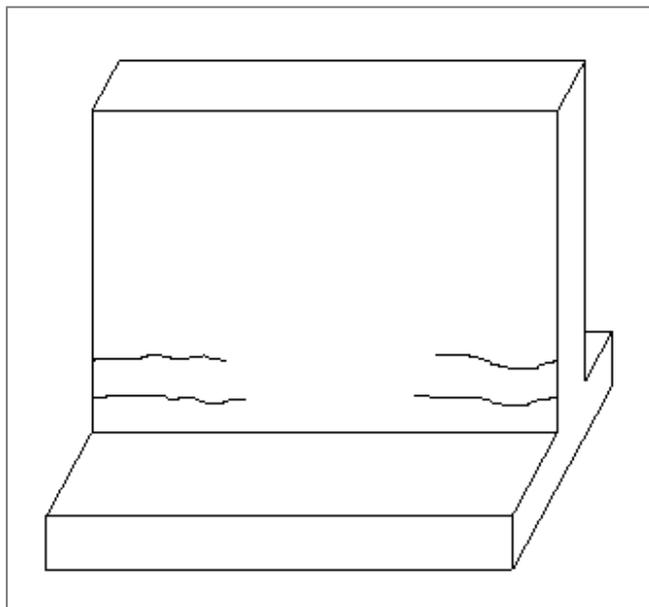


Fuente: Enciclopedia Broto de Patologías de la construcción (2005).

✓ **Fisuras horizontales cerca de la base**

Se originan por la contracción térmica del muro limitado por el cimiento fraguado, acá el cimiento es de mediana rigidez frente al muro. (Broto 2005).

Figura 2.5. Fisuras horizontales cerca de la base

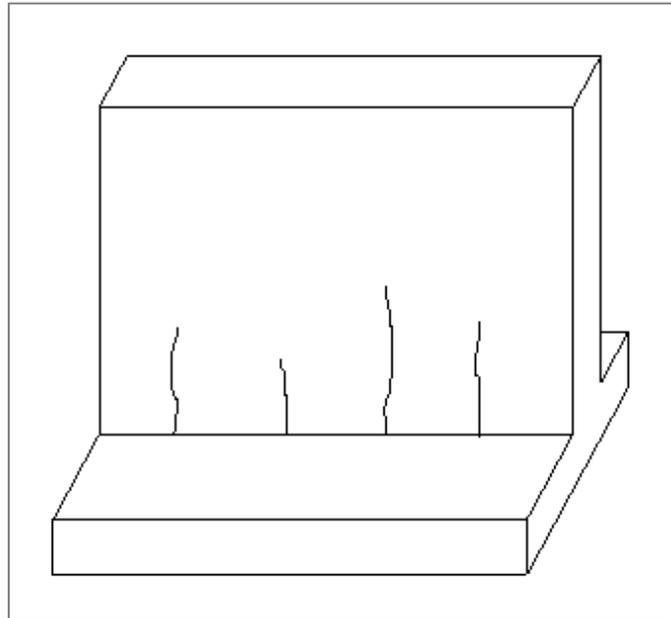


Fuente: Enciclopedia Broto de Patologías de la construcción (2005).

✓ **Fisuras verticales cerca de la base**

Se origina, al igual que en los dos casos anteriores, por la contracción térmica del muro limitado por el cimiento ya fraguado, pero acá el cimiento es muy rígido frente al muro. (Broto 2005).

Figura 2.6. Fisuras verticales cerca de la base

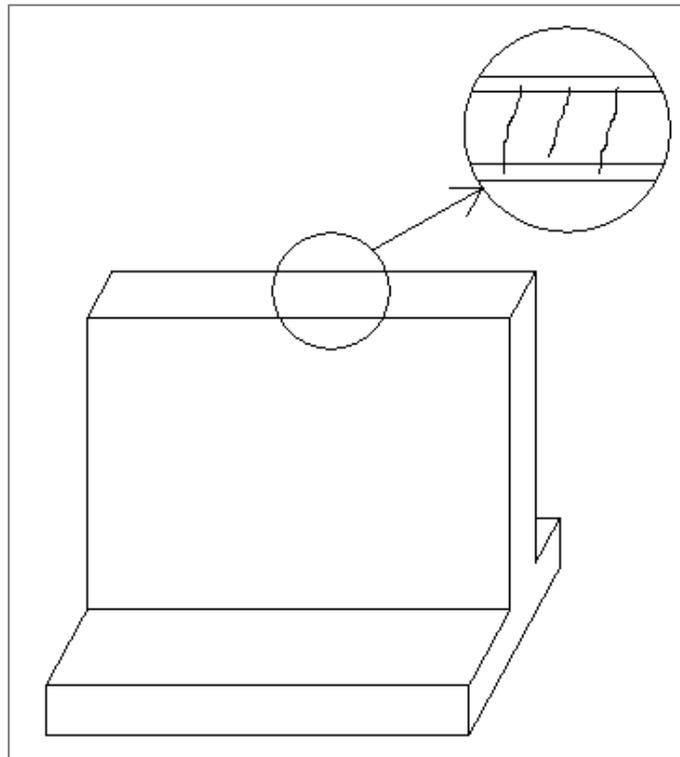


Fuente: Enciclopedia Broto de Patologías de la construcción (2005).

✓ **Fisuras en el lomo de la coronación**

Se originan por el asentamiento plástico del concreto en la capa de coronación, debido a que las armaduras ocasionan una restricción a la consolidación del concreto luego del vaciado, produciendo así fisuras en la posición de dichas armaduras. (Broto 2005).

Figura 2.7. Fisuras en el lomo de la coronación



Fuente: Enciclopedia Broto de Patologías de la construcción (2005).

2.2.4. Rigidez del concreto armado

La rigidez es la capacidad que tiene una estructura o elemento estructural para oponerse a la deformación cuando se ve afectado por una fuerza, con lo que se entiende que la rigidez es la relación entre la fuerza aplicada al elemento y la deformación que este sufre. Mientras mayor sea la longitud del eje principal del elemento y menor sea el lado de la base de la sección para la cual se calcula la inercia, será mayor la deformación. (López 2009).

2.2.4.1. Rigidez efectiva

La rigidez de la estructura sin agrietamientos nunca será recuperada totalmente durante o después de la respuesta sísmica, en conclusión la estimación considerando una rigidez sin agrietamientos no es útil. Usando un análisis modal con rigideces de secciones sin agrietar no es posible hallar las fuerzas precisas que actúan en los elementos bajo el rango elástico. (Priestley 2003).

2.2.5. Momento de inercia I_g

Es una propiedad geométrica de un área que se utiliza para determinar la fuerza de un elemento estructural, se lo conoce en ocasiones como el segundo momento del área con respecto a un eje, pero con más frecuencia se le denomina momento de inercia del área, la palabra inercia se utiliza aquí porque la formulación es semejante al momento de inercia de masa (la cual es una propiedad dinámica). (Hibbeler 2016).

2.2.5.1. Momento de inercia en secciones agrietadas

A medida que el agrietamiento aumenta o disminuye, también lo hace el momento de inercia, variando en proporcional medida. No resulta práctico analizar muchas secciones, por lo que se adopta un promedio de las propiedades. Ciertos códigos mencionan la influencia que tiene el agrietamiento considerando la rigidez de una sección agrietada EI_g como una proporción de una sección sin agrietar, mediante unos factores que al ser aplicados reducen la rigidez. (Piqué del Pozo y Burgos 2008).

2.2.6. Reducción del momento de inercia mediante factores

Para obtener un momento de inercia efectivo I_e , varios códigos e investigadores proponen factores que reducen el momento de inercia teniendo inicialmente una sección sin agrietar I_g :

2.2.6.1. Federal Emergency Management Agency FEMA 356 Seismic Rehabilitation Guidelines (ASCE 2000)

Las componentes de la estructura deben ser modeladas con rigidez elástica lineal. (ASCE 2000). Recomienda disminuir la rigidez con los siguientes valores:

Tabla 2.1. Rigidez efectiva de elementos estructurales, FEMA

Elemento estructural	Rigidez de flexión	Rigidez de corte	Rigidez axial
Vigas no pre-esforzadas	0.50 $E_c I_g$	0.40 $E_c A_w$	-
Vigas pre-esforzadas	$E_c I_g$	0.40 $E_c A_w$	-
Columnas con compresión debido a cargas de diseño de gravedad $\geq 0.5 f'c_{Ag}$	0.70 $E_c I_g$	0.40 $E_c A_w$	$E_c A_g$
Columnas con compresión debido a cargas de diseño de gravedad $\leq 0.3 f'c_{Ag}$ o con tensión	0.50 $E_c I_g$	0.40 $E_c A_w$	$E_c A_s$
Muros no agrietados	0.80 $E_c I_g$	0.40 $E_c A_w$	$E_c A_g$
Muros agrietados	0.50 $E_c I_g$	0.40 $E_c A_w$	$E_c A_g$

Fuente: Seismic Rehabilitation Guidelines, ASCE (2000).

2.2.6.2. Norma Peruana de Concreto Armado E.060 y Reglamento para el Concreto Estructural ACI 318 – 14 (American Concrete Institute 2014)

En ambas normativas se adopta el mismo criterio, considerando la disminución de rigidez debido a las deformaciones que se producirán con niveles cercanos a la carga última; plantean los siguientes factores de reducción del momento de inercia para determinar el momento de inercia efectivo, los cuales se pueden utilizar en un análisis elástico, estos factores son:

Tabla 2.2. Momento de inercia efectivo, Norma E.060 y ACI

Elemento estructural	Momento de inercia efectivo I_e
Vigas	0.35 I_g
Columnas	0.70 I_g
Muros no agrietados	0.70 I_g
Muros agrietados	0.35 I_g
Placas planas y Losas planas sin vigas	0.25 I_g

Fuente: Norma E.060, factores propuestos por ACI (2014).

2.2.6.3. Factores de reducción propuestos por Paulay y Priestley (1992)

Proponen factores de reducción del momento de inercia, limitados entre rangos de valores, son los siguientes:

Tabla 2.3. Momento de inercia efectivo, Paulay y Priestley

Elemento estructural		Rango del momento de inercia efectivo I_e	Momento de inercia efectivo recomendado
Vigas rectangulares		0.30 - 0.50 I_g	0.40 I_g
Vigas T y L		0.25 - 0.45 I_g	0.35 I_g
Columnas	$P > 0.5 f'cAg$	0.70 - 0.90 I_g	0.80 I_g
	$P = 0.2 f'cAg$	0.50 - 0.70 I_g	0.60 I_g
	$P = -0.05 f'cAg$	0.30 - 0.50 I_g	0.40 I_g

Fuente: Rangos propuestos por Paulay y Priestley (1992).

2.2.6.4. Norma Técnica Mexicana para el Diseño y Construcción de Elementos de Concreto (2017)

Cuando se calcule la rigidez mediante un método de análisis lineal, se toma en cuenta el agrietamiento, según los siguientes factores:

Tabla 2.4. Momento de inercia efectivo, Norma Técnica Mexicana

Elemento estructural	Momento de inercia efectivo I_e
Vigas y muros agrietados	0.51 I_g
Columnas agrietadas	0.71 I_g
Columnas y muros no agrietados	I_g

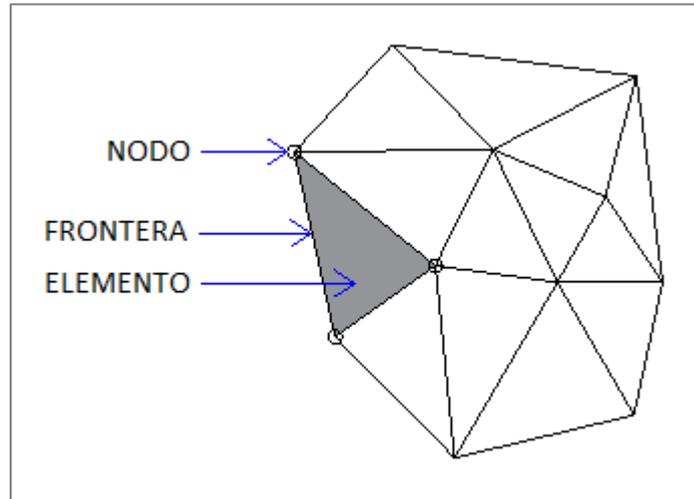
Fuente: Factores tomados de la Norma Técnica Mexicana (2017)

2.2.7. El Método de los Elementos Finitos

El programa computacional SAP2000 utiliza el Método de los Elementos Finitos (MEF) para resolver las estructuras, dentro de los métodos numéricos, este es el que tiene mayor aproximación a la solución de ecuaciones diferenciales parciales muy complejas. Este método se usa computacionalmente para solucionar ecuaciones definidas sobre un medio continuo, las mismas que definen físicamente al problema. La discretización es la partición del dominio, los nodos son puntos representativos dentro de cada elemento, un nodo sobre la frontera de un elemento finito puede

pertenecer a varios elementos. El conjunto de nodos forman la malla. (Del Castillo y Ferrari 2018).

Figura 2.8. División de un medio continuo con elementos finitos.



Fuente: Del castillo y Ferrari (2018).

Sobre la malla de nodos se realizan los cálculos que de acuerdo a las relaciones de conectividad a cada nodo se relaciona un conjunto de variables incógnitas las cuales se denominan grados de libertad. Se tienen sistemas de ecuaciones lineales formadas por las relaciones entre el valor de una variable entre los nodos, la matriz de dicho sistema de ecuaciones se llama matriz de rigidez del sistema, se cumple que la cantidad de ecuaciones del sistema es proporcional a la cantidad de nodos. (Del Castillo y Ferrari 2018).

2.2.7.1. Tipos de elementos

Para el análisis de estructuras utilizando programas computacionales mediante el MEF se tiene que elegir un tipo de elemento, el cual depende de las condiciones de frontera, el tipo de carga y el elemento original a analizar, los elementos más usuales son los siguientes:

➤ Elementos tipo armazón o barra

Estos elementos tienen dos nodos y se ubican en el plano x , y o z . Transmiten solamente fuerzas en el plano axial, en estos elementos el comportamiento elástico de tipo lineal se define mediante el módulo de

Young. Al ser asignados una rigidez muy alta se pueden usar como condición de frontera. (Del Castillo y Ferrari 2018).

➤ **Elementos viga**

Estos ofrecen resistencia a los momentos así como a las fuerzas, se diferencian de los anteriores ya que estas vigas soportan esfuerzos de torsión y flexión. Presentan tres nodos y tienen un máximo de seis grados de libertad por tratarse de elementos tridimensionales. (Del Castillo y Ferrari 2018).

➤ **Elementos de membrana**

Los elementos membrana son elementos que presentan nodos en tres dimensiones, con estos elementos se modelan objetos como redes o tejidos. No tienen grados de libertad de rotación. Solamente admiten cargas en su mismo plano por lo cual sólo se formula la rigidez en dicho plano de la membrana. (Del Castillo y Ferrari 2018).

➤ **Elementos de bloque o brick**

En estos elementos se tienen seis u ocho nodos, pero hay bloques que al ser reforzados constan con la propiedad de colocar nodos intermedios. Estos no poseen grados de libertad de rotación, sin embargo tienen tres grados de traslación. (Del Castillo y Ferrari 2018).

➤ **Elementos tipo placa**

Son elementos bidimensionales que sirven para modelar paredes delgadas, estos poseen infinitos grados de libertad, además cuentan con tres o cuatro nodos en tres dimensiones. (Del Castillo y Ferrari 2018).

➤ **Elementos tipo Shell**

Este elemento Shell combina las propiedades de membrana y placa. Soporta cargas en todas las direcciones, es decir acepta flexiones y deformaciones fuera de su plano, cada nodo tiene cinco grados de libertad. (Hernández 2017).

2.2.7.2. El mallado

En el Método de Elementos Finitos es muy importante tener un buen criterio en la elaboración del mallado ya que es necesario que esta malla delimite cada una de las fronteras de un elemento con el adyacente. Cuando se trata de modelar geometrías complejas la generación de la malla es parte clave ya que no se trata de una operación trivial, por lo tanto esta debe estar correctamente diseñada. (Gabaldón 2017).

Para obtener un mallado adecuado, Gabaldón (2017) sugiere que las mallas sean conformes, es decir que los elementos adyacentes compartan nodos o caras; además sugiere que sean estructuradas, que cada nodo del interior sea compartido por el mismo número de elementos. También propone las siguientes recomendaciones:

- ✓ La variación de tamaño entre elementos adyacentes debe ser progresiva.
- ✓ La densidad de elementos en algunas regiones de la malla debe ser más alta (gradientes elevados de la solución).
- ✓ En las mallas de elementos triangulares debe evitarse los ángulos obtusos.
- ✓ En general, los elementos deben ser suficientemente rectangulares y satisfacer ciertas propiedades relativas a su forma.
- ✓ El principio de St. Venant es útil para determinar el número de elementos requeridos en diferentes áreas, de acuerdo al cual, sólo áreas dentro de la longitud de atenuación requieren una malla refinada, las más alejadas pueden discretizarse con una malla más espaciada.
- ✓ Al menos 5 elementos son necesarios a lo largo de una distancia de atenuación.

2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

- **La respuesta sísmica**

Es el comportamiento experimentado por una estructura ante cargas originadas por un evento sísmico, estas pueden causar que se sobrepase un estado límite de la estructura ya sea de servicio o de resistencia. (Gutiérrez 2017).

- **Desplazamientos Laterales**

Cambio de configuración en la geometría de la estructura, que al ser cargada se originan unos desplazamientos pequeños en sus puntos en dirección de la fuerza actuante. (Kaufmann 2011).

- **Cortante basal**

Es una fuerza de reacción que la estructura tiene cuando está sujeta a fuerzas horizontales como las fuerzas sísmicas, esta fuerza se determina con la finalidad de distribuirla e ir viendo los esfuerzos ocasionados por esta en cada nivel de la estructura. (Saavedra 2016).

- **Esfuerzo anular**

Es el esfuerzo que se produce de manera circunferencial por las fuerzas internas ejercidas sobre la pared circular, ocasionando una tensión tangente a la superficie del recipiente. (García y Vargas 2007).

- **Esfuerzo a flexión**

El esfuerzo a flexión es el que se genera cuando la sección de un elemento estructural está solicitada por un momento flector, los valores máximos se dan en las fibras más alejadas del eje neutro. (Cervera y Blanco 2015).

- **Esfuerzo cortante**

Se llama esfuerzo cortante a la intensidad de las fuerzas que actúan tangentes al área seccionada del material continuo, en cada elemento estructural del reservorio. (Hibbeler 2011).

- **Periodo fundamental de vibración**

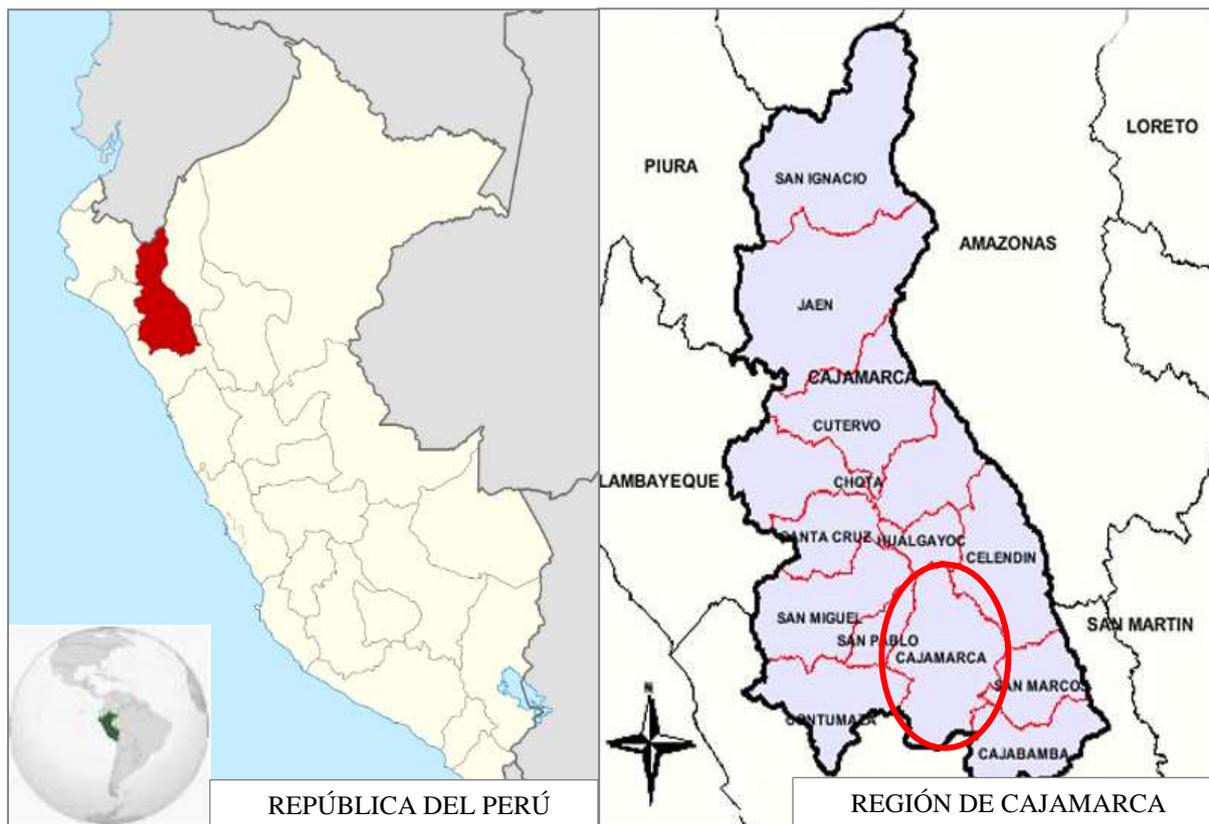
El periodo de vibración es el tiempo que tarda una estructura en realizar una oscilación, el periodo fundamental de mayor duración y origina los mayores desplazamientos. La respuesta dinámica de una estructura durante un sismo depende de la relación entre el periodo de vibración de las ondas sísmicas y su propio periodo de vibración. (Domínguez 2014).

CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LA INVESTIGACIÓN

La ubicación de la investigación se encuentra en la ciudad de Cajamarca, dentro del distrito, provincia y región de Cajamarca – Perú.

Figura 3.1. Ubicación geográfica de la investigación



Fuente: Gobierno Regional de Cajamarca (2019).

Figura 3.2. Ubicación del reservorio en la ciudad de Cajamarca.



Fuente: Google Earth (2019).

3.2. ÉPOCA DE LA INVESTIGACIÓN

La investigación “*Influencia del agrietamiento en la respuesta sísmica de reservorios circulares apoyados de concreto armado*”, se realizó desde el mes de septiembre del 2019 hasta el mes de enero del 2020, siguiendo el procedimiento hasta la elaboración del informe.

3.3. PROCEDIMIENTO

3.3.1. DESCRIPCIÓN DEL RESERVORIO A ESTUDIAR

El reservorio utilizado como prototipo de la investigación tiene las siguientes características:

- ✓ Se eligió la ubicación del reservorio en la parte alta de la ciudad de Cajamarca, en el barrio Santa Elena.
- ✓ El reservorio tiene la forma circular, del tipo apoyado y es de concreto armado.

- ✓ La capacidad de almacenamiento del reservorio es de 1500 m³ (volumen efectivo).
- ✓ La geometría del modelo y propiedades de los materiales se tomó en base al reservorio R4 (de la empresa SEDACAJ), el cual fue rediseñado para tener un prototipo con las dimensiones óptimas.

- ✓ Teniendo las siguientes medidas:

Diámetro = 16.00 m

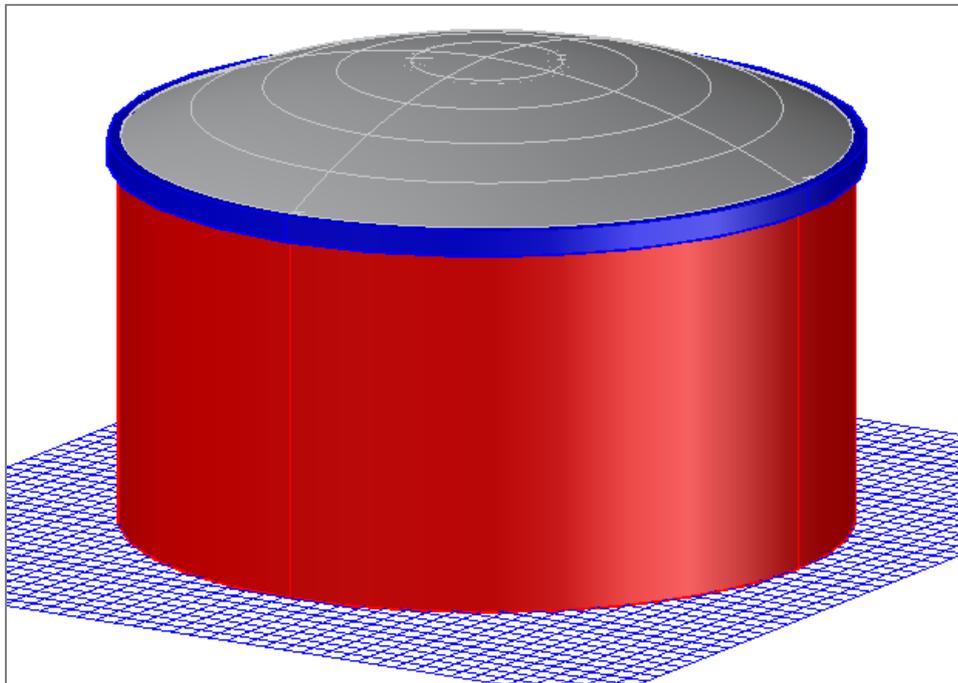
Altura del muro circular = 8.50 m

Altura de la viga anillo = 0.50 m

Altura total de la estructura = 11.10 m

Altura efectiva de agua = 7.50 m

Figura 3.3. Vista isométrica del reservorio de 1500 m³.



Fuente: Obtenido en base a software AutoCAD.

3.3.2. PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.3.2.1. Dimensiones de los elementos a estudiar

Los elementos a investigar del reservorio fueron los siguientes: el muro circular, la viga anillo y la cúpula. Cabe mencionar que se consideró la geometría del reservorio R4 la cual fue posteriormente rediseñada en parte, mediante el siguiente predimensionamiento:

➤ **Predimensionamiento del muro circular**

Datos: Volumen del agua: $V = 1500.00 \text{ m}^3$
 Altura del agua: $Hl = 7.50 \text{ m}$
 Altura del Aire: $Ha = 1.00 \text{ m}$
 Altura total del muro: $H = 8.50 \text{ m}$

Cálculo del Diámetro, con la fórmula: $V = \frac{\pi \cdot D^2 \cdot Hl}{4}$

$$\text{Reemplazamos: } 1500 = \frac{\pi D^2 (7.5)}{4}$$

Despejando el diámetro: $D = 15.96 \approx 16 \text{ m}$

$$\mathbf{D = 16.00 \text{ m}}$$

Cálculo del espesor del muro: Según la norma ACI 350 – 06:

Espesor para muros portantes: $T_w = \text{máx} \left(\frac{H}{25}, 20 \right)$

$$T_w = \frac{8.5}{25} = 0.34 \text{ m}$$

Redondeando: $T_w = 35 \text{ cm}$

Diámetro exterior del reservorio: $De = D + 2 T_w$

$$De = 16.00 + 2(0.35)$$

$$\mathbf{De = 16.70 \text{ m}}$$

➤ **Predimensionamiento de la cúpula**

Cálculo de la flecha, con el criterio del ACI 350 – 06, la flecha de la cúpula debe estar en el rango de: $f = \frac{D}{10}$, $f = \frac{D}{8}$

Se tomó: $f = \frac{D}{8}$

$$f = \frac{16}{8}$$

$$f = 2.00 \text{ m}$$

Cálculo del radio interno de la cúpula: $rd = \frac{4f^2 + D^2}{8f}$

$$rd = \frac{4(2)^2 + 16^2}{8(2)}$$

$$rd = 17 \text{ m}$$

Cálculo del ángulo semicentral: $\theta = \arcsen \left(\frac{D}{2rd} \right)$

$$\theta = \arcsen \left(\frac{16}{2(17)} \right)$$

$$\theta = 28.0725^\circ$$

Espesor de la cúpula, según ACI 350 – 06, sección G 2.3.1.2, la cual tiene en cuenta la resistencia a los esfuerzos y la protección necesaria ante la corrosión del refuerzo:

$$hd = rd \cdot \sqrt{\frac{1.5 Pu}{\phi \cdot Bi \cdot Bc \cdot Ec}} , \phi = 0.7$$

Donde:

hd : Espesor mínimo de la cúpula (in).

rd : Radio interno de la cúpula (in).

Pu : Carga factorada en la cúpula (lb/ft²).

Bi : Factor de reducción del pandeo por imperfecciones geométricas.

Bc : Factor de reducción del pandeo por creep, fisuración del concreto.

Ec : Módulo de elasticidad del concreto (lb/in²).

Cálculo de los factores B_i y B_c :

$$B_i = \left(\frac{rd}{r_i}\right)^2, \quad r_i = 1.4 rd \quad \text{Entonces: } B_i = \left(\frac{rd}{1.4 rd}\right)^2 = 0.51$$

$$B_c = \left\{ \begin{array}{l} 0.44 + 0.003 L, \text{ para } 12\left(\frac{lb}{ft^2}\right) < L < 30\left(\frac{lb}{ft^2}\right) \\ 0.53, \text{ para } L \geq 30\left(\frac{lb}{ft^2}\right) \end{array} \right\},$$

$$L: \text{Carga viva sin factorar} = 50 \frac{kgf}{m^2} = 10.2408 \frac{lb}{ft^2}$$

$$\text{Entonces: } B_c = 0.44 + 0.003 (10.2408) = 0.4707$$

Cálculo de la carga factorada en la cúpula P_u :

$$P_u = 1.2 (\text{Peso propio} + \text{acabados}) + 1.6 (\text{Carga viva})$$

$$P_u = 1.2 (285.99 + 100) + 1.6 (50)$$

$$P_u = 543.19 \frac{kgf}{m^2} = 111.25 \frac{lb}{ft^2}$$

Módulo de elasticidad del concreto E_c :

$$E_c = 252671.33 \frac{kgf}{cm^2} = 3593831.07 \frac{lb}{in^2}$$

Radio interno de la cúpula en pies:

$$rd = 17 m = 55.77 ft$$

Luego reemplazando en la fórmula, el espesor mínimo de la cúpula es:

$$hd = rd \cdot \sqrt{\frac{1.5 P_u}{\phi \cdot B_i \cdot B_c \cdot E_c}}$$

$$hd = 55.77 \cdot \sqrt{\frac{1.5 (111.25)}{(0.7) \cdot (0.51) \cdot (0.4707) \cdot (3593831.07)}}$$

$$hd = 0.927 in = 2.35 cm$$

El ACI 350 recomienda un espesor mínimo de 3 pulgadas o 7 cm, por lo tanto los 8 cm del diseño original cumple, pero para mayor seguridad se redondeará a 10 cm de acuerdo a lo planteado en la norma peruana E.060,

la cual en el apartado 9.6.3.3 recomienda un espesor mínimo de 9 cm para losas armadas en dos direcciones con vigas alrededor.

Entonces: **$hd = 10 \text{ cm}$**

Cálculo del ensanche en la cúpula:

Debido a que las deformaciones en la base de la cúpula no son iguales a los de la viga anillo se originan esfuerzos, por lo tanto el ACI recomienda un ensanche en esta zona, el cual se llevará a cabo de la siguiente manera:

$$1.50 \, hd < he < 2.00 \, hd$$

Donde:

hd : Espesor de la cúpula.

he : Máximo ensanche en la base

Se tiene un máximo ensanche en la base de: $he = 2 (10 \text{ cm})$

$$**he = 20 \text{ cm}**$$

Este ensanche tiene una longitud de $le = 16 (hd)$, el cual irá disminuyendo hasta hd y se mide en sentido axial al eje meridiano:

$$le = 16 (0.1 \text{ m})$$

$$**le = 1.60 \text{ m}**$$

➤ **Predimensionamiento de la viga anillo**

Cálculo del área de la sección de la viga:

$$Av = \frac{Ta}{fr} - (n - 1)Ast$$

Tensión anular: $Ta = \frac{D}{2} T \cos \theta + Tl$, $Tl = \text{Presión del agua}$

Tensión meridional: $T = \frac{Pu.rd}{1 + \cos \theta}$

$$T = \frac{543.19 (17)}{1 + \cos(28.0725^\circ)}$$

$$**T = 4905.68 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}**$$

Entonces la tensión anular: $Ta = \frac{16}{2} (4905.68) \cos(28.0725^\circ) + 44050$

$$Ta = 78678.30 \text{ kgf}$$

Módulo de ruptura del concreto: $fr = 2\sqrt{f'c}$

$$fr = 2\sqrt{280}$$

$$fr = 33.4664 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Relación de módulos de elasticidad entre el acero y el concreto:

$$n = \frac{Es}{Ec}$$

$$n = \frac{205939.65 \text{ Mpa}}{24778.59 \text{ Mpa}}$$

$$n = 8.31119$$

Área de refuerzo para la tensión: $Ast = \frac{Ta}{\phi \cdot f'y}$, $\phi = 0.9$ (según E.060)

$$Ast = \frac{78678.30}{0.9 (4200)}$$

$$Ast = 20.81 \text{ cm}^2$$

Finalmente se halla el área de la sección de la viga:

$$Av = \frac{78678.30}{33.4664} - (8.31119 - 1)(20.81)$$

$$Av = 2198.82 \text{ cm}^2$$

Para una sección cuadrada, el ancho de la viga:

$$bv = \sqrt{2198.82} = 46.89 \text{ cm}$$

Redondeando se tiene un ancho: $bv = 50 \text{ cm}$

Y un peralte: $hv = 50 \text{ cm}$

➤ **Predimensionamiento de la cimentación**

La cimentación del reservorio se divide en la losa de fundación y la zapata corrida.

Predimensionamiento de la losa de fundación:

El ACI 350 – 06 en su apéndice H proporciona valores para losas apoyadas directamente sobre el suelo:

$$hs = \left\{ \begin{array}{l} \text{Losas con una capa de refuerzo, } 4 \text{ in} \\ \text{Losas con refuerzo preesforzadas, } 5 \text{ in} \\ \text{Losas con dos capas de refuerzo, } 6 \text{ in} \end{array} \right\}$$

Entonces el espesor de la losa: $hs = 6 \text{ in} = 15.24 \text{ cm}$

Pero debido a la alta presión ejercida del agua sobre la losa (7.5 tonf/m^2) y teniendo en cuenta el empuje vertical del suelo saturado en la zona, se ha optado por un espesor de losa de:

$$hs = 40 \text{ cm}$$

Predimensionamiento de la zapata corrida:

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos encargada por SEDACAJ, en la zona se tiene una capacidad de carga admisible de 0.57 kgf/cm^2 , debido a lo cual en el mismo estudio se recomienda hacer un mejoramiento del suelo hasta una capacidad de 2.55 kgf/cm^2 a una profundidad de 2 m.

Para predimensionar la zapata se tendrá en cuenta un peso aproximado del reservorio en su totalidad (superestructura y subestructura):

$$P = 848717.05 \text{ kgf}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{P}{Az}$$

$$\text{De donde: } Az = \frac{P}{\sigma_{adm}}$$

Az : Área de la zapata.

P : Peso total del reservorio

σ_{adm} : Capacidad de carga admisible

$$\text{Despejando el área: } Az = \frac{P}{\sigma_{adm}}$$

$$Az = \frac{848717.05}{2.55}$$

$$Az = 332830.22 \text{ cm}^2$$

Comprobación del área de la zapata del plano original del reservorio R4, para lo cual se tienen los siguientes radios: $ri = 7.63 \text{ m}$, $re = 8.73 \text{ m}$. Es decir tiene un ancho de zapata de 1.10 m, con estas medidas encontramos el área:

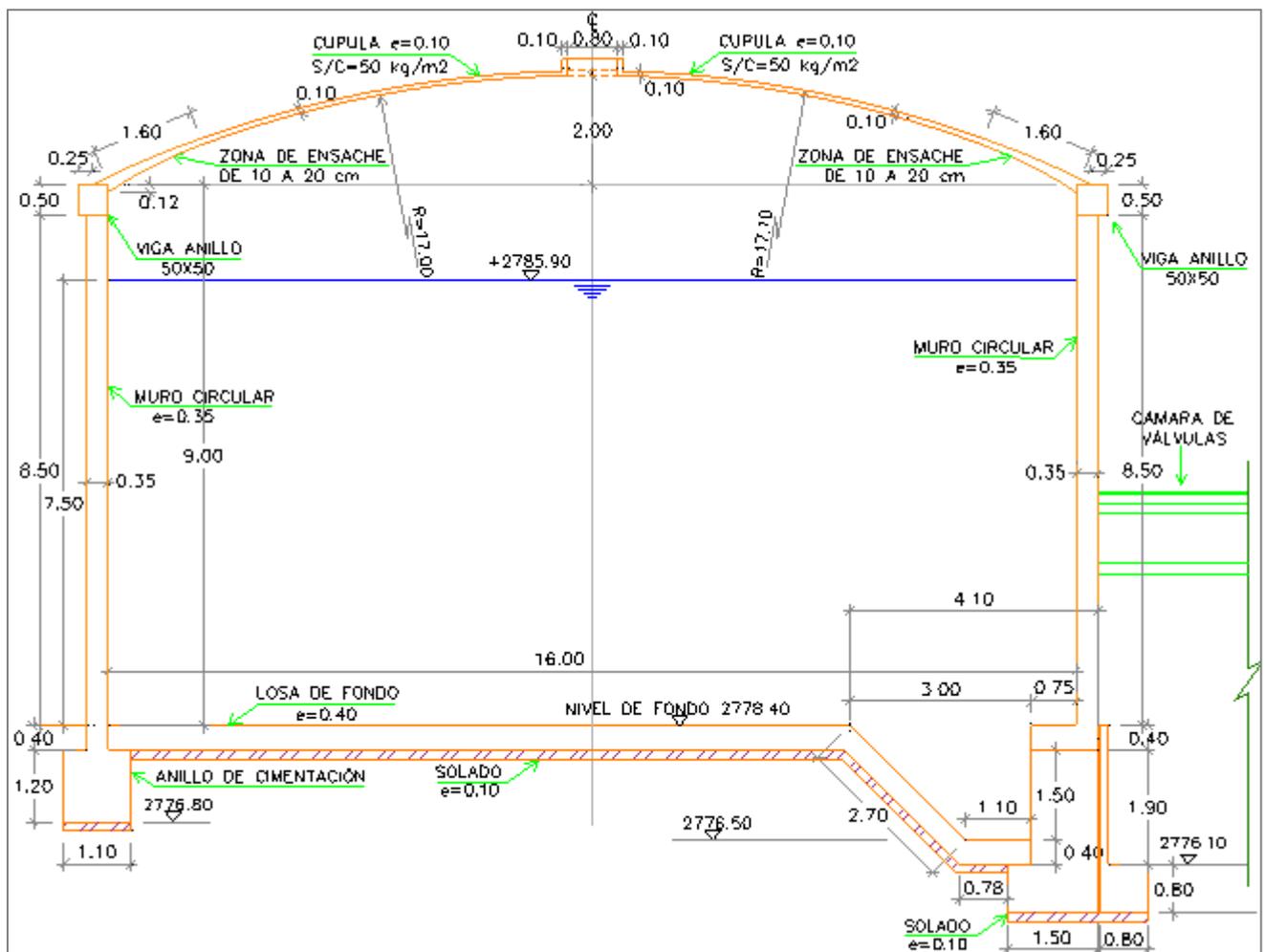
$$Azp = \pi(re^2 - ri^2)$$

$$Azp = \pi(873^2 - 763^2)$$

$$Azp = 565361.01 \text{ cm}^2$$

Con lo cual se confirma que las medidas de la zapata en el plano original cumplen con lo requerido.

Figura 3.4. Configuración estructural en la sección del reservorio.



Fuente: Obtenido mediante software AutoCAD.

Tabla 3.1. Propiedades de los materiales en los elementos del reservorio.

	MURO CIRCULAR	VIGA ANILLO	CÚPULA
Resistencia a la compresión del concreto: $f'c$	280 kgf/cm ²	280 kgf/cm ²	280 kgf/cm ²
Peso unitario del concreto: PU	2400 kgf/m ³	2400 kgf/m ³	2400 kgf/m ³
Módulo de elasticidad del concreto: E_c	252671.33 kfg/cm ²	252671.33 kfg/cm ²	252671.33 kfg/cm ²
Módulo de Poisson del concreto: ν	0.20	0.20	0.20
Recubrimiento de elementos	0.04 m	0.04 m	0.03 m
Esfuerzo de fluencia del acero: $f'y$	4200 kgf/cm ²	4200 kgf/cm ²	4200 kgf/cm ²
Módulo de elasticidad del acero: E_s	2100000 kgf/cm ²	2100000 kgf/cm ²	2100000 kgf/cm ²

Fuente: Propiedades tomadas de E. P. S. SEDACAJ

3.3.2.3. Metrado de cargas

El metrado de cargas fue realizado de acuerdo a lo especificado en la norma peruana E.020. Se asignaron las cargas muertas y las cargas vivas según el caso.

Las cargas por peso propio son las aportadas por el muro del reservorio, la viga anillo y la cúpula. Además para la cúpula se asignaron las siguientes cargas:

Tabla 3.2. Cargas asignadas a la cúpula

Cargas sobre la cúpula		
Cargas muertas	acabados	100 kgf/m ²
Cargas vivas	sobrecarga	50 kgf/m ²

Fuente: Según Norma E.020 Cargas

Para la carga de la presión del agua se evalúan las deformaciones de la estructura teniendo una altura efectiva del agua de 7.50 m.

3.3.3. ANÁLISIS SÍSMICO

En la estimación de la respuesta sísmica del modelo del reservorio, se utilizó el análisis dinámico modal espectral, según la norma E.030 fue considerado el criterio de combinación cuadrática completa (CQC). Cabe recalcar que esta investigación se centra en determinar cómo el agrietamiento influye en la respuesta sísmica de los elementos del concreto armado del reservorio de 1500 m³.

Como se mencionó anteriormente, para determinar la influencia del agrietamiento en los elementos estructurales se utilizó el método dinámico modal espectral, pero adicionalmente se realizó el análisis estático para calcular la fuerza cortante mínima de diseño; cabe mencionar que según la Norma E.030, la cortante basal dinámica no puede ser menor que el 80% de la cortante basal estática calculada para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

Para el desarrollo se utilizarán los parámetros sísmicos determinados por la Norma E.030 – 2018 y la Norma ACI 350.3-01, los cuales son descritos a continuación:

3.3.3.1. Análisis estático

En este método se aplican las cargas estáticas que actúan en el centro de masas; la evaluación del efecto sísmico se hace con la aplicación de dichas cargas, las cuales originan esfuerzos de corte en planta.

A. Cortante basal estática (V)

La cortante basal estática del reservorio se determina mediante el método proporcionado por la Norma ACI 350.3-01, con la cual se calculan las fuerzas debido al peso de la estructura, al peso impulsivo y convectivo del líquido; mediante los parámetros de análisis sísmico según la Norma E.030 – 2018.

$$V = \sqrt{(P_i + P_w + P_r)^2 + P_c^2} \dots\dots\dots (Ec.1)$$

Las fuerzas intervinientes se calculan con las siguientes fórmulas:

$$P_w = ZSIC_i \frac{\varepsilon W_w}{R_{wi}} \dots\dots\dots (Ec.2)$$

$$P_r = ZSIC_i \frac{W_r}{R_{wi}} \dots\dots\dots (Ec.3)$$

$$P_i = ZSIC_i \frac{W_i}{R_{wi}} \dots\dots\dots (Ec.4)$$

$$P_c = ZSIC_c \frac{W_c}{R_{wc}} \dots\dots\dots (Ec.5)$$

Donde:

V: Cortante basal estática.

P_w: Fuerza debido al peso de la pared del reservorio.

P_r: Fuerza debido al peso de la cúpula.

P_i: Fuerza debido al peso impulsivo del líquido.

P_c: Fuerza debido al peso convectivo del líquido

ε: Coeficiente de peso efectivo.

W_w: Peso de la pared del reservorio.

W_r: Peso de la cúpula del reservorio.

W_i: Peso de la componente impulsiva del líquido.

W_c: Peso de la componente convectiva del líquido.

Z: Factor de zona.

I: Factor de importancia o de Uso (U) según la Norma E.030.

C_i: Factor de amplificación sísmica de la componente impulsiva.

C_c: Factor de amplificación sísmica de la componente convectiva.

S: Factor de amplificación del suelo.

R_{wi}: Factor de modificación de respuesta de la componente impulsiva.

R_{wc}: Factor de modificación de respuesta de la componente convectiva.

Teniendo en cuenta de que: $\frac{C}{R} \geq 0.11$

B. Peso efectivo del muro del reservorio (ϵW_w)

Para hallar el peso efectivo, primero se calcula el peso de la pared del reservorio (W_w), este peso se encuentra realizando el metrado de cargas del muro circular y la viga anillo; posteriormente se multiplica por el coeficiente de peso efectivo (ϵ), ya que este peso se halla bajo la influencia del agua; para hallar dicho coeficiente modificador se necesita conocer las dimensiones hidráulicas del reservorio, según Circular Tanks, P. C. A. tenemos:

$$\epsilon = 0.0151 \left(\frac{D}{HI} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{D}{HI} \right) + 1.021 \leq 1.0 \dots\dots\dots (\text{Ec.6})$$

Donde:

- ϵ : Coeficiente de masa efectiva.
- D: Diámetro interno del reservorio.
- HI: Altura total del agua.

C. Peso de la cúpula del reservorio (W_r)

El peso de la cúpula se realiza haciendo el metrado de cargas considerando el peso propio y las cargas adicionales asignadas:

Según la tabla 3.2, se tiene una carga viva de 50 kgf/m² y una carga muerta por acabados de 100 kgf/m².

D. Pesos equivalentes de la componente impulsiva (W_i) y convectiva (W_c)

Según el sistema de Housner (1963), se considera al líquido dividido en dos componentes, las cuales son: la componente impulsiva y la componente convectiva; la primera tiende a moverse en conjunto con toda la estructura, mientras que la componente convectiva se relaciona con el oleaje en la parte superior del agua contenida en el reservorio.

Se determinan los pesos equivalentes de la componente impulsiva y convectiva, según ACI 350.3-01, mediante las siguientes fórmulas:

Determinación del peso de la componente impulsiva:

$$\frac{W_i}{W_l} = \frac{\tanh\left(0.866x\frac{D}{Hl}\right)}{0.866x\frac{D}{Hl}} \dots\dots\dots (Ec.7)$$

Determinación del peso de la componente convectiva:

$$\frac{W_c}{W_l} = 0.230x\left(\frac{D}{Hl}\right) \tanh\left(3.68\frac{Hl}{D}\right) \dots\dots\dots (Ec.8)$$

$$W_l = \frac{\pi D^2}{4} x Hl x \gamma_a \dots\dots\dots (Ec.9)$$

Donde:

Wi: Peso equivalente de la componente impulsiva.

Wc: Peso equivalente de la componente convectiva.

Wl: Peso total del agua.

D: Diámetro interno del reservorio.

Hl: Altura total del agua.

γ_a : Peso específico del agua.

E. Frecuencia natural de vibración de la componente impulsiva junto con la estructura (ω_i)

Esta frecuencia natural se calcula mediante las siguientes fórmulas propuestas por el ACI 350.3-01:

$$\omega_i = Cl x \frac{1}{Hl} x \sqrt{\frac{10^3 Ec}{\rho c}} \dots\dots\dots (Ec.10)$$

$$Cl = C\omega x \sqrt{\frac{T\omega}{10r}} \dots\dots\dots (Ec.11)$$

$$C\omega = 9.375x10^{-2} + 0.2039\left(\frac{Hl}{D}\right) - 0.1034\left(\frac{Hl}{D}\right)^2 - 0.1253\left(\frac{Hl}{D}\right)^3 + 0.1267\left(\frac{Hl}{D}\right)^4 - 3.186x10^{-2}\left(\frac{Hl}{D}\right)^5 \dots\dots\dots (Ec.12)$$

Donde:

ω_i : Frecuencia natural de la componente impulsiva y estructura juntos.

C_i y C_ω : coeficientes para determinar la frecuencia natural.

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

ρ_c : Densidad del concreto.

T_ω : Espesor del muro del reservorio.

r : Radio interior del reservorio.

D : Diámetro interior del reservorio.

H_I : Altura total del agua.

La ecuación 12 se aplica para: $\frac{D}{H_I} \geq 0.667$

F. Frecuencia natural de vibración de la componente convectiva (ω_c)

Según el ACI 350.3-01, se calcula con las siguientes fórmulas

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{D}} \dots\dots\dots (Ec.13)$$

$$\lambda = \sqrt{3.68 (g) \cdot \tanh \left[3.68 \left(\frac{H_I}{D} \right) \right]} \dots\dots\dots (Ec.14)$$

Donde:

ω_c : Frecuencia natural de la componente convectiva.

λ : Coeficiente para definir la frecuencia natural convectiva.

D : Diámetro interior del reservorio.

H_I : Altura total del agua.

g : Aceleración de la gravedad.

G. Periodo fundamental de vibración de la componente impulsiva junto con la estructura (T_i)

El periodo fundamental de la componente impulsiva junto con la estructura, se calcula con la siguiente fórmula propuesta por el ACI 350.3-01:

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \dots\dots\dots (Ec.15)$$

Donde:

T_i: Periodo fundamental de la componente impulsiva y estructura juntos.

ω_i: Frecuencia natural de la componente impulsiva y estructura juntos.

H. Periodo fundamental de vibración de la componente convectiva (T_c)

El periodo fundamental de vibración de la componente convectiva es mucho mayor que el periodo impulsivo, debido a la reducida rigidez de la superficie libre del líquido durante el oleaje, según el ACI 350.3-01 se tiene:

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} \dots\dots\dots (Ec.16)$$

Donde:

T_c: Periodo fundamental de la componente convectiva del líquido.

ω_c: Frecuencia natural de la componente convectiva del líquido.

I. Selección de parámetros sísmicos

I.1. Zonificación

La zonificación utilizada en los análisis sísmicos está basada en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características de los movimientos de los sismos y su atenuación con la distancia al epicentro.

De acuerdo la Norma sismorresistente peruana E.030 – 2018, en el Perú contamos con cuatro zonas, dentro de las cuales el distrito de Cajamarca se encuentra en la **zona 3**. Teniendo en cuenta esto, corresponde un factor de zona **Z=0.35**.

Figura 3.7. Zonificación sísmica.



Fuente: Norma E.030 – 2018.

I.2. Parámetros de sitio (S, T_p, T_L)

➤ Factor de amplificación del suelo “S”

Según el estudio de suelos realizado por SEDACAJ, la capacidad portante del suelo en la zona de ubicación del reservorio es de 0.57 kgf/cm², lo cual corresponde a un perfil de suelo **tipo S3**, es decir es un suelo blando. Teniendo un tipo de suelo S3 y al estar ubicado en la zona 3, de la siguiente tabla determinamos el factor de amplificación del suelo: **S=1.20**.

Tabla 3.3. Factores de amplificación del suelo

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DEL SUELO "S"				
SUELO ZONA	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Norma E.030 – 2018.

De acuerdo al perfil del suelo tipo S3, obtenemos el periodo T_P (indica el fin de plataforma del espectro de aceleraciones) y el periodo T_L (el cual limita el comportamiento elástico de la estructura), de la siguiente tabla $T_P=1.0$ y $T_L=1.6$.

Tabla 3.4. Periodos T_P y T_L

PERIODOS "TP" Y "TL"				
	PERFIL DEL SUELO			
	S0	S1	S2	S3
$T_P(s)$	0.3	0.4	0.6	1.0
$T_L(s)$	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: Norma E.030 – 2018.

I.3. Factor de amplificación sísmica (C)

Conociendo las características de sitio, se define el factor de amplificación, este depende del periodo T , el cual varía dentro de los rangos acotados por T_P y T_L , para lo cual la norma peruana E.030 – 2018 proporciona las siguientes ecuaciones:

$$T < T_P \quad \rightarrow \quad C = 2.5 \dots \dots \dots \text{(Ec.17)}$$

$$T_P < T < T_L \quad \rightarrow \quad C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right) \dots \dots \dots \text{(Ec.18)}$$

$$T > T_L \quad \rightarrow \quad C = 2.5 \left(\frac{T_P * T_L}{T^2} \right) \dots \dots \dots \text{(Ec.19)}$$

I.4. Factor de uso o importancia (I)

Las estructuras se encuentran clasificadas de acuerdo a las categorías indicadas en la tabla N° 5 del capítulo 3 de la Norma E.030 – 2018; de acuerdo a esto se tiene que los reservorios se encuentran dentro de la **categoría A** (edificaciones esenciales) por lo tanto le corresponde un factor $I=1.5$.

I.5. Factor de modificación de respuesta (Rw)

Según ACI 350.3-01, se podrán elegir el factor de modificación impulsiva R_{wi} para periodos cortos y el factor de modificación convectiva R_{wc} para periodos largos; el reservorio es superficial y se modeló con base fija, entonces mediante la siguiente tabla tenemos: **$R_{wi}=2.75$ y $R_{wc}=1$** .

Tabla 3.5. Factores de modificación de respuesta

FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA R_{wi} y R_{wc}			
Tipo de tanque	R_{wi} (Superficial)	R_{wi} (Enterrado)	R_{wc}
Tanques anclados o base flexible	4.5	4.5	1
Tanques de base fija o articulada	2.75	4	1
Tanques sin anclar, encerrados o abiertos	2	2.75	1
Tanques elevados	3	0	1

Fuente: Norma ACI 350.3-01.

J. Alturas de los centros de gravedad

J.1. Altura del centro de gravedad de la componente impulsiva (h_i)

Usando las fórmulas de ACI 350.3-01 tenemos:

$$\frac{D}{Hl} < 1.333 \quad \rightarrow \quad \frac{h_i}{Hl} = 0.5 - 0.09375 \frac{D}{Hl} \quad \dots\dots \text{(Ec.20)}$$

$$\frac{D}{Hl} \geq 1.333 \quad \rightarrow \quad \frac{h_i}{Hl} = 0.375 \quad \dots\dots\dots \text{(Ec.21)}$$

Donde:

h_i : Altura al centro de gravedad de la componente impulsiva.

D: Diámetro interno del reservorio.

Hl: Altura total del agua.

J.2. Altura del centro de gravedad de la componente convectiva (h_c)

Usando la fórmula de ACI 350.3-01 tenemos:

$$\frac{h_c}{Hl} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68x\frac{Hl}{D}\right) - 1}{3.68x\frac{Hl}{D} \times \sinh\left(3.68x\frac{Hl}{D}\right)} \quad \dots\dots\dots \text{(Ec.22)}$$

Donde:

hc: Altura al centro de gravedad de la componente convectiva.

D: Diámetro interno del reservorio.

Hl: Altura total del agua.

J.3. Altura del centro de gravedad de la cúpula (hr)

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$hr = f \times \frac{1}{3} + H \dots \dots \dots (Ec.23)$$

Donde:

hr: Altura al centro de gravedad de la cúpula.

f: Flecha de la cúpula.

H: Altura total del muro del reservorio incluida la viga.

J.4. Altura del centro de gravedad del muro (hw)

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$hw = \frac{H}{2} \dots \dots \dots (Ec.24)$$

Donde:

hw: Altura al centro de gravedad del muro.

H: Altura total del muro del reservorio incluida la viga.

K. Distribución de fuerzas lateralmente en cada masa

Las fuerzas encontradas se distribuyen lateralmente en cada nivel, estas se aplican en el centro de gravedad de cada componente del reservorio y del líquido, alrededor de la estructura en forma horizontal; para lo cual es necesario conocer el perímetro circular, las fuerzas distribuidas alrededor del perímetro se calculan con la siguiente fórmula:

$$Wi = \frac{Fi}{L} \dots \dots \dots (Ec.25)$$

Donde:

Wi: Fuerza lateral distribuida por unidad de longitud del perímetro.

Fi: Fuerza en cada nivel.

L: Longitud del perímetro del reservorio.

L. Presión hidrostática del líquido

Esta presión se debe al fluido contenido en el reservorio y actúa como una carga triangular, se calcula de la siguiente manera:

$$P_a = \gamma_a \times h \dots\dots\dots(Ec.26)$$

Donde:

P_a : Presión que ejerce el agua.

γ_a : Peso específico del agua.

h : Altura de la columna de agua.

Esta presión va desde 0.00 kgf/m² en la altura total del líquido hasta una presión máxima en el fondo del reservorio.

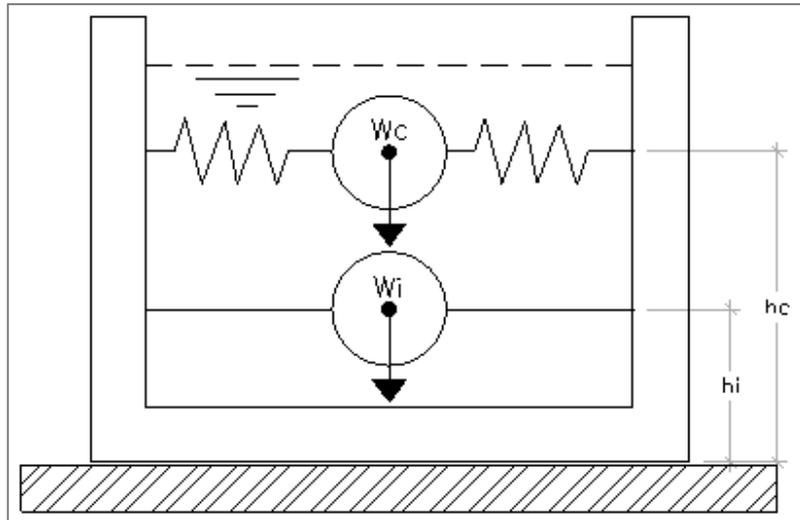
3.3.3.2. Análisis dinámico

Este se realiza cuando la estructura sufre desplazamientos significativos, afectando la ecuación de equilibrio de las fuerzas que actúan en la misma, acá se determinan las posibles respuestas que pueda tener el reservorio a partir de sus deformadas y sus respectivas frecuencias. A través de un factor de participación que depende de la masa y de la dirección del sismo se tendrá una combinación modal, es decir la combinación de todas las cargas que se presentan afectando a la estructura.

La estructura del reservorio es sometida a varios registros sísmicos escalados a una pseudoaceleración cuyo valor depende de los parámetros sísmicos establecidos en la norma E.030 – 2018 y ACI 350.3-01.

Para este análisis se utiliza el sistema mecánico equivalente propuesto por Housner (1963), el cual considera al líquido dividido en dos componentes: la componente impulsiva y la componente convectiva, las cuales representan al líquido en movimiento, adquiriendo una rigidez diferente cada una debido a su condición, estas componentes se encuentran esquematizadas en el siguiente gráfico:

Figura 3.8. Sistema mecánico equivalente.



Fuente: Housner, 1963.

A. Rigidez de los resortes para la componente convectiva

Según el ACI 350.3-01, la rigidez se calcula con la siguiente fórmula:

$$K_c = 45 \times \left(\frac{W_c}{W_l}\right)^2 \times \left(\frac{H_l}{D}\right)^2 \times \left(0.5 \frac{W_l}{H_l}\right) \dots\dots\dots (Ec.27)$$

Donde:

K_c: Constante de rigidez de los resortes de la componente convectiva.

W_c: Peso de la componente convectiva.

W_l: Peso total del agua.

D: Diámetro interno del reservorio.

H_l: Altura total del agua.

B. Análisis dinámico modal espectral

Es una técnica del análisis dinámico de estructuras, mediante el análisis dinámico modal espectral se estiman las propiedades dinámicas como las frecuencias y los modos naturales de vibración.

Para realizar este análisis es necesario utilizar el espectro de pseudoaceleraciones que genera la fuerza sísmica; para el cual, la Norma sismorresistente, como se mencionó anteriormente, define los parámetros

sísmicos en función a la zona, tipo de suelo, uso de la edificación y tipo de edificación.

Según la Norma E.030 – 2018, la aceleración espectral viene dada por la siguiente fórmula:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g \dots\dots\dots (Ec.28)$$

Donde:

- Sa: Pseudoaceleración.
- Z: Factor de zona.
- U: Factor de uso o importancia.
- C: Factor de amplificación sísmica.
- S: Factor de amplificación del suelo.
- R: Factor de modificación de respuesta.
- g: Aceleración de la gravedad.

La Norma ACI 350.3 determina la aceleración espectral considerando la importancia del reservorio, donde el factor de modificación de respuesta (R) se divide en dos factores: para la masa impulsiva (Rwi) y para la masa convectiva (Rwc). Según esta Norma los periodos menores de 2.40seg deben estar asociados a la masa impulsiva y para periodos mayores a los 2.40seg se deben asociar a la masa convectiva.

El sistema rígido compuesto por las paredes del reservorio y la masa impulsiva presenta aceleraciones mayores, este sistema se encuentra rígidamente unido y obviamente sus periodos de oscilación son pequeños e inferiores a 2.40seg.

La masa convectiva que forma oleaje tiene periodos mayores de oscilación debido a su poca rigidez y mucha flexibilidad, ya que posee mayor ductilidad con respecto de un sistema rígido. El factor de modificación de respuesta Rwc para la masa convectiva tiene un valor de 1.00. (Llasa, 2011).

De acuerdo a lo anterior, se encontrará la aceleración espectral con las siguientes fórmulas:

Aceleración espectral correspondiente al periodo de oscilación de la masa impulsiva:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R_{wi}} \times g \dots\dots\dots (Ec.29)$$

Aceleración espectral correspondiente al periodo de oscilación de la masa convectiva:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R_{wc}} \times g \dots\dots\dots (Ec.30)$$

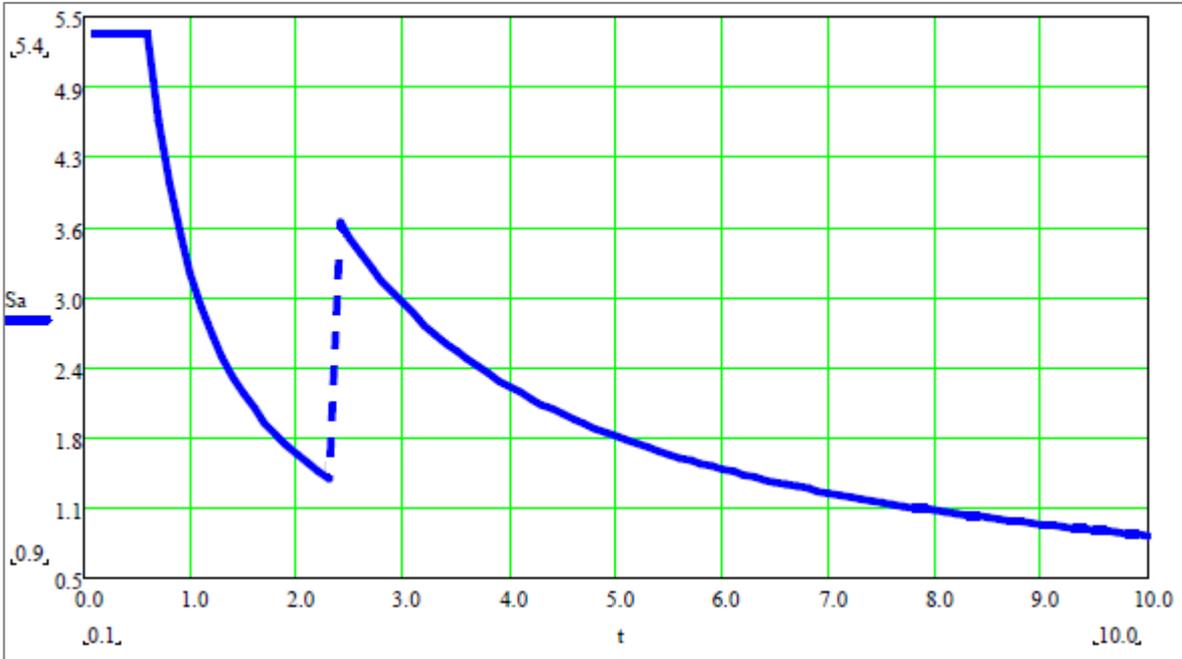
Donde:

R_{wi}: Factor de modificación de respuesta de la masa impulsiva.

R_{wc}: Factor de modificación de respuesta de la masa convectiva.

Los parámetros ZUCS están definidos en el apartado 3.3.3.1, sección I.

Figura 3.9. Espectro de pseudoaceleraciones para reservorios.



Fuente: Llasa, 2011.

3.4. TRATAMIENTO, ANÁLISIS DE DATOS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

3.4.1. POBLACIÓN Y MUESTRA DEL ESTUDIO

3.4.1.1. Población del estudio

La investigación está enfocada hacia los reservorios circulares apoyados de concreto armado de la región Cajamarca que tienen como principal función almacenar agua para uso de la población.

3.4.1.2. Muestra

La técnica de muestreo utilizada es no probabilística por conveniencia, considerándose como muestra un reservorio circular apoyado de concreto armado de 1500 m³ de capacidad, ubicado en la parte alta de la ciudad de Cajamarca.

3.4.2. TIPO, NIVEL, DISEÑO Y MÉTODO DE INVESTIGACIÓN

- La presente investigación es de tipo Aplicativo.
- Tiene un nivel Descriptivo.
- El método y diseño es No Experimental de corte Transeccional, ya que el agrietamiento es incluido únicamente mediante factores de reducción del momento de inercia, expresados en porcentaje.

3.4.3. TIPO DE ANÁLISIS

El estudio presenta un análisis cuantitativo, para lo cual se recolectó la información referente a documentación, normativas nacionales e internacionales, entre otros pertinentes. Esta información fue sintetizada de manera adecuada teniendo en cuenta la hipótesis formulada, luego de realizado el procesamiento se analizan los resultados obtenidos para contrastar con dicha hipótesis planteada con anterioridad.

3.4.4. RECOLECCIÓN DE DATOS

El prototipo del reservorio en estudio consta con las medidas geométricas y propiedades de los materiales tomadas en base al reservorio R4, cuya información se encuentra en los planos y especificaciones técnicas de dicho reservorio perteneciente a la E. P. S. SEDACAJ, la cual brinda servicios de agua potable y alcantarillado para la ciudad de Cajamarca. Fue también recopilada la información referente a la

reducción de rigidez, así como la normativa más actualizada y vigente para el análisis sísmico.

3.4.5. PROCESAMIENTO DE DATOS

El procesamiento de la información ha sido realizado de manera computarizada usando el programa SAP2000 v20.2.0, en este programa se hizo el modelamiento del reservorio, se incorporó los factores de reducción del momento de inercia, así como los cálculos pertinentes a la presente investigación. Cabe mencionar que durante la investigación también fueron utilizados otros programas adicionales como son: AutoCAD, Microsoft Word, Microsoft Excel y otros.

3.4.6. ANÁLISIS DE DATOS Y PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS

3.4.6.1. Evaluación estructural, cálculo de parámetros y análisis sísmico

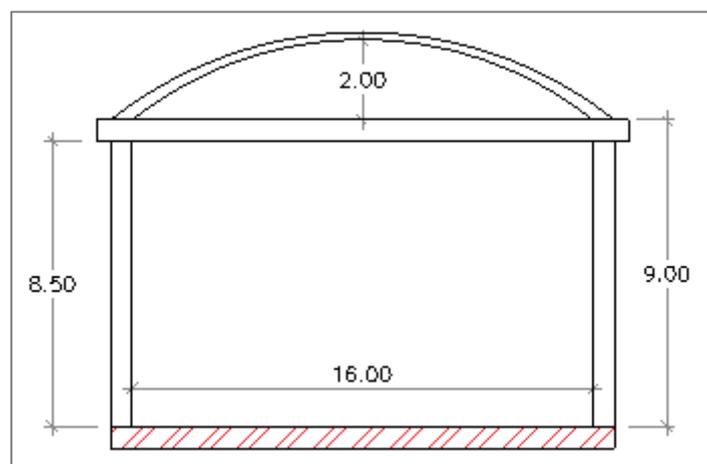
A. Análisis sísmico estático del reservorio apoyado

Para el análisis sísmico estático del reservorio se siguió el procedimiento descrito en el apartado 3.3.3.1.

A.1. Metrado de cargas de la estructura

De acuerdo a las dimensiones de la estructura:

Figura 3.10. Dimensiones principales del reservorio.



Fuente: Obtenido mediante software AutoCAD.

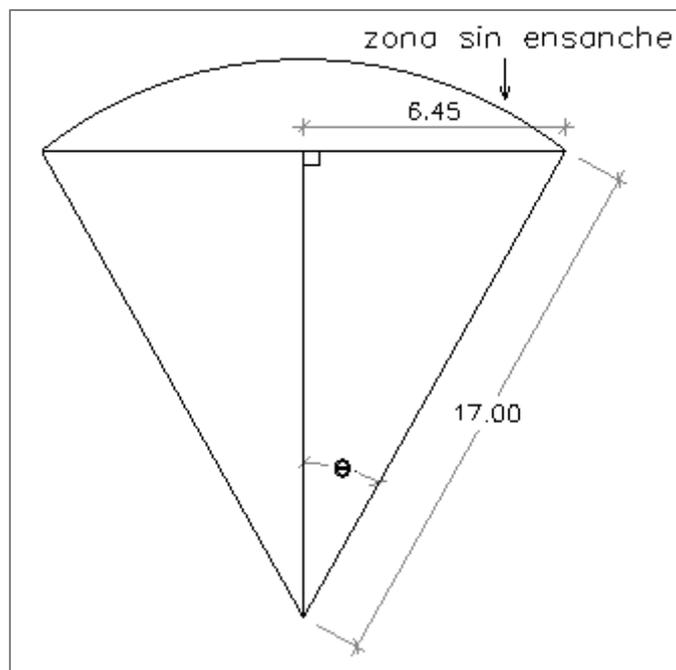
Las secciones y demás dimensiones de los elementos estructurales del reservorio están establecidas en el apartado 3.3.2.1. El procedimiento del metrado de cargas se encuentra detallado a continuación:

✓ **Cálculo del volumen de los elementos**

• **Volumen de la cúpula (V_c)**

Volumen en la zona sin ensanche:

Figura 3.11. Dimensiones de la zona sin ensanche.



Fuente: Obtenido mediante software AutoCAD.

$$\theta = \arcsen\left(\frac{6.45}{17}\right) = 22.2973^\circ$$

$$\text{El ángulo interno será: } 2\theta = 44.5945^\circ = 0.778321 \text{ rad}$$

$$\text{Longitud del arco: } L = (2\theta) \times R = 0.778321 \times 17 \text{ m} = 13.232 \text{ m}$$

Esta longitud de arco equivale al diámetro de la circunferencia en el plano, con el cual se calculará el área:

$$A_c = \pi \times \frac{13.232^2}{4} = 137.512 \text{ m}^2$$

Volumen de la cúpula en la zona si ensanche: V_1

Se tiene un espesor de la cúpula en la zona sin ensanche de:

$$hd = 0.10 \text{ m.}$$

$$V_1 = A_c \times hd$$

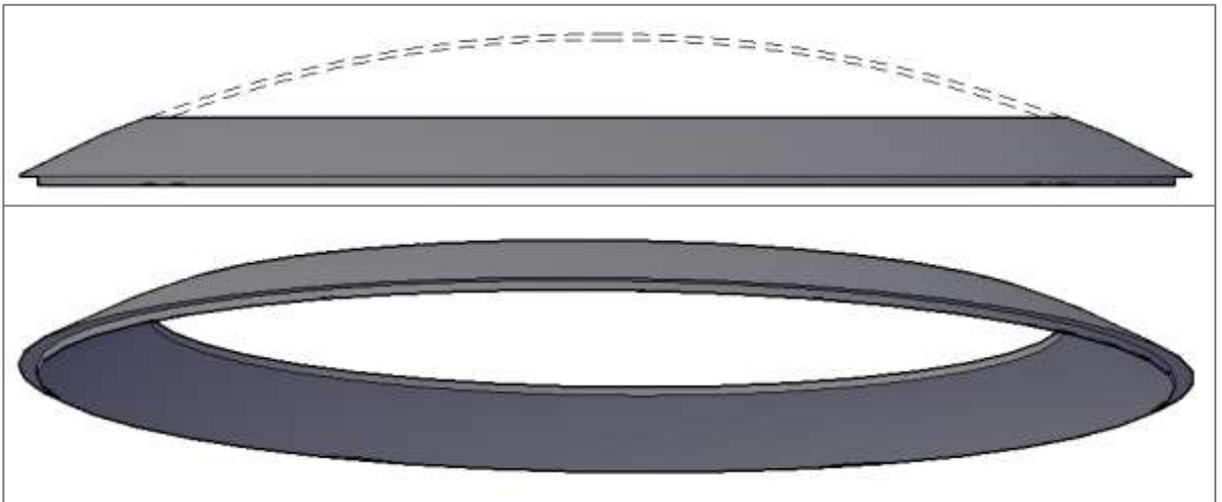
$$V_1 = 137.512 \times 0.10$$

$$V_1 = 13.751 \text{ m}^3.$$

Volumen en la zona con ensanche de 0.10 a 0.20 m:

Para el cálculo de este volumen se hizo un modelo sólido en el programa AutoCAD:

Figura 3.12. Vistas en 3D de la zona con ensanche gradual.



Fuente: Obtenido en base a software AutoCAD.

De acuerdo a las propiedades de sólidos, con el comando PROPFIS de AutoCAD, obtenemos el volumen de la parte con ensanche de la cúpula V_2 :

$$V_2 = 12.219 \text{ m}^3.$$

Por lo tanto el volumen total de la cúpula será:

$$V_c = V_1 + V_2$$

$$V_c = 13.751 + 12.219$$

$$\mathbf{V_c = 25.970 \text{ m}^3}$$

- **Volumen del muro circular (V_m)**

$$\text{Área de la base del muro: } A_m = \pi \times ((R_{ext})^2 - (R_{int})^2)$$

$$A_m = \pi \times ((8.35)^2 - (8.00)^2)$$

$$A_m = 17.978 \text{ m}^2$$

Teniendo una altura de la pared cilíndrica de $H=8.5\text{m}$, el volumen del muro V_m será:

$$V_m = A_m \times H = 17.978 \times 8.5$$

$$\mathbf{V_m = 152.813 \text{ m}^3}$$

- **Volumen de la viga anillo (V_a)**

$$\text{Área de la base de la viga: } A_a = \pi \times ((R_{ext})^2 - (R_{int})^2)$$

$$A_a = \pi \times ((8.50)^2 - (8.00)^2)$$

$$A_a = 25.92 \text{ m}^2$$

Teniendo una altura de la viga de $h_v=0.50\text{m}$, el volumen de la viga anillo V_a será:

$$V_a = A_a \times h_v = 25.92 \times 0.50$$

$$\mathbf{V_a = 12.960 \text{ m}^3}$$

✓ **Peso total del muro, viga anillo y cúpula**

Con el peso unitario del concreto armado (2400 kgf/m^3); se encontraron las respectivas cargas:

- **Carga muerta**

Peso propio de los elementos:

$$\text{Cúpula} = 25.970 \text{ m}^3 \times 2400 \text{ kgf/m}^3 = 62328.00 \text{ kgf}$$

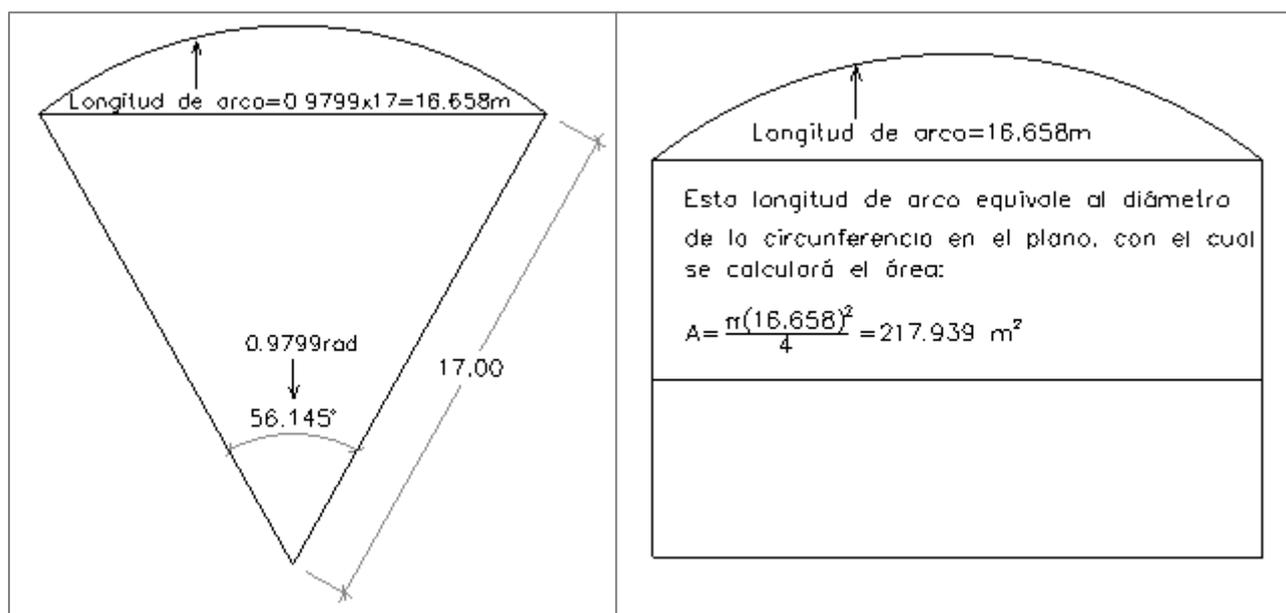
$$\text{Muro circular} = 152.813 \text{ m}^3 \times 2400 \text{ kgf/m}^3 = 366751.20 \text{ kgf}$$

$$\text{Viga anillo} = 12.960 \text{ m}^3 \times 2400 \text{ kgf/m}^3 = 31104.00 \text{ kgf}$$

Acabados: Para mayor seguridad se asignará 100 kgf/m^2 .

$$\text{Acabados en la cúpula} = 217.939 \text{ m}^2 \times 100 \text{ kgf/m}^2 = 21793.90 \text{ kgf}$$

Figura 3.13. Área superficial de la cúpula.



Fuente: Obtenido mediante software AutoCAD.

- **Carga viva**

La carga viva o sobrecarga que se asignará a la cúpula, según la Norma E.020, es de 50 kgf/m².

$$\text{Carga viva total} = \text{Área superficial de la cúpula} \times 50 \text{ kgf/m}^2$$

$$\text{Carga viva total} = 217.939 \text{ m}^2 \times 50 \text{ kgf/m}^2$$

$$\text{Carga viva total} = 10896.95 \text{ kgf}$$

Tabla 3.6. Resumen de pesos de la estructura.

ELEMENTO	PESO (kgf)
Peso propio de la cúpula	62328.00
Peso propio del muro circular	366751.20
Peso propio de la viga anillo	31104.00
Peso de los acabados	21793.90
Peso por carga viva	10896.95
Peso total de la estructura	492874.05

Fuente: Obtenido mediante software Microsoft Excel.

A.2. Cálculo del peso efectivo del muro del reservorio (ΣW_w)

Se realizaron los cálculos del peso efectivo del reservorio, para lo cual se necesitó determinar el factor de corrección:

$$\varepsilon = 0.0151 \left(\frac{D}{Hl} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{D}{Hl} \right) + 1.021 \leq 1.0$$

$$\varepsilon = 0.0151 \left(\frac{16}{7.5} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{16}{7.5} \right) + 1.021 \leq 1.0$$

$$\varepsilon = \mathbf{0.682682} < \mathbf{1.0} \quad \text{Ver Ec.6}$$

El peso efectivo será: εW_w

$W_w =$ Peso del muro circular + Peso de la viga anillo

$$W_w = 366751.20 + 31104.00$$

$$W_w = \mathbf{397855.20 \text{ kgf} = 397.855 \text{ Tonf}}$$

Luego:

$$\varepsilon W_w = \mathbf{271608.58 \text{ kgf} = 271.609 \text{ Tonf}}$$

A.3. Cálculo del peso de la cúpula del reservorio (W_r)

Se determina el peso de la cúpula teniendo en cuenta su peso propio y las cargas asignadas:

$W_r =$ Peso propio + Carga viva + Acabados

$$W_r = 62328.00 + 10896.95 + 21793.90$$

$$W_r = \mathbf{95018.85 \text{ kgf} = 95.019 \text{ Tonf}}$$

A.4. Cálculo de los pesos equivalentes de la componente impulsiva (W_i) y convectiva (W_c)

Se determinaron los pesos equivalentes de las dos componentes del líquido.

Primeramente calculamos el peso total del agua:

$$W_l = \frac{\pi D^2}{4} \times Hl \times \gamma_a$$

$$W_l = \pi \times \left(\frac{16^2}{4} \right) \times 7.5 \times 1000$$

$$W_l = \mathbf{1507964.47 \text{ kgf}} \quad \text{Ver Ec.9}$$

Determinación del peso de la componente impulsiva:

$$\frac{W_i}{W_l} = \frac{\tanh\left(0.866x\frac{D}{Hl}\right)}{0.866x\frac{D}{Hl}}$$

$$\frac{W_i}{1507964.47} = \frac{\tanh\left(0.866x\frac{16}{7.5}\right)}{0.866x\frac{16}{7.5}}$$

$$W_i = 776651.87 \text{ kgf} = 776.652 \text{ Tonf}$$

Ver Ec.7

Determinación del peso de la componente convectiva:

$$\frac{W_c}{W_l} = 0.230x\left(\frac{D}{Hl}\right) \tanh\left(3.68\frac{Hl}{D}\right)$$

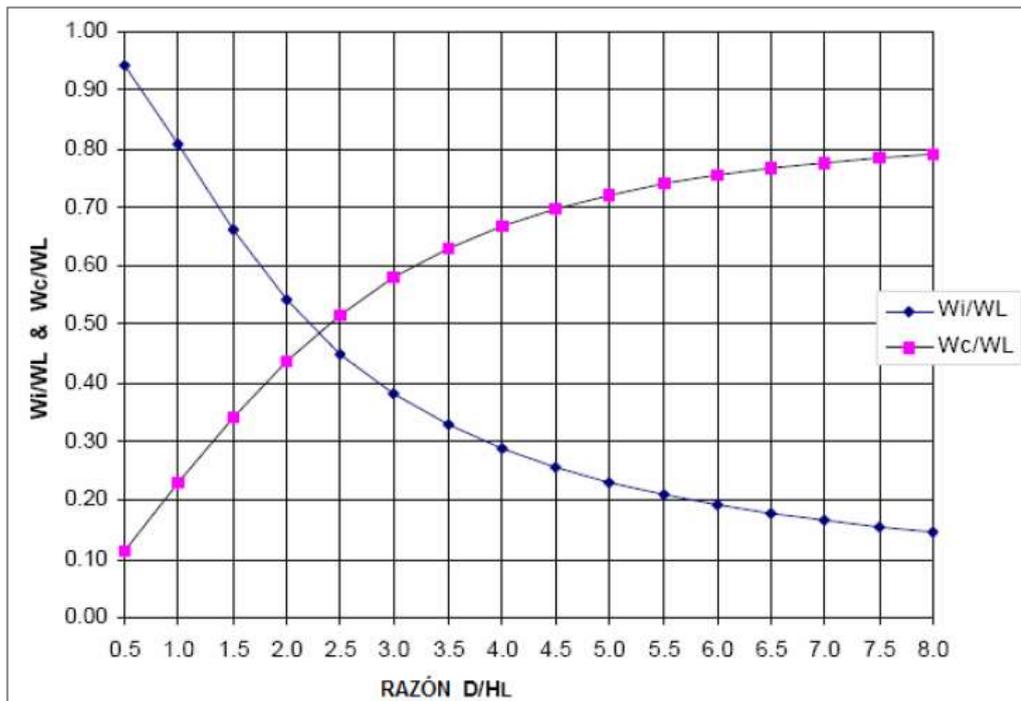
$$\frac{W_c}{1507964.47} = 0.230x\left(\frac{16}{7.5}\right) \tanh\left(3.68\frac{7.5}{16}\right)$$

$$W_c = 694375.66 \text{ kgf} = 694.376 \text{ Tonf}$$

Ver Ec.8

Otra alternativa para determinar estos pesos es mediante los factores propuestos en el diagrama del ACI 350.3-01, utilizando la razón D/Hl se obtiene el respectivo factor para la componente impulsiva W_i/W_l y convectiva W_c/W_l ; a continuación de muestra dicho gráfico:

Figura 3.14. Factores W_i/W_l y W_c/W_l , versus D/Hl para reservorios circulares.



Fuente: ACI 350.3-01.

A.5. Cálculo de la frecuencia natural de vibración de la componente impulsiva junto con la estructura (ω_i)

Se calculó esta frecuencia mediante el siguiente procedimiento.

Primero calculamos los coeficientes:

$$C\omega = 9.375 \times 10^{-2} + 0.2039 \left(\frac{Hl}{D}\right) - 0.1034 \left(\frac{Hl}{D}\right)^2 - 0.1253 \left(\frac{Hl}{D}\right)^3 + 0.1267 \left(\frac{Hl}{D}\right)^4 - 3.186 \times 10^{-2} \left(\frac{Hl}{D}\right)^5$$

Para: $\frac{D}{Hl} \geq 0.667 \rightarrow \frac{16}{7.5} = 2.133 > 0.667$

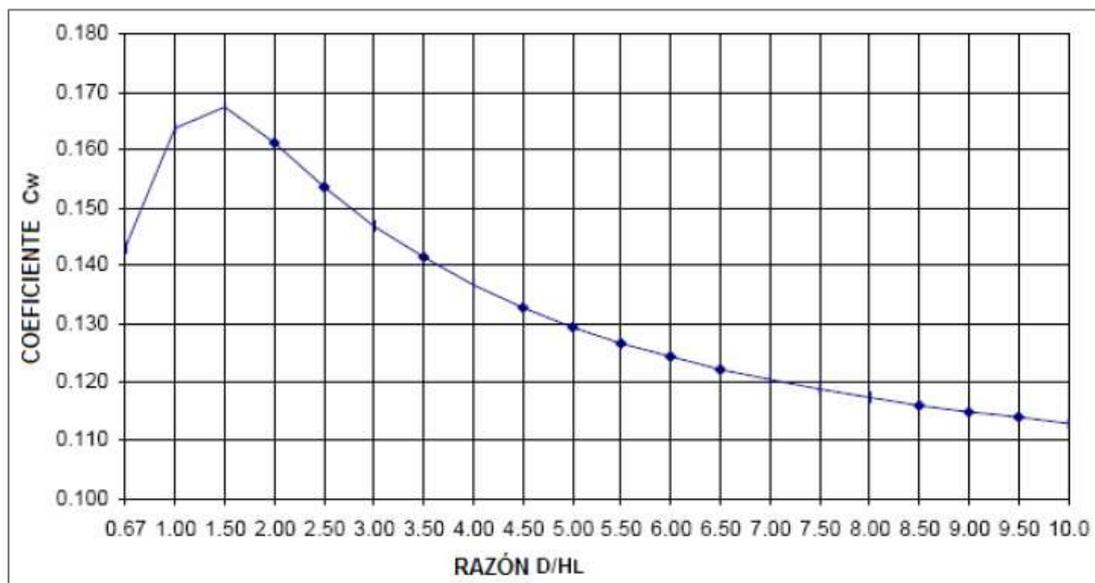
$$C\omega = 9.375 \times 10^{-2} + 0.2039 \left(\frac{7.5}{16}\right) - 0.1034 \left(\frac{7.5}{16}\right)^2 - 0.1253 \left(\frac{7.5}{16}\right)^3 + 0.1267 \left(\frac{7.5}{16}\right)^4 - 3.186 \times 10^{-2} \left(\frac{7.5}{16}\right)^5$$

$C\omega = 0.159$

Ver Ec. 12

Otra alternativa para determinar el coeficiente C_w , utilizando la razón D/Hl , es mediante el siguiente gráfico establecido por el ACI 350.3-01:

Figura 3.15. Coeficiente C_w , versus D/Hl para reservorios circulares.



Fuente: ACI 350.3-01.

$$Cl = C\omega \times \sqrt{\frac{T\omega}{10r}}$$

$$Cl = 0.159 \times \sqrt{\frac{350}{10 \times 8}}, \text{ considerar } T\omega \text{ en (mm)}$$

$$Cl = 0.333$$

Ver Ec.11

Finalmente calculamos la frecuencia:

$$\omega_i = Cl \times \frac{1}{Hl} \times \sqrt{\frac{10^3 Ec}{\rho c}}, \text{ densidad del concreto } \rho c = 2.4 \text{ kN.s}^2/\text{m}^4$$

$$\omega_i = 0.333 \times \frac{1}{7.5} \times \sqrt{\frac{10^3 \times 24778.59}{2.4}}, \text{ considerar } Ec \text{ en (MPa)}$$

$$\omega_i = 142.66 \text{ rad/s}$$

Ver Ec.10

A.6. Cálculo de la frecuencia natural de vibración de la componente convectiva (ω_c)

Esta frecuencia se calculó de la siguiente manera.

Primero de calcula el coeficiente:

$$\lambda = \sqrt{3.68 (g) \cdot \tanh \left[3.68 \left(\frac{Hl}{D} \right) \right]}$$

$$\lambda = \sqrt{3.68 (9.81) \cdot \tanh \left[3.68 \left(\frac{7.5}{16} \right) \right]}$$

$$\lambda = 5.821$$

Ver Ec.14

Luego calculamos la frecuencia:

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{D}}$$

$$\omega_c = \frac{5.821}{\sqrt{16}}$$

$$\omega_c = 1.46 \text{ rad/s}$$

Ver Ec.13

A.7. Cálculo del periodo fundamental de vibración de la componente impulsiva junto con la estructura (Ti)

Se calculó el periodo fundamental de vibración de la combinación de la estructura con la componente impulsiva:

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$$

$$T_i = \frac{2\pi}{142.66}$$

$$\mathbf{T_i = 0.044 s}$$

Ver Ec.15

A.8. Cálculo del periodo fundamental de vibración de la componente convectiva (Tc)

El periodo fundamental de vibración de la componente convectiva se calculó de la siguiente manera:

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c}$$

$$T_c = \frac{2\pi}{1.46}$$

$$\mathbf{T_c = 4.304 s}$$

Ver Ec.16

A.9. Determinación de los parámetros sísmicos

Los parámetros sísmicos utilizados fueron determinados en el apartado 3.3.3.1 sección I:

Factor de zona: $Z = 0.35$

Factor de uso o importancia: $U = 1.5$

Factor de amplificación del suelo: $S = 1.20$

Factor de modificación de respuesta: $R_{wi} = 2.75$ y $R_{wc} = 1$

➤ Cálculo de los factores de amplificación sísmica

Factor de amplificación sísmica impulsiva (Ci):

Para $T_i \leq 0.31 s$

$$C_i = \frac{2.75}{S}$$

Para $T_i > 0.31$ s

$$C_i = \frac{1.25}{T_i^{2/3}} \leq \frac{2.75}{S}$$

Se tiene: $T_i = 0.044$ s < 0.31 s

Entonces:

$$C_i = \frac{2.75}{1.20}$$

$$\mathbf{C_i = 2.2917}$$

Factor de amplificación sísmica convectiva (C_c):

Para $T_c \geq 2.4$ s

$$C_c = \frac{6.0}{T_c^2}$$

Se tiene: $T_c = 4.304$ s > 2.4 s

Entonces:

$$C_c = \frac{6.0}{4.304^2}$$

$$\mathbf{C_c = 0.3239}$$

Finalmente los parámetros sísmicos utilizados para la determinación de la fuerza cortante basal estática se encuentran en la siguiente tabla:

Tabla 3.7. Parámetros sísmicos para hallar la cortante basal estática.

PARÁMETRO SÍSMICO		VALOR
Factor de zona	Z	0.35
Factor de uso o importancia	I	1.5
Factor de amplificación sísmica: C	C_i	2.2917
	C_c	0.3239
Factor de amplificación del suelo	S	1.20
Factor de modificación de respuesta: R	R_{wi}	2.75
	R_{wc}	1
Aceleración de la gravedad	g	9.81 m/s ²

Fuente: Obtenido mediante software Microsoft Excel.

A.10. Cálculo de las fuerzas laterales de cada masa

Las fuerzas laterales de cada masa se calculan con las siguientes fórmulas:

- Cálculo de la fuerza debido al peso de las paredes del reservorio:

$$P_w = ZSIC_i \frac{\varepsilon W_w}{Rw_i}$$

$$P_w = 0.35 \times 1.2 \times 1.5 \times 2.2917 \times \left(\frac{0.682682 \times 397855.20}{2.75} \right)$$

$$P_w = 142596.58 \text{ kgf}$$

$$\mathbf{P_w = 142.597 \text{ Tonf}} \quad \text{Ver Ec.2}$$

- Cálculo de la fuerza debido al peso de la cúpula:

$$P_r = ZSIC_i \frac{W_r}{Rw_i}$$

$$P_r = 0.35 \times 1.2 \times 1.5 \times 2.2917 \times \left(\frac{95018.85}{2.75} \right)$$

$$P_r = 49885.62 \text{ kgf}$$

$$\mathbf{P_r = 49.886 \text{ Tonf}} \quad \text{Ver Ec.3}$$

- Cálculo de la fuerza debido al peso impulsivo del líquido:

$$P_i = ZSIC_i \frac{W_i}{Rw_i}$$

$$P_i = 0.35 \times 1.2 \times 1.5 \times 2.2917 \times \left(\frac{776651.87}{2.75} \right)$$

$$P_i = 407748.16 \text{ kgf}$$

$$\mathbf{P_i = 407.748 \text{ Tonf}} \quad \text{Ver Ec.4}$$

- Cálculo de la fuerza debido al peso convectivo del líquido:

$$P_c = ZSI C_c \frac{W_c}{R_{wc}}$$

$$P_c = 0.35 \times 1.2 \times 1.5 \times 0.3239 \times \left(\frac{694375.66}{1} \right)$$

$$P_c = 141692.21 \text{ kgf}$$

$$P_c = 141.692 \text{ Tonf}$$

Ver Ec.5

A.11. Cálculo de la fuerza cortante basal estática (V)

Se determina según la Norma ACI 350.3-01, como la fuerza de la componente impulsiva y la fuerza de la componente convectiva no se encuentran en fase se hace la combinación usando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

$$V = \sqrt{(P_i + P_w + P_r)^2 + P_c^2}$$

$$V = \sqrt{(407.748 + 142.597 + 49.886)^2 + (141.692)^2}$$

$$V = 616.728 \text{ Tonf}$$

Ver Ec.1

A.12. Cálculo de las alturas de los centros de gravedad

- Cálculo de la altura del centro de gravedad de la componente impulsiva (h_i) y convectiva (h_c).

Altura del centro de gravedad de la componente impulsiva (h_i):

$$\text{Para: } \frac{D}{Hl} < 1.333 \quad \rightarrow \quad \frac{h_i}{Hl} = 0.5 - 0.09375 \frac{D}{Hl}$$

$$\text{Para: } \frac{D}{Hl} \geq 1.333 \quad \rightarrow \quad \frac{h_i}{Hl} = 0.375$$

Tenemos:

$$\frac{D}{Hl} = \frac{16}{7.5} = 2.133 > 1.333$$

Entonces:

$$\frac{hi}{Hl} = 0.375 \rightarrow hi = 0.375 \times 7.5 \text{ m}$$

$$hi = 2.81 \text{ m}$$

Ver Ec.21

Altura del centro de gravedad de la componente convectiva (hc):

$$\frac{hc}{Hl} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68x\frac{Hl}{D}\right) - 1}{3.68x\frac{Hl}{D} \times \sinh\left(3.68x\frac{Hl}{D}\right)}$$

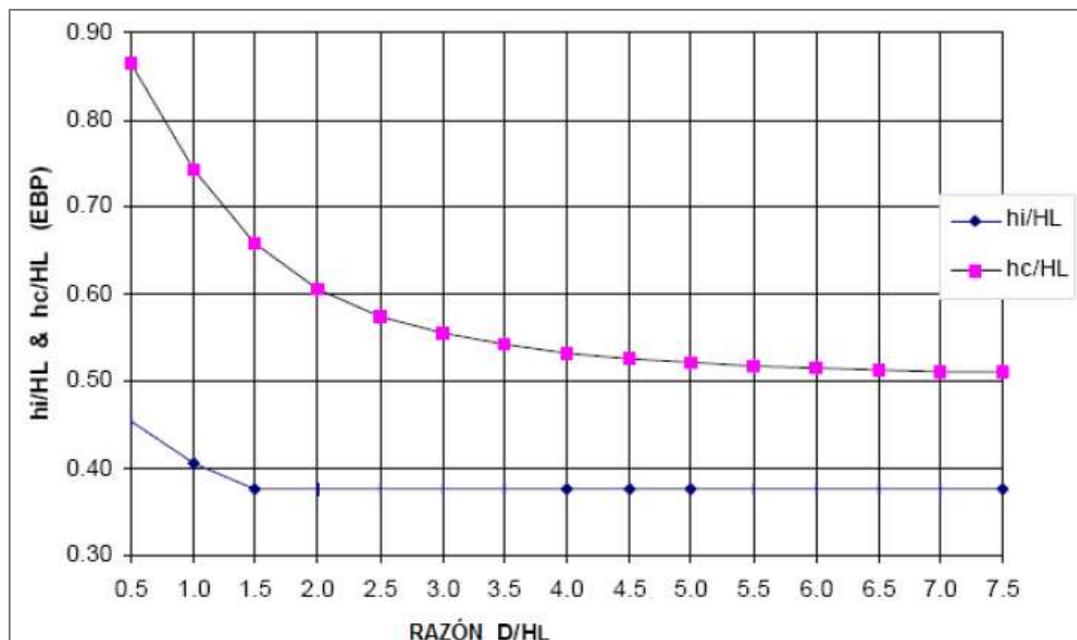
$$\frac{hc}{Hl} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68x\frac{7.5}{16}\right) - 1}{3.68x\frac{7.5}{16} \times \sinh\left(3.68x\frac{7.5}{16}\right)}$$

$$hc = 4.47 \text{ m}$$

Ver Ec.22

Otra alternativa para encontrar estas alturas es utilizando el factor de la componente impulsiva hi/Hl y convectiva hc/Hl vs la razón D/Hl :

Figura 3.16. Factores hi/Hl y hc/Hl , versus D/Hl para reservorios circulares.



Fuente: ACI 350.3-01.

- Cálculo de la altura del centro de gravedad de la cúpula (hr)

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$hr = f \times \frac{1}{3} + H$$

$$hr = 2.00 \times \frac{1}{3} + 9.00$$

$$\mathbf{hr = 9.67 \text{ m}}$$

Ver Ec.23

- Cálculo de la altura del centro de gravedad del muro (hw)

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$hw = \frac{H}{2}$$

$$hw = \frac{9.00}{2}$$

$$\mathbf{hw = 4.50 \text{ m}}$$

Ver Ec.24

A.13. Distribución de las fuerzas laterales en cada nivel

Se aplican en el centro de gravedad de cada componente del reservorio y del líquido, alrededor de la estructura en forma horizontal.

Perímetro circular interior del tanque:

$$L = \pi D$$

$$L = \pi \times 16$$

$$\mathbf{L = 50.27 \text{ m}}$$

Luego calculamos la fuerza alrededor de la estructura circular, con la fórmula:

$$Wi = \frac{Fi}{L}$$

Ver Ec.25

Tabla 3.8. Fuerzas horizontales distribuidas lateralmente en cada masa.

NIVEL	Pesos (Tonf)	Altura del centro de gravedad (m)	Peso x altura (Tonf-m)	Fuerza lateral: Fi (Tonf)	Fuerza distribuida: Wi=Fi/L (Tonf/m)
CÚPULA	95.019	9.67	918.834	70.874	1.410
MURO	397.855	4.50	1790.348	138.098	2.747
CONVECTIVO	694.376	4.47	3103.861	239.416	4.763
IMPULSIVO	776.652	2.81	2182.392	168.339	3.349
TOTAL			7995.434	616.728	

Fuente: Obtenido mediante software Microsoft Excel.

A.14. Cálculo de la presión hidrostática del líquido

Esta presión va desde 0.00 kgf/m² en la altura total del líquido hasta una presión máxima en el fondo del reservorio y se calcula con la siguiente fórmula:

$$P_a = \gamma_a \times h$$

La presión en el fondo del reservorio es:

$$P_a = 1000 \times 7.5$$

$$P_a = 7500 \text{ kgf/m}^2 = 7.5 \text{ Tonf/m}^2$$

Ver Ec.26

La asignación de esta presión hidrodinámica al modelo en el SAP2000 se hace mediante Join Pattern (nudo maestro), donde van determinándose también las alturas; la presión se expresa genéricamente en función de las tres coordenadas globales (x,y,z):

$$P = Ax + By + Cz + D$$

Observando la presión en la pared del reservorio se nota que no depende de x e y, por lo tanto los coeficientes A y B son iguales a cero (0), entonces la expresión se reduce a:

$$P = Cz + D$$

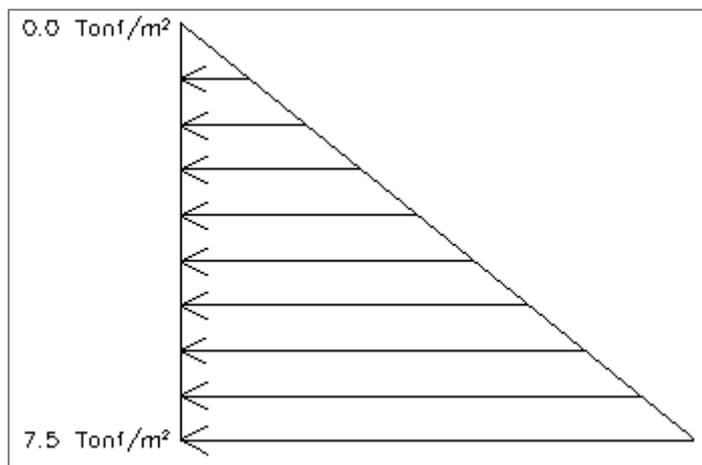
Las incógnitas C y D las encontramos de la manera siguiente:

La presión en la base es máxima: z=0m, P=7.5 Tonf/m²

La presión en la parte superior del nivel de agua es cero: z=7.5m, P=0Tonf/m²

Entonces los valores de las incógnitas anteriores son: C= -1 y D=7.5

Figura 3.17. Distribución de la presión hidrostática.



Fuente: Obtenido mediante software AutoCAD.

B. Análisis sísmico dinámico del reservorio apoyado

B.1. Cálculo de la rigidez de los resortes de la componente convectiva

Se calculó con la siguiente fórmula:

$$K_c = 45 \times \left(\frac{W_c}{W_l}\right)^2 \times \left(\frac{H_l}{D}\right)^2 \times \left(0.5 \frac{W_l}{H_l}\right)$$

$$K_c = 45 \times \left(\frac{694375.65}{1507964.47}\right)^2 \times \left(\frac{7.5}{16}\right)^2 \times \left(0.5 \times \frac{1507964.47}{7.5}\right)$$

$$K_c = 210766.54 \text{ kgf/m} = 210.77 \text{ Tonf/m}$$

Ver Ec.27

Numero de resortes asignados: 72

Entonces la rigidez de cada resorte:

$$K_i = 210.77 / 72$$

$$K_i = 2.9274 \text{ Tonf}$$

B.2. Determinación del espectro de pseudoaceleraciones

En este análisis dinámico se utilizó el espectro de pseudoaceleraciones de acuerdo a la Norma E.030 – 2018, utilizando la siguiente fórmula:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g$$

Ver Ec.28

Según el ACI 350.3-01, el factor de reducción se determina para cada componente del líquido (R_{wi} para la componente impulsiva y R_{wc} para la componente convectiva), los periodos menores a 2.40seg están asociados a la componente impulsiva, mientras que los periodos mayores a los 2.40seg deben estar asociados a la componente convectiva; teniendo en consideración esto, el espectro de pseudoaceleraciones se halla de la manera siguiente:

Aceleración espectral correspondiente al periodo de oscilación de la masa impulsiva:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R_{wi}} \times g$$

Ver Ec.29

Aceleración espectral correspondiente al periodo de oscilación de la masa convectiva:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R_{wc}} \times g \quad \text{Ver Ec.30}$$

Los parámetros sísmicos son establecidos en las Normas E.030 – 2018 y ACI 350.3-01, los cuales fueron determinados en el apartado 3.3.3.1 sección I.

En la determinación del factor de amplificación sísmica (C) para el espectro de pseudoaceleraciones se utilizó el criterio de la Norma E.030 – 2018.

Tabla 3.9. Parámetros sísmicos para el espectro de pseudoaceleraciones.

PARÁMETRO SÍSMICO		VALOR
Factor de zona	Z	0.35
Factor de uso	U	1.5
Factor de amplificación sísmica	C	$T < T_P \rightarrow C = 2.5$ $T_P < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T}\right)$ $T > T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_P + T_L}{T^2}\right)$
Factor de amplificación del suelo	S	1.20
Factor de modificación de respuesta: R	R _{wi}	2.75
	R _{wc}	1
Aceleración de la gravedad	g	9.81 m/s ²

Fuente: Normas E.030 – 2018 y ACI 350.3-01

El factor de amplificación sísmica (C) para el espectro toma un valor que depende del periodo T, el cual varía entre los intervalos limitados por T_P y T_L.

En el apartado 3.3.3.1 sección I.2 se determinaron los valores de T_P y T_L, siendo: T_P=1.0 y T_L=1.6.

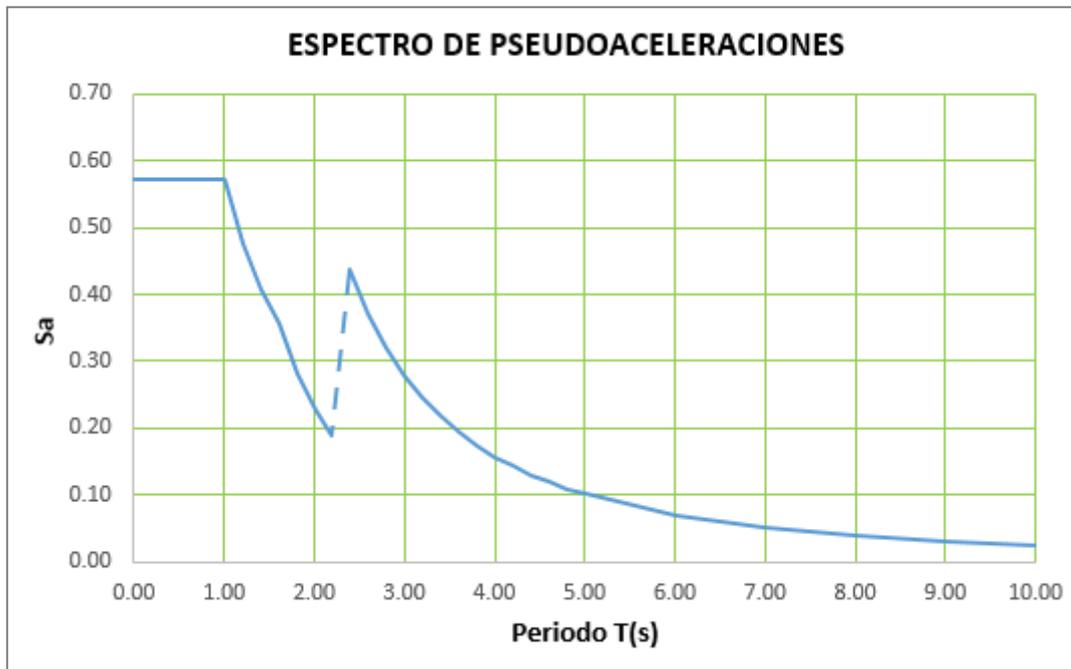
Con el programa Excel determinamos en espectro de pseudoaceleraciones, sin considerar la gravedad, ya que esta será ingresada como factor en el programa SAP2000.

Tabla 3.10. Cálculo del espectro de pseudoaceleraciones.

		T(s)	C	Sa
Rwi = 2.75 T < 2.4	T < Tp	0.00	2.50	0.57
		0.20	2.50	0.57
		0.40	2.50	0.57
		0.60	2.50	0.57
		0.80	2.50	0.57
	Tp ≤ T ≤ TI	1.00	2.50	0.57
		1.20	2.08	0.48
		1.40	1.79	0.41
		1.60	1.56	0.36
	Rwc = 1 T ≥ 2.4	T > TI	1.80	1.23
2.00			1.00	0.23
2.20			0.83	0.19
2.40			0.69	0.44
2.60			0.59	0.37
2.80			0.51	0.32
3.00			0.44	0.28
3.20			0.39	0.25
3.40			0.35	0.22
3.60			0.31	0.19
3.80			0.28	0.17
4.00			0.25	0.16
4.20			0.23	0.14
4.40			0.21	0.13
4.60			0.19	0.12
4.80			0.17	0.11
5.00			0.16	0.10
6.00			0.11	0.07
7.00			0.08	0.05
8.00			0.06	0.04
9.00	0.05	0.03		
10.00	0.04	0.03		

Fuente: Obtenido mediante software Microsoft Excel.

Figura 3.18. Espectro de pseudoaceleraciones.



Fuente: Obtenido mediante software Microsoft Excel.

B.3. Combinaciones de carga

Según las Normas E.060 – 2009 y ACI 350 la resistencia requerida U se obtiene multiplicando las cargas de servicio por factores de carga. Las combinaciones tienen en cuenta la posibilidad de ocurrencia simultánea de los esfuerzos máximos. La Norma E.030 considera que cuando la carga sísmica se calcula a nivel de resistencia, el factor de carga para sismo es igual a 1. Las combinaciones utilizadas con los respectivos factores de mayoración según la Norma peruana E.060 – 2009 son las siguientes:

$$U_1 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U_2 = 1.4CM + 1.4PH + 1.7CV$$

$$U_3 = 1.25 (CM + CV) + CS$$

$$U_4 = 0.9CM + CS$$

Para la cuba, la resistencia requerida se ha multiplicado por un coeficiente de durabilidad sanitaria S , establecido por la PCA (Portland Cement Association):

$$\text{Resistencia requerida} = \text{Coeficiente sanitario} \times U$$

Para el refuerzo trabajando a flexión: $1.3 \times U$

Para el refuerzo trabajando a tensión directa: $1.65 \times U$

El sismo se definió solo en dirección X, ya que el reservorio es completamente simétrico, por lo que no es necesario definir otro sismo en dirección Y.

B.4. Análisis modal

Según la Norma E.030, en cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total. En esta investigación se utilizaron un total de 150 modos de vibración para que los resultados sean lo menos distorsionados posibles.

B.5. Modelamiento estructural del reservorio

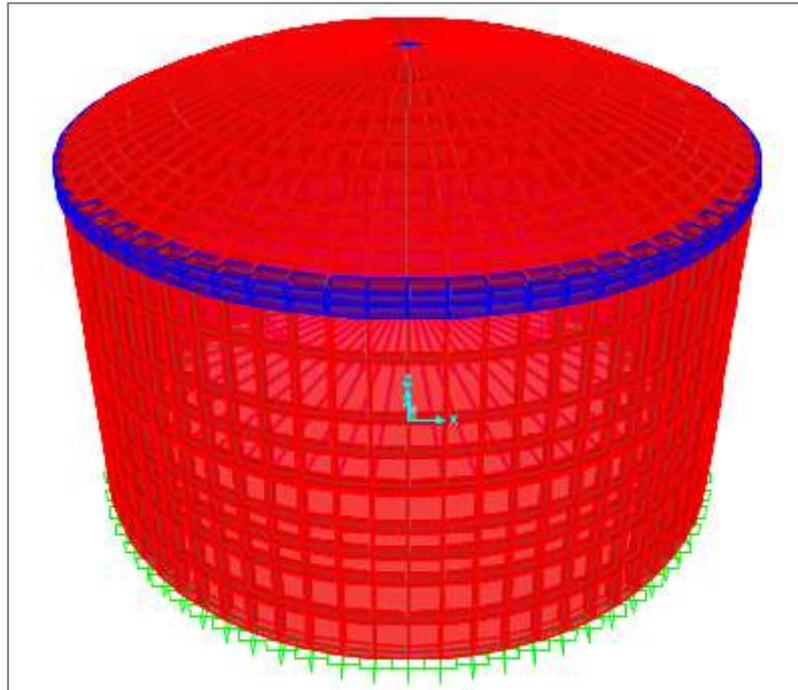
El reservorio ha sido modelado en el programa SAP2000 v20.2.0, teniendo en cuenta que las características geométricas y propiedades de los materiales están en base a los planos y especificaciones técnicas del reservorio R4. En el modelo se idealizó al reservorio circular con un empotramiento en la base.

Tabla 3.11. Parámetros para el modelamiento estructural y análisis dinámico.

Parámetros para el modelamiento y análisis dinámico del reservorio	
Altura del muro circular	8.50 m
Altura de la viga anillo	0.50 m
Flecha de la cúpula: f	2.00 m
Altura total del agua: Hl	7.50 m
Diámetro del reservorio: D	16.00 m
Espesor del muro circular	0.35 m
Espesor de la viga anillo	0.50 m
Espesor de la cúpula	0.10 m, ensanche 0.20 m
Concreto del muro y viga: f'c	280 Kgf/cm ²
Concreto de la cúpula: f'c	280 Kgf/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto: Ec	2526713.3 Tonf/m ²
Módulo de poisson: u	0.20
Peso unitario del concreto: PU	2.4 Tonf/m ³
Esfuerzo de fluencia del acero: f'y	4200 kgf/cm ²
Masa impulsiva: Wi/g	79.169 Tonf.s ² /m
Masa convectiva: Wc/g	70.783 Tonf.s ² /m
Altura centro de gravedad, componente impulsiva: hi	2.81 m
Altura centro de gravedad, componente convectiva: hc	4.47 m
Factor de corrección del peso efectivo: E	0.682682
Rigidez de cada resorte asignado: Ki	2.9274 Tonf

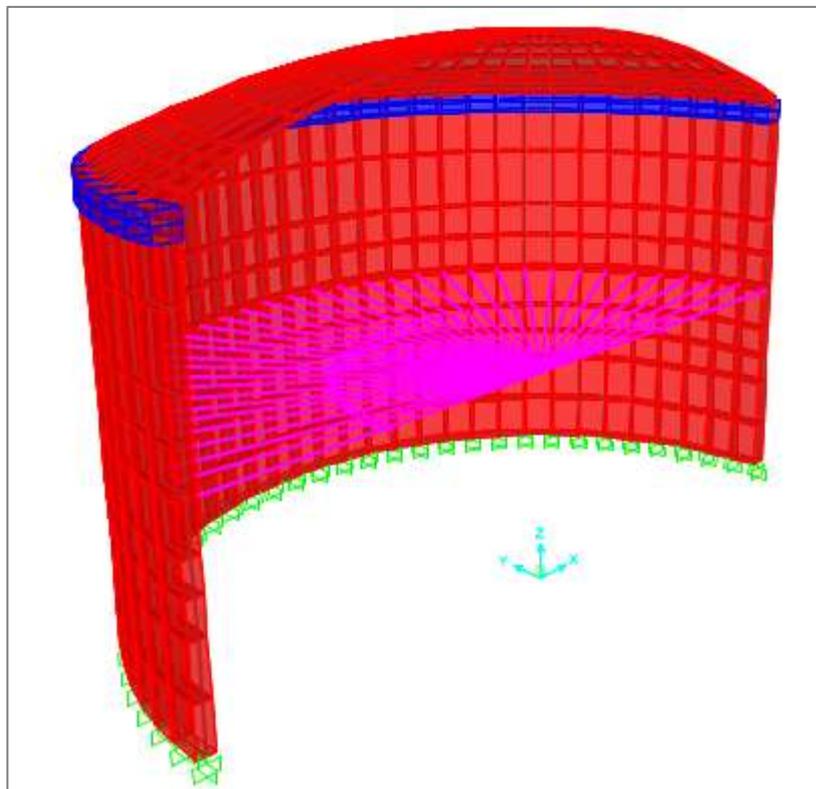
Fuente: Obtenido mediante software Microsoft Excel.

Figura 3.19. Modelamiento del reservorio en el programa SAP2000.



Fuente: Obtenido en base a software SAP2000 v20.2.0.

Figura 3.20. Vista de la sección del reservorio.



Fuente: Obtenido en base a software SAP2000 v20.2.0.

El procedimiento completo de la modelación computacional está en el ANEXO 01.

B.6. Modos y periodos resultantes del análisis

Cada modo de vibrar está asociado a un periodo específico, debido a que estos dependen de la rigidez y la distribución de masas del reservorio.

El porcentaje de participación modal de las masas, con los 150 modos considerados, ha superado el 90% de la masa participante requerida por la Norma E.030 – 2018.

Tabla 3.12. Porcentajes de participación modal de las masas.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	3.105908	0.428734	0
MODAL	Mode	2	0.045781	5.699E-16	1.325E-14
MODAL	Mode	3	0.042509	4.112E-14	2.739E-14
MODAL	Mode	4	0.042449	0.00003	8.38E-15
MODAL	Mode	5	0.042448	7.045E-14	0.000224
MODAL	Mode	6	0.042064	5.677E-15	3.742E-15
MODAL	Mode	7	0.041867	4.492E-15	5.386E-15
MODAL	Mode	8	0.041834	0.050332	1.248E-14
MODAL	Mode	9	0.041398	2.513E-14	0.001345
MODAL	Mode	10	0.041345	5.582E-15	1.535E-14
MODAL	Mode	11	0.041341	1.562E-15	6.416E-15
MODAL	Mode	12	0.03866	0.007439	5.234E-15
MODAL	Mode	13	0.038652	1.245E-15	0.00109
MODAL	Mode	14	0.038177	0.33866	2.575E-15
MODAL	Mode	15	0.038037	8.473E-14	7.604E-08
MODAL	Mode	16	0.038037	0.000426	1.82E-15
MODAL	Mode	17	0.036883	3.087E-14	1.03E-15
MODAL	Mode	18	0.03558	1.549E-14	3.91E-16
MODAL	Mode	19	0.03558	2.408E-13	1.946E-15
MODAL	Mode	20	0.035447	3.178E-13	1.546E-15
MODAL	Mode	21	0.035434	1.941E-13	5.731E-15
MODAL	Mode	22	0.034698	5.839E-15	1.554E-15
MODAL	Mode	23	0.03446	1.383E-15	0.440499
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
MODAL	Mode	145	0.012704	4.691E-10	1.026E-13
MODAL	Mode	146	0.012704	1.249E-13	5.228E-07
MODAL	Mode	147	0.012671	8.61E-13	9.566E-17
MODAL	Mode	148	0.012432	0.009569	1.353E-13
MODAL	Mode	149	0.012388	3.244E-13	8.878E-07
MODAL	Mode	150	0.012376	0.00243	1.698E-13

Fuente: Obtenido en base a software SAP2000 v20.2.0.

El periodo fundamental de vibración de la componente convectiva se relaciona con el primer modo de vibración, mientras que el periodo fundamental de vibración de la componente impulsiva junto a la estructura se encuentra en el modo de vibración 23 ya que este modo muestra un 44.05% de participación de la masa es decir el mayor porcentaje de masa participativa.

Tabla 3.13. Periodos fundamentales de vibración.

Componente	Periodo fundamental de vibración: T (s)
Convectiva: Tc	3.106 s
Impulsiva y estructura: Ti	0.03446 s

Fuente: Obtenido en base a software SAP2000 v20.2.0.

B.7. Fuerza cortante mínima de diseño

Según la Norma E.030, la cortante basal dinámica no puede ser menor que el 80% de la cortante basal estática calculada para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. Por lo tanto se debe amplificar la cortante dinámica para obtener una fuerza cortante mínima de diseño.

Tabla 3.14. Cortante mínima de diseño y factor de escala.

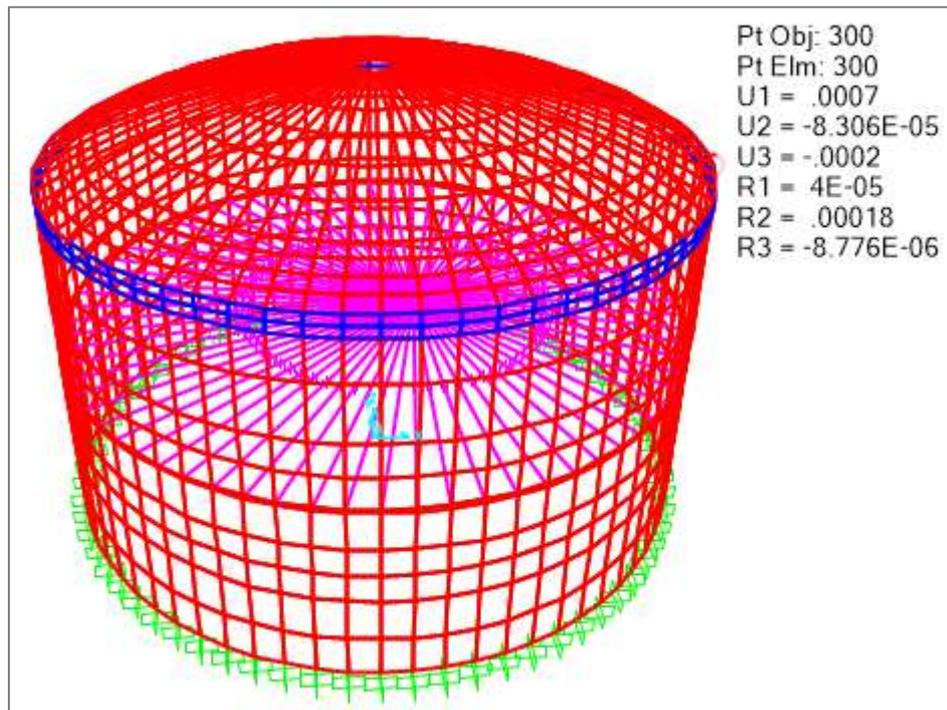
Item	V
Cortante basal estática	616.728 Tonf
Cortante basal dinámica	409.601 Tonf
80% de la cortante basal estática	493.382 Tonf
Factor a escalar el espectro de diseño	1.20454

Fuente: Obtenido en base a software SAP2000 v20.2.0.

B.8. Control de desplazamientos laterales máximos

El desplazamiento máximo, según la Norma E.030 deberá multiplicarse por 0.75R para estructuras regulares, mientras que en estructuras irregulares se multiplicará por 0.85R, siendo R en factor de modificación de respuesta sísmica.

Figura 3.21. Desplazamiento lateral máximo.



Fuente: Obtenido en base a software SAP2000 v20.2.0.

La deriva resultante del análisis no excede a la deriva máxima admisible establecida por la Norma E.030 – 2018:

Tabla 3.15. Verificación de la deriva.

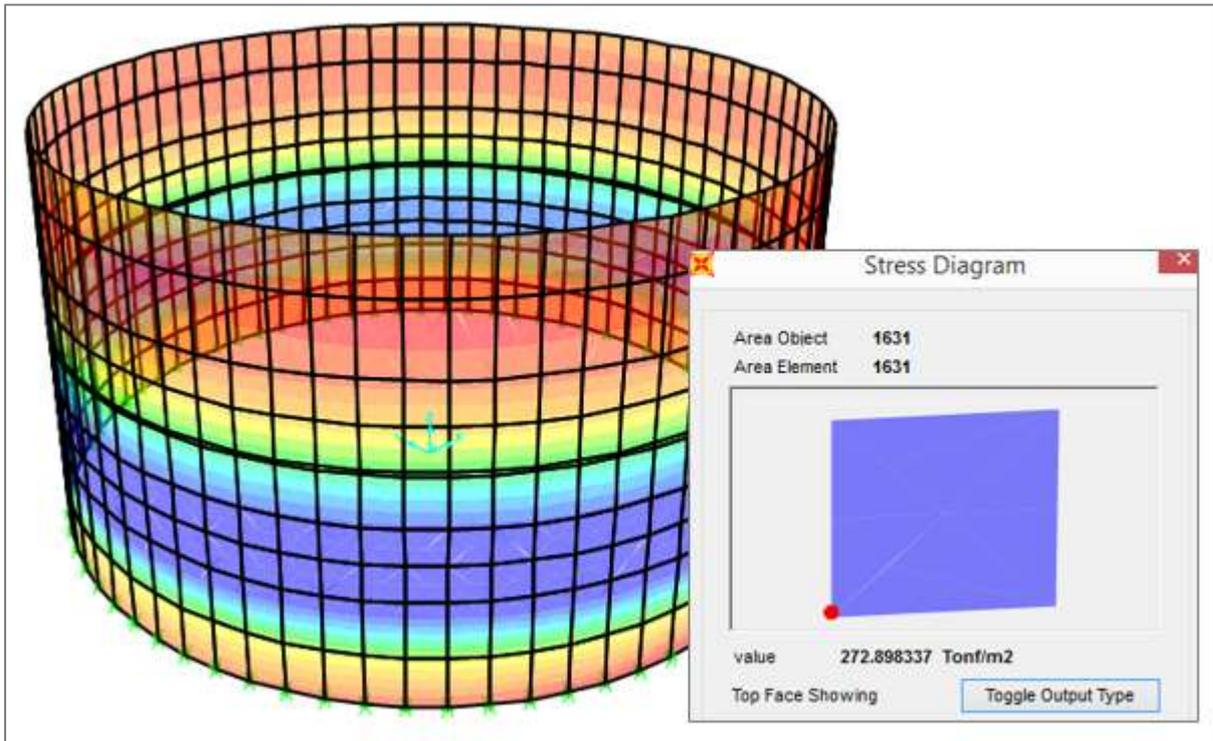
Item	Valor
Desplazamiento en la dirección del análisis	0.000684 m
Desplazamiento lateral afectado por el factor 0.75R: $\Delta i = 0.75 \times 2.75 \times (\text{Desplazamiento máximo})$	0.001411 m
Altura a la que se ubica el punto: h_{ei}	9.00 m
Deriva = $\Delta i / h_{ei}$	0.000157
Deriva máxima admisible, según Norma E.030	0.007

Fuente: Obtenido en base a software SAP2000 v20.2.0.

B.9. Esfuerzo de Von Misses

Es la teoría de falla de máxima energía de distorsión, presentada en materiales que absorben una cierta cantidad de energía antes de dicha falla, la cual ocurre cuando esta energía de distorsión excede el esfuerzo del concreto: $\sigma_c = 2 \cdot \sqrt{f'c}$.

Figura 3.22. Esfuerzo de Von Misses en el muro circular.



Fuente: Obtenido en base a software SAP2000 v20.2.0.

$$FVM = 272.898 \frac{\text{Tonf}}{\text{m}^2} = 27.29 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_c = 2 \cdot \sqrt{f'c} = 2 \cdot \sqrt{280} = 33.47 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$27.29 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < 33.47 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Por lo tanto se cumple que el esfuerzo de Von Misses (FVM) es menor que el esfuerzo del concreto.

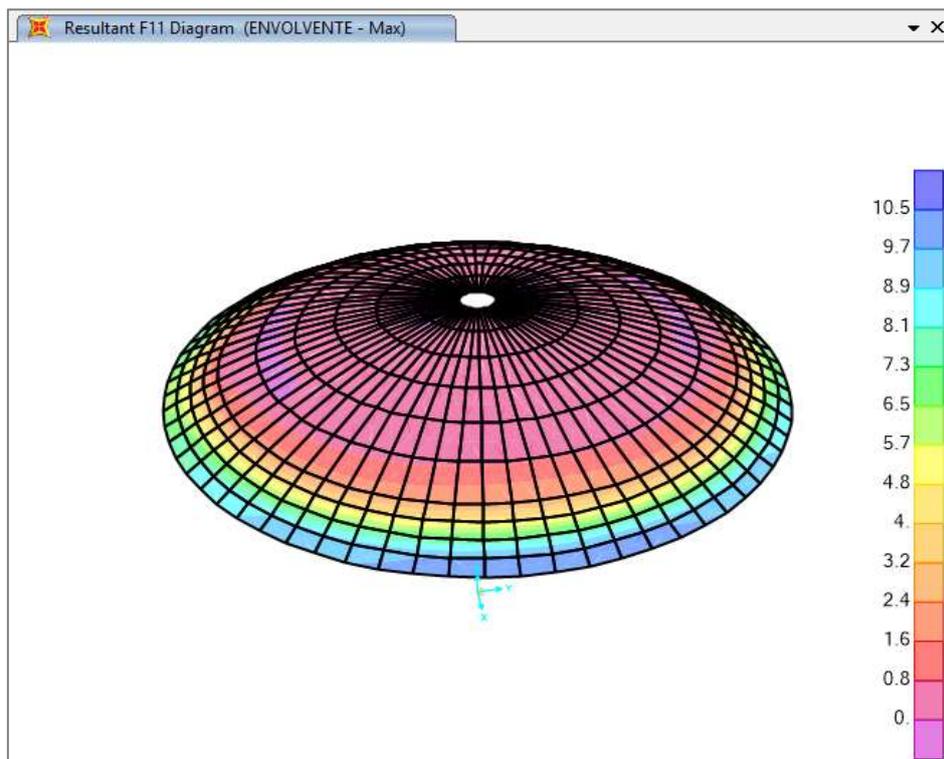
C. Cálculo del acero en la estructura

C.1. Cálculo del acero en la cúpula

El diseño fue realizado en base a la teoría de cáscaras y losas plegadas del ACI 318M – 08, capítulo 19 y de acuerdo a la norma E.060 del RNE.

➤ Acero por tensión anular

Figura 3.23. Tensión anular en la cúpula.



$$f'c = 280 \frac{kgf}{cm^2}, \quad f'y = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$F_{11} = 11.694 \text{ Tonf/m} \dots \dots \dots (\text{Dato SAP2000})$$

$$h = 10 \text{ cm} , b = 100 \text{ cm} , r = 3 \text{ cm} , d = 7 \text{ cm}$$

Área de acero:

$$A_s = \frac{F}{\phi \cdot f'y}, \quad \phi = 0.9 \text{ (Coeficiente para estructuras a tracción)}$$

$$A_s = \frac{11694 \text{ kgf}}{0.9(4200 \frac{kgf}{cm^2})} = 3.09 \text{ cm}^2$$

Área del acero mínimo:

$$A_s \text{ mín} = \rho \text{ mín} \cdot b \cdot d = 0.0018(100\text{cm})(7\text{cm}) = 1.26 \text{ cm}^2$$

Se utiliza acero de: $\phi = 3/8''$ (área de varilla: 0.71cm^2)

Espaciamiento:

$$S = \frac{A_v \cdot 100}{A_s} = \frac{0.71(100)}{3.09} = 22.98 \text{ cm}$$

Por norma (E.060): $S_{\text{máx}} \leq 3 \cdot \text{espesor}$

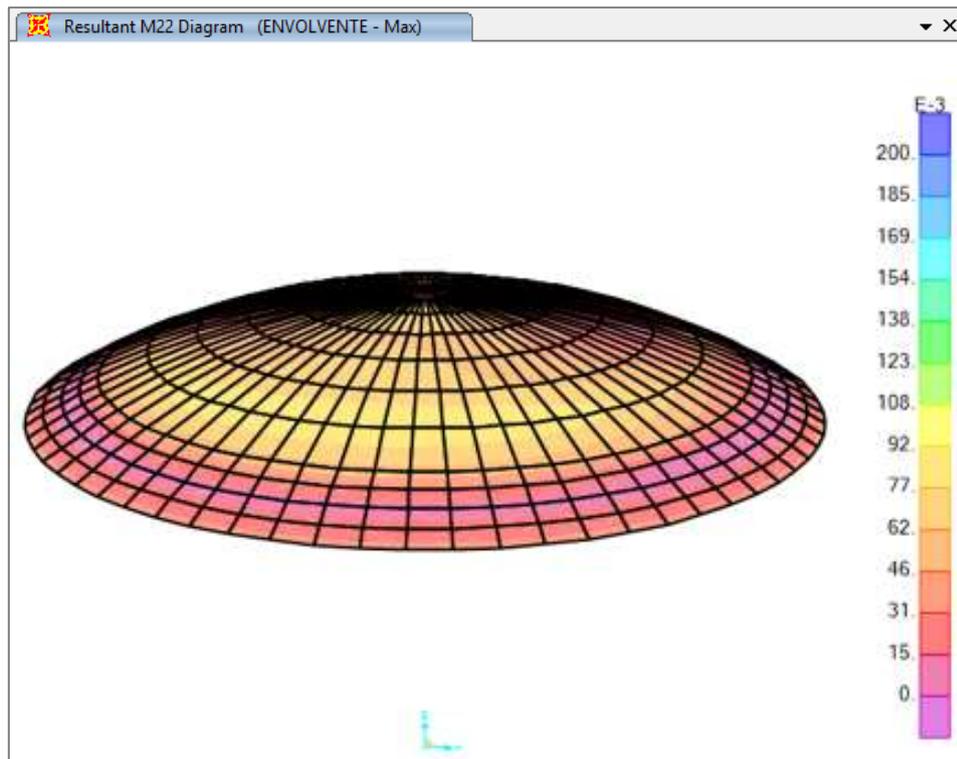
$$S_{\text{máx}} \leq 3(10\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

Espaciamiento adoptado: $S = 25 \text{ cm}$

Se coloca $\phi 3/8'' @ 25 \text{ cm}$

➤ **Acero por momento flexionante (radial)**

Figura 3.24. Momento flexionante en la cúpula.



$$f'c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}, \quad f'y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$M_{22} = 0.062 \text{ Tonf-m/m} \dots \dots \dots$ (Dato SAP2000)

$h = 10 \text{ cm} , b = 100 \text{ cm} , r = 3 \text{ cm} , d = 7 \text{ cm}$

$$E_s = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E_c = 252671.33 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8.31119$$

Método del estado agrietado:

$$F_s = 0.6f'_y = 0.6(4200) = 2520 \text{ kgf/cm}^2$$

$$F_c = 0.45f'_c = 0.45(280) = 126 \text{ kgf/cm}^2$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{F_s}{n \cdot F_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2520}{8.31119(126)}} = 0.2936$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.2936}{3} = 0.9021$$

Área de acero:

$$A_s = \frac{M}{F_s \cdot j \cdot d} = \frac{6200 \text{ kgf-cm}}{2520 \text{ kgf/cm}^2 (0.9021)(7 \text{ cm})} = \mathbf{0.39 \text{ cm}^2}$$

Área del acero mínimo:

$$A_{s \text{ mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot b \cdot d = 0.0018(100 \text{ cm})(7 \text{ cm}) = \mathbf{1.26 \text{ cm}^2}$$

Se utiliza el acero mínimo por ser mayor

Acero de: $\emptyset = 3/8''$ (área de varilla: 0.71 cm^2)

Espaciamiento:

$$S = \frac{A_v \cdot 100}{A_s} = \frac{0.71(100)}{1.26} = 56.35 \text{ cm}$$

Por norma (E.060): $S_{\text{máx}} \leq 3 \cdot \text{espesor}$

$$S_{\text{máx}} \leq 3(10 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Espaciamiento adoptado: $S = \mathbf{30 \text{ cm}}$

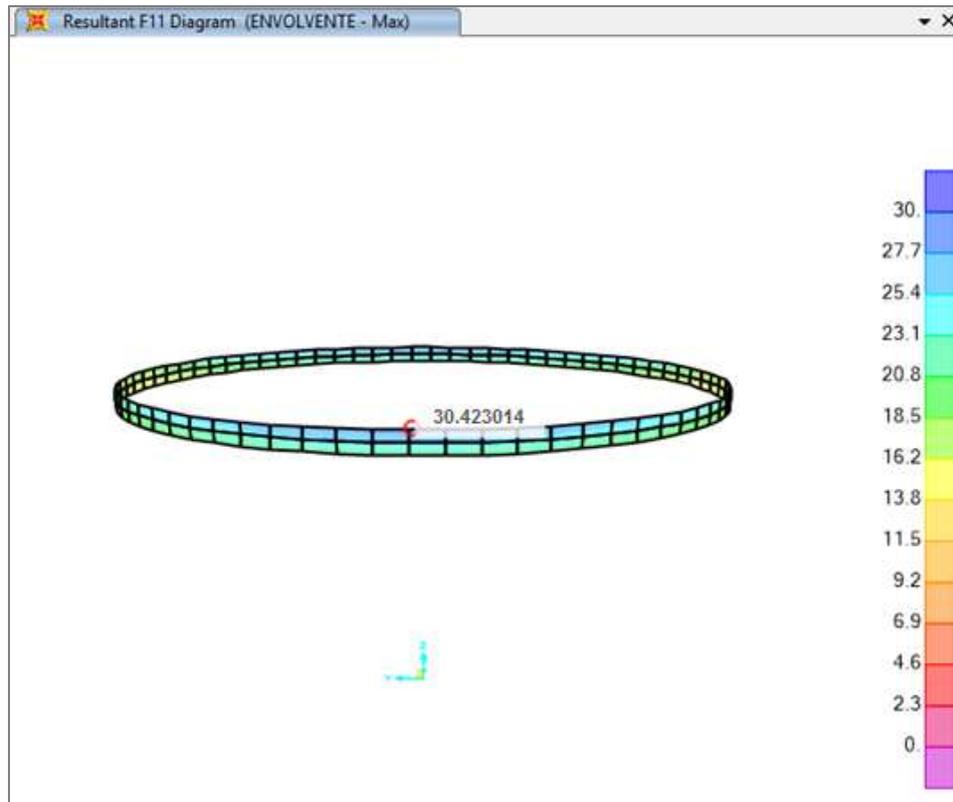
Se coloca $\emptyset 3/8'' @ 30 \text{ cm}$

C.2. Cálculo del acero en la viga anillo

La viga anillo soporta las cargas no verticales producidas por la cúpula, es decir se diseña para soportar fuerzas horizontales.

➤ **Acero longitudinal superior**

Figura 3.25. Tensión anular superior en la viga anillo.



$$f'c = 280 \frac{kgf}{cm^2}, \quad f'y = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$$

$F_{11} = 30.423 \text{ Tonf/m} \dots \dots \dots (\text{Dato SAP2000})$

$h = 50 \text{ cm} , b = 50 \text{ cm} , r = 4 \text{ cm} , d = 46 \text{ cm}$

Área de acero:

$$A_s = \frac{F}{\phi \cdot f'y}, \quad \phi = 0.9 (\text{Coeficiente para estructuras a tracción})$$

$$A_s = \frac{30423 \text{ kgf}}{0.9(4200 \frac{kgf}{cm^2})} = \mathbf{8.05 \text{ cm}^2}$$

Área del acero mínimo, según el ACI 318s – 14, se toma el mayor de:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s \text{ mín} = 0.8 \frac{\sqrt{f'c}}{f'y} \cdot b \cdot d = 0.8 \frac{\sqrt{280}}{4200} (50)(46) = 7.33 \text{ cm}^2 \\ A_s \text{ mín} = \frac{14}{f'y} \cdot b \cdot d = \frac{14}{4200} (50)(46) = 7.67 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

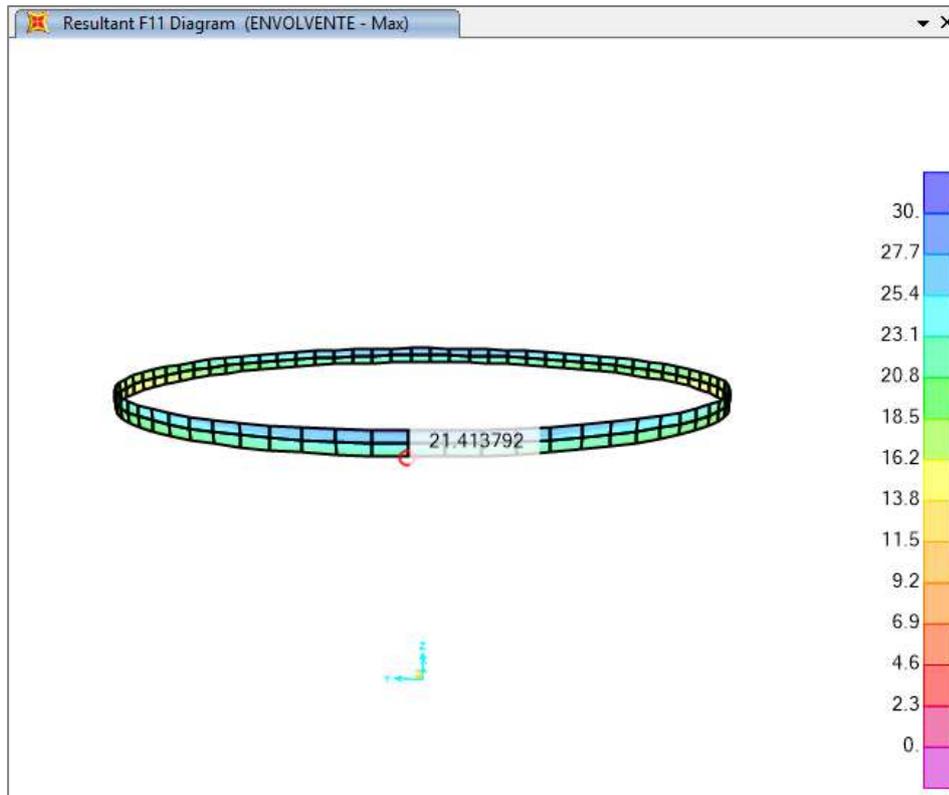
$$A_s \text{ mín} = \mathbf{7.67 \text{ cm}^2}$$

Se utiliza acero de: $\phi = 5/8''$ (área de varilla: 1.99 cm^2)

Se coloca 4 ϕ 5/8''

➤ **Acero longitudinal inferior**

Figura 3.26. Tensión anular inferior en la viga anillo.



$$f'c = 280 \frac{kgf}{cm^2}, \quad f'y = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$$

$F_{11} = 21.4138 \text{ Tonf/m} \dots \dots \dots$ (Dato SAP2000)

$h = 50 \text{ cm} , b = 50 \text{ cm} , r = 4 \text{ cm} , d = 46 \text{ cm}$

Área de acero:

$$A_s = \frac{F}{\phi \cdot f'y}, \quad \phi = 0.9 \text{ (Coeficiente para estructuras a tracción)}$$

$$A_s = \frac{21413.8 \text{ kgf}}{0.9(4200 \frac{kgf}{cm^2})} = 5.67 \text{ cm}^2$$

Área del acero mínimo, según el ACI 318s – 14, se toma el mayor de:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s \text{ mín} = 0.8 \frac{\sqrt{f'c}}{f'y} \cdot b \cdot d = 0.8 \frac{\sqrt{280}}{4200} (50)(46) = 7.33 \text{ cm}^2 \\ A_s \text{ mín} = \frac{14}{f'y} \cdot b \cdot d = \frac{14}{4200} (50)(46) = 7.67 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

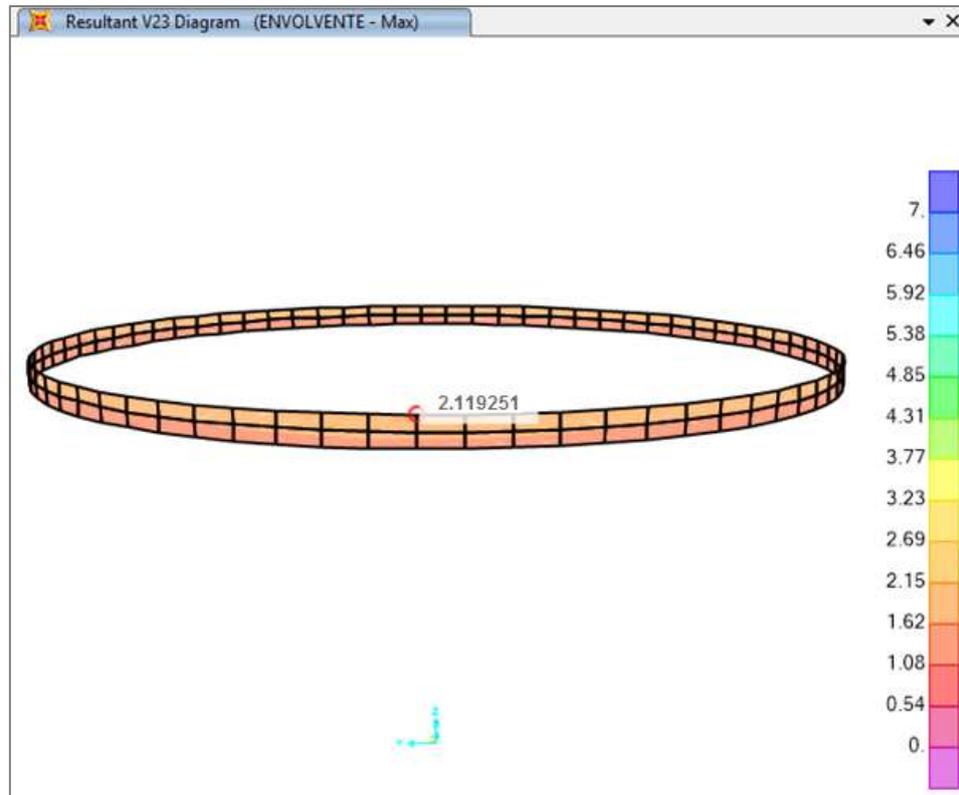
$A_s \text{ mín} = 7.67 \text{ cm}^2$ (se trabaja con este mínimo por ser mayor)

Se utiliza acero de: $\phi = 5/8''$ (área de varilla: 1.99 cm^2)

Se coloca 4 ϕ 5/8''

➤ **Acero por cortante en la viga anillo**

Figura 3.27. Cortante en la viga anillo.



Se trabajó con el cortante positivo por ser mayor que el negativo, según el ACI 318s – 14:

$$V_{23} = 2.119 \text{ Tonf/m} \dots \dots \dots (\text{Dato SAP2000})$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 20.398 \text{ Tonf}$$

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d = 80.821 \text{ Tonf}$$

$$V_n = V_s + V_c = 101.219 \text{ Tonf}$$

$$V_u < \phi V_n, \quad \phi = 0.75 \text{ para diseño por corte}$$

$$2.119 \text{ Tonf} < 0.75(101.219 \text{ Tonf})$$

$$2.119 \text{ Tonf} < 75.914 \text{ Tonf} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Si $V_u < \phi \frac{V_c}{2}$, entonces no necesita refuerzo por corte:

$$2.119 \text{ Tonf} < 0.75 \cdot \frac{20.398}{2} \text{ Tonf}$$

$2.119 \text{ Tonf} < 7.649 \text{ Tonf} \dots \dots \dots \text{NO NECESITA REFUERZO POR CORTE}$

Pero para darle seguridad a la viga se colocan estribos de 3/8"

Espaciamiento de los estribos:

$$S = \frac{A_v \cdot f' \cdot y \cdot d}{V_s} = \frac{2(0.71)(4200)(46)}{80821} = 3.39 \text{ cm}$$

$$A_v = 2. (\text{área del estribo a utilizar})$$

El ACI 350 recomienda un espaciamiento máximo $S = \frac{h}{2}$ para estribos

perpendiculares al eje de la viga, para que la fisura potencial sea
atravesada por al menos una varilla de acero:

$$S = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

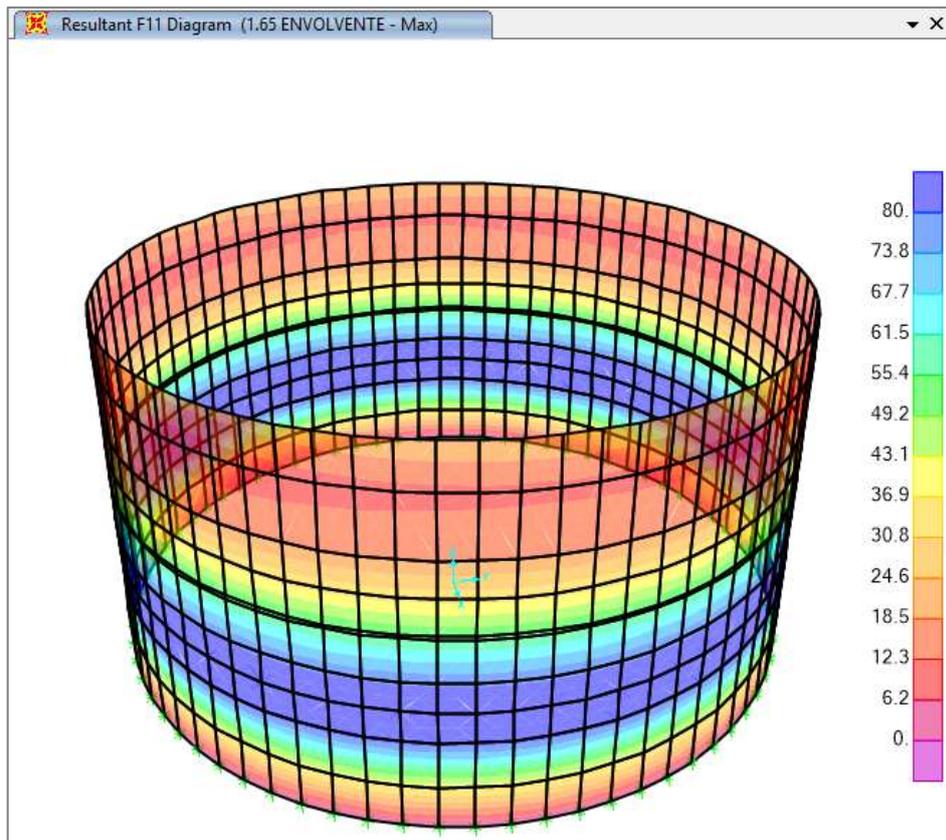
Se coloca estribos ϕ 3/8" @ 25 cm

C.3. Cálculo del acero en el muro circular

El acero en el muro circular se calcula según la norma ACI 318M – 08, capítulo 21 (Estructuras resistentes a fuerzas sísmicas).

➤ **Acero por tensión anular en la cara interna y externa (anular)**

Figura 3.28. Tensión anular en el muro circular.



$$f'c = 280 \frac{kgf}{cm^2}, \quad f'y = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$$

$F_{11} = 87.971 \text{ Tonf/m} \dots \dots \dots$ (Dato SAP2000)

$h = 35 \text{ cm} , b = 100 \text{ cm} , r = 4 \text{ cm} , d = 31 \text{ cm}$

Área de acero:

$$A_s = \frac{F}{\phi \cdot f'y}$$

$$\phi = \frac{1}{1.65} = 0.61 \text{ Se recomienda este coeficiente para tracción en}$$

estructuras que están en contacto con el agua

(Comisión Nacional del Agua Potable, México 2017)

$$A_s = \frac{87971 \text{ kgf}}{0.61(4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2})} = 34.34 \text{ cm}^2$$

Área del acero mínimo:

$$\rho_{\text{mín para muros estructurales}} = 0.0025$$

$$A_s \text{ mín} = \rho_{\text{mín}} \cdot b \cdot d = 0.0025(100\text{cm})(31\text{cm}) = 7.75 \text{ cm}^2$$

Se utiliza acero de: $\emptyset = 5/8"$ (área de varilla: 1.99cm^2)

Espaciamiento:

$$S = \frac{A_v \cdot 100}{A_s} = \frac{1.99(100)}{34.34} = 5.79 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 20\text{cm}$$

Se tienen los siguientes espaciamentos:

$S = 10 \text{ cm}$, hasta la mitad de la altura del muro.

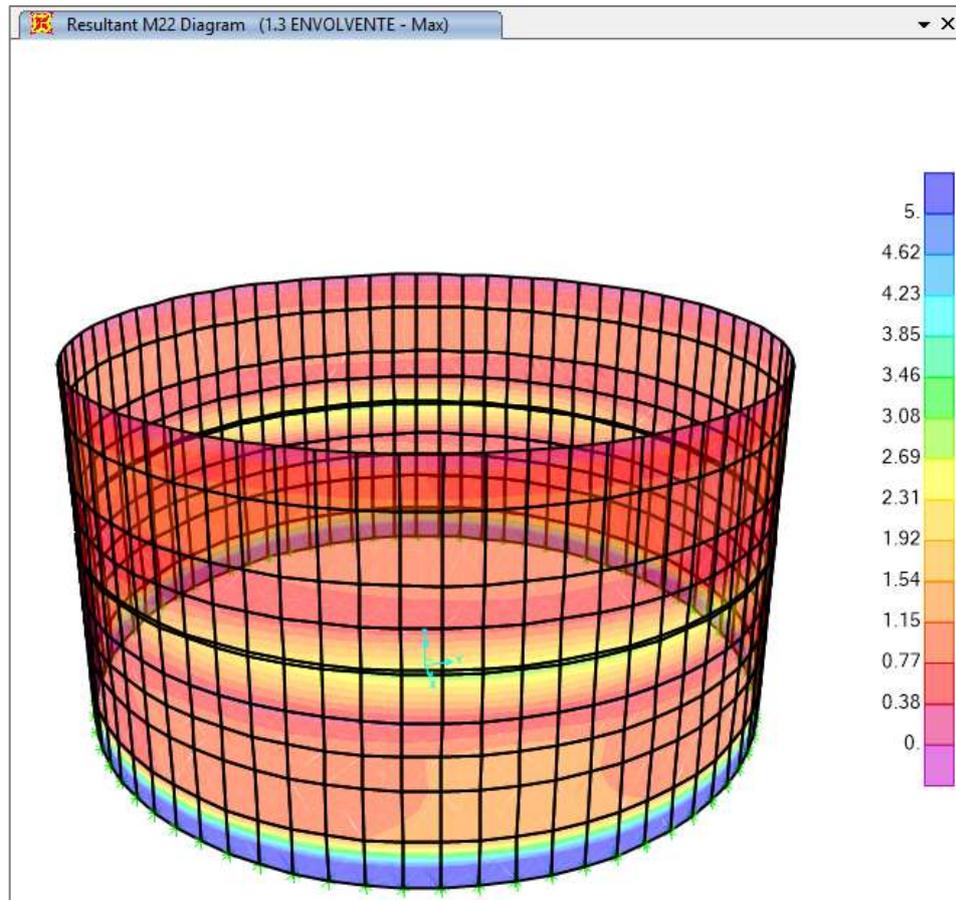
$S = 12.5 \text{ cm}$, hasta las $\frac{2}{3}$ partes de la altura del muro.

$S = 20 \text{ cm}$, hasta el total de la altura del muro.

Se coloca $\emptyset 5/8"$ @ 10; 12.5; 20 cm. En 2 capas

➤ **Acero por momento flexionante, cara interna y externa (vertical)**

Figura 3.29. Momento flexionante en el muro circular.



$$f'c = 280 \frac{kgf}{cm^2}, \quad f'y = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$M22 = 8.435 \text{ Tonf-m/m} \dots \dots \dots (\text{Dato SAP2000})$$

$$h = 35 \text{ cm}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad r = 4 \text{ cm}, \quad d = 31 \text{ cm}$$

$$Es = 2100000 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$Ec = 252671.33 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = 8.31119$$

Método del estado agrietado:

$$Fs = 0.6f'y = 0.6(4200) = 2520 \text{ kgf/cm}^2$$

$$Fc = 0.45f'c = 0.45(280) = 126 \text{ kgf/cm}^2$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{F_s}{n.F_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2520}{8.31119(126)}} = 0.2936$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.2936}{3} = 0.9021$$

Área de acero:

$$A_s = \frac{M}{F_s.j.d} = \frac{843500 \text{ kgf-cm}}{2520 \text{ kgf/cm}^2(0.9021)(31 \text{ cm})} = \mathbf{11.97 \text{ cm}^2}$$

Área del acero mínimo:

$\rho_{\text{mín}} \text{ vertical para muros estructurales en flexión} = 0.0015$

$$A_s \text{ mín} = \rho_{\text{mín}}.b.d = 0.0015(100 \text{ cm})(31 \text{ cm}) = \mathbf{4.65 \text{ cm}^2}$$

Se utiliza acero de: $\phi = 1/2''$ (área de varilla: 1.27 cm^2)

Espaciamiento:

$S_{\text{recomendado}} = 35 \text{ cm}$

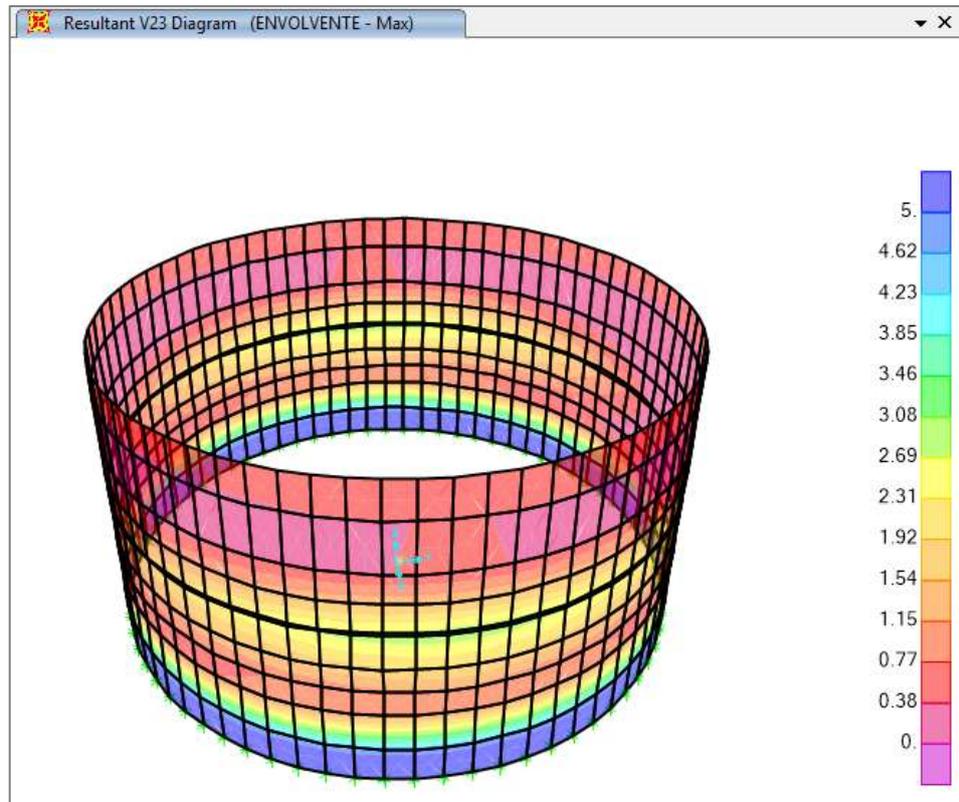
$$S = \frac{A_v.100}{A_s} = \frac{1.27(100)}{11.97} = 10.61 \text{ cm}$$

Espaciamiento adoptado: $S = \mathbf{20 \text{ cm}}$

Se coloca $\phi 1/2'' @ 20 \text{ cm}$. En 2 capas

➤ **Acero por cortante en el muro circular**

Figura 3.30. Cortante en el muro circular.



$$V_{23} = 7.480 \text{ Tonf/m} \dots \dots \dots (\text{Dato SAP2000})$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 27.493 \text{ Tonf}$$

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 108.933 \text{ Tonf}$$

$$V_n = V_s + V_c = 136.426 \text{ Tonf}$$

$$V_u < \phi V_n, \quad \phi = 0.75 \text{ para diseño por corte}$$

$$7.480 \text{ Tonf} < 0.75(136.426 \text{ Tonf})$$

$$7.480 \text{ Tonf} < 102.32 \text{ Tonf} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Si $V_u < \phi \frac{V_c}{2}$, entonces no necesita refuerzo por corte:

$$7.480 \text{ Tonf} < 0.75 \cdot \frac{27.493}{2} \text{ Tonf}$$

$$7.480 \text{ Tonf} < 10.310 \text{ Tonf} \dots \text{NO NECESITA REFUERZO POR CORTE}$$

C.4. Cálculo del acero en la subestructura

C.4.1. Acero en la losa de fundación

El diseño del acero en la losa de fundación se realiza según el ACI 318M – 08, capítulo 19 cáscaras y losas plegadas.

➤ Verificación de los esfuerzos admisibles del suelo

La losa tiene un espesor de 40 cm

Según estudio de mecánica de suelos: $\sigma_{adm} = 0.57 \frac{kgf}{cm^2}$

Carga muerta: $Peso Propio = 0.4 m \left(2400 \frac{kgf}{m^3} \right) = 960 \frac{kgf}{m^2} = 0.96 \frac{Tonf}{m^2}$

$$Piso terminado = 0.1 \frac{Tonf}{m^2}$$

$$Carga muerta total = 1.06 \frac{Tonf}{m^2}$$

Carga viva: $Carga viva total = 0.05 \frac{Tonf}{m^2}$

Carga de agua: $7.50 \frac{Tonf}{m^2}$

Carga última factorada: $W_u = 1.4 CM + 1.7 CV + 1.4 CL \dots$ (RNE E.060)

$$W_u = 1.4 (1.06) + 1.7 (0.05) + 1.4 (7.50)$$

$$W_u = 12.069 \frac{Tonf}{m^2} = 1.21 \frac{kgf}{cm^2}$$

Luego se debe cumplir: $W_u < \sigma_{adm}$

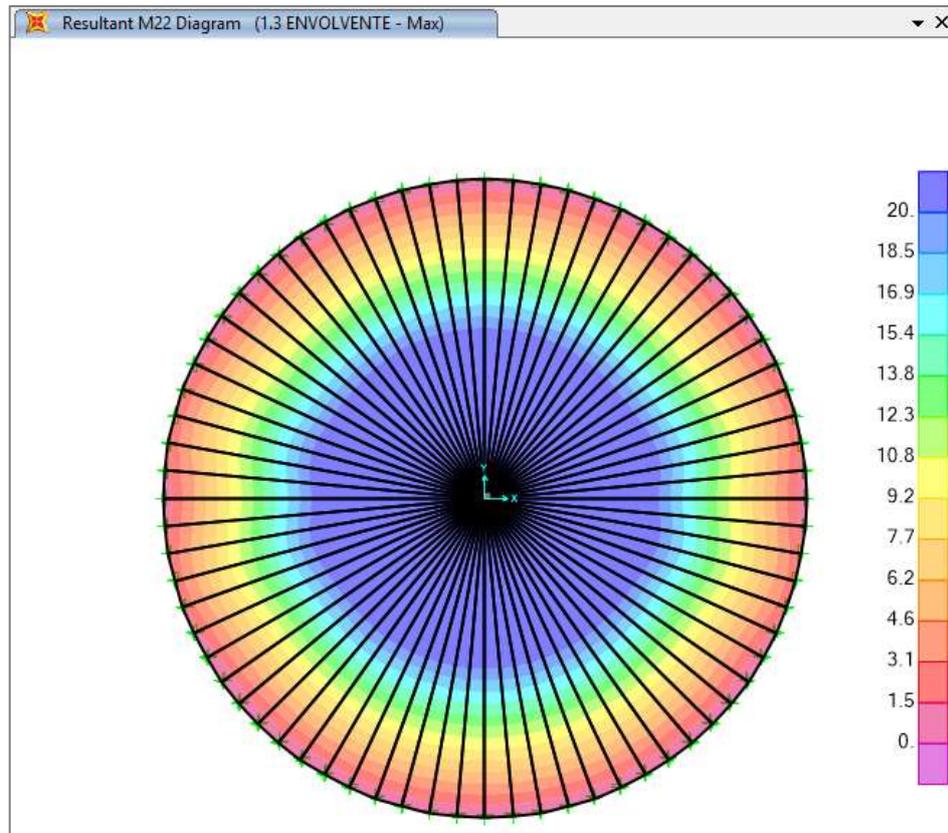
$$\text{Pero: } 1.21 \frac{kgf}{cm^2} > 0.57 \frac{kgf}{cm^2}$$

SE NECESITA REFORZAR LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

Esta recomendación se hizo efectiva considerando una profundidad de excavación de 2.20 metros, a partir de la cual se coloca una capa de over con un espesor 40 cm, luego una capa de afirmado de 30 cm, compactado hasta lograr a una capacidad portante de $2.55 \frac{kgf}{cm^2}$.

➤ **Refuerzo por momento flexionante (acero radial)**

Figura 3.31. Momento flexionante en la losa de fundación.



$$f'c = 280 \frac{kgf}{cm^2}, \quad f'y = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$M22 = 9.7107 \text{ Tonf-m/m} \dots \dots \dots (\text{Dato SAP2000})$$

$$h = 40 \text{ cm}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad r = 4 \text{ cm}, \quad d = 36 \text{ cm}$$

$$Es = 2100000 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$Ec = 252671.33 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = 8.31119$$

Método del estado agrietado:

$$Fs = 0.6f'y = 0.6(4200) = 2520 \text{ kgf/cm}^2$$

$$Fc = 0.45f'c = 0.45(280) = 126 \text{ kgf/cm}^2$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{Fs}{n.Fc}} = \frac{1}{1 + \frac{2520}{8.31119(126)}} = 0.2936$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.2936}{3} = 0.9021$$

Área de acero:

$$A_s = \frac{M}{F_s \cdot j \cdot d} = \frac{971070 \text{ kgf-cm}}{2520 \text{ kgf/cm}^2 (0.9021)(36 \text{ cm})} = \mathbf{11.87 \text{ cm}^2}$$

Área del acero mínimo:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0018$$

$$A_s \text{ mín} = \rho_{\text{mín}} \cdot b \cdot d = 0.0018(100 \text{ cm})(36 \text{ cm}) = \mathbf{6.48 \text{ cm}^2}$$

Se utiliza acero de: $\emptyset = 1/2''$ (área de varilla: 1.27 cm^2)

Espaciamiento:

$$S = \frac{A_v \cdot 100}{A_s} = \frac{1.27(100)}{11.87} = 10.70 \text{ cm}$$

Espaciamiento adoptado: $S = \mathbf{20 \text{ cm}}$

Se coloca $\emptyset 1/2'' @ 20 \text{ cm}$. En 2 capas

➤ **Acero circular superior e inferior**

En losas macizas se coloca el acero mínimo:

$$A_s \text{ mín} = \rho_{\text{mín}} \cdot b \cdot d = 0.0018(100 \text{ cm})(36 \text{ cm}) = \mathbf{6.48 \text{ cm}^2}$$

Se utiliza acero de: $\emptyset = 1/2''$ (área de varilla: 1.27 cm^2)

Espaciamiento:

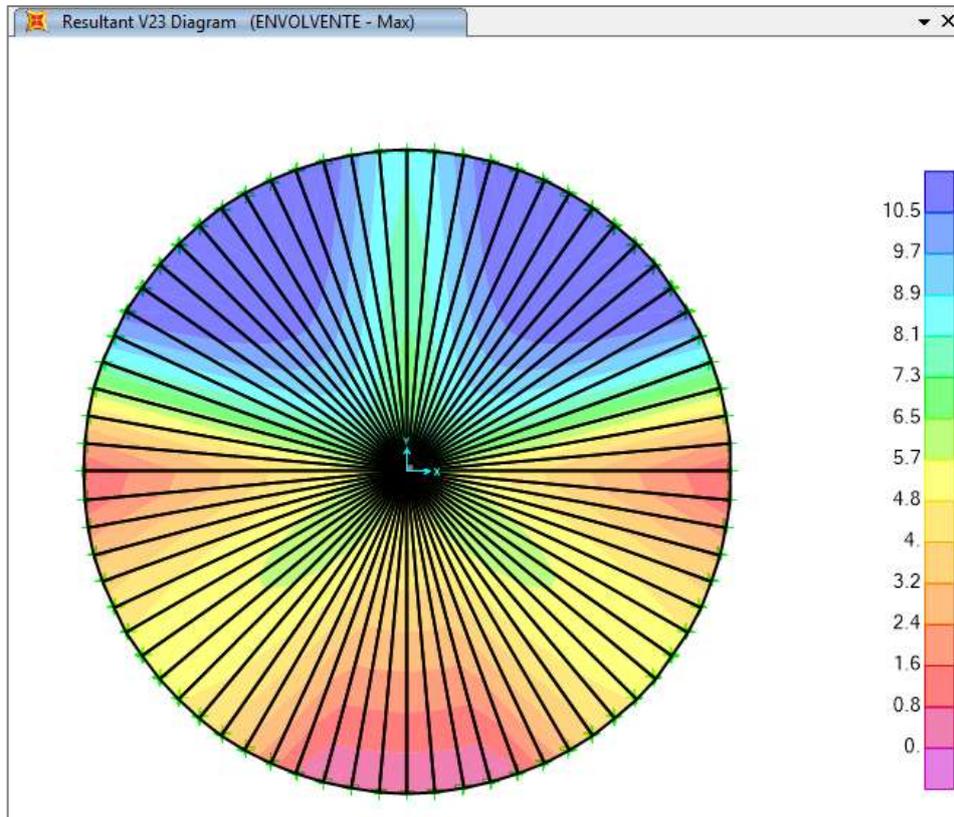
$$\left. \begin{array}{l} S = \frac{A_v \cdot 100}{A_{s \text{ mín}}} = \frac{1.27(100)}{6.48} = 19.60 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm} \\ S \leq 3 \cdot \text{espesor} = 3(40) = 120 \text{ cm} \\ S \leq 40 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Espaciamiento adoptado: $S = \mathbf{20 \text{ cm}}$

Se coloca $\emptyset 1/2'' @ 20 \text{ cm}$. En 2 capas

➤ **Acero por cortante en losa de fundación**

Figura 3.32. Cortante en la losa de fundación.



$V_{23} = 10.185 \text{ Tonf/m} \dots \dots \dots (\text{Dato SAP2000})$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 31.927 \text{ Tonf}$$

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 126.503 \text{ Tonf}$$

$$V_n = V_s + V_c = 158.430 \text{ Tonf}$$

$$V_u < \phi V_n, \quad \phi = 0.75 \text{ para diseño por corte}$$

$$10.185 \text{ Tonf} < 0.75(158.430 \text{ Tonf})$$

$$10.185 \text{ Tonf} < 118.823 \text{ Tonf} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Si $V_u < \phi \frac{V_c}{2}$, entonces no necesita refuerzo por corte:

$$10.185 \text{ Tonf} < 0.75 \cdot \frac{31.927}{2} \text{ Tonf}$$

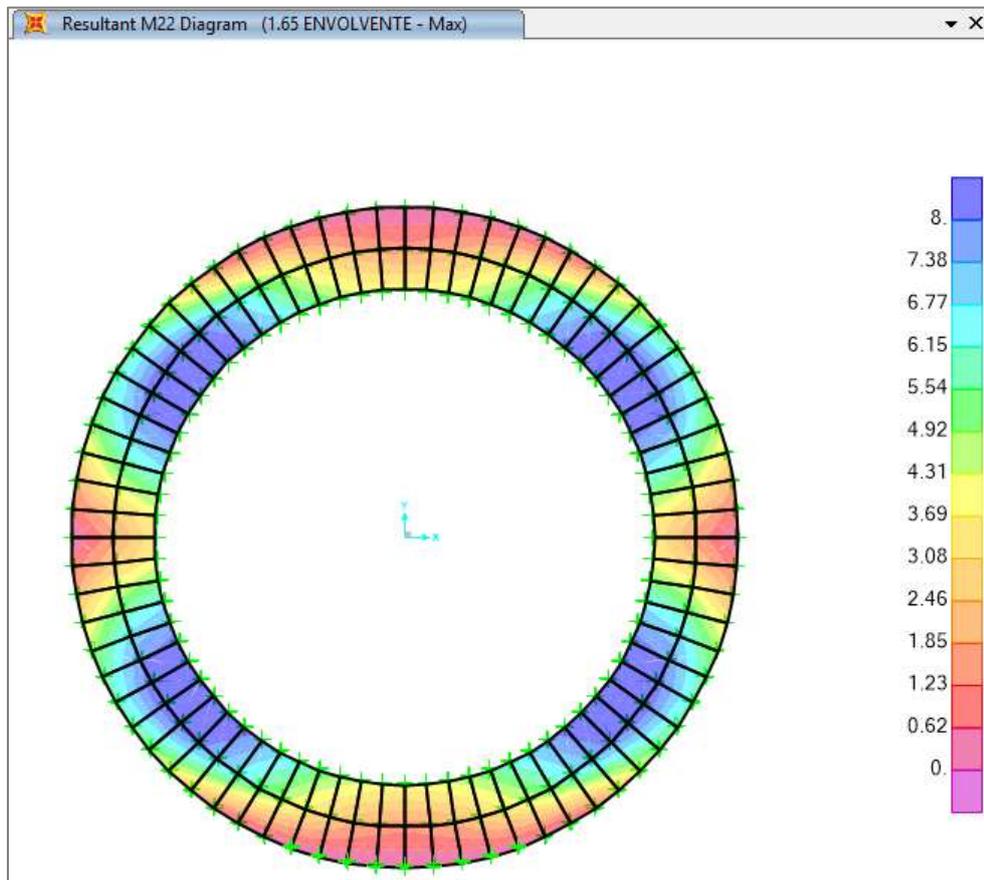
$$10.185 \text{ Tonf} < 11.973 \text{ Tonf} \dots \text{NO NECESITA REFUERZO POR CORTE}$$

C.4.2. Acero en la zapata corrida

➤ Acero por flexión

Considerando el estudio de mecánica de suelos y dada la recomendación del mejoramiento de este, se tiene una capacidad portante que llegó a $2.55 \frac{kgf}{cm^2}$, entonces se tendrá una zapata con un espesor de 1.20 m y un ancho de 1.10m, por lo tanto las dimensiones de la zapata fueron las mismas del plano original, las cuales se comprobaron en el predimensionamiento.

Figura 3.33. Flexión en la zapata corrida.



$$f'c = 280 \frac{kgf}{cm^2}, \quad f'y = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$M22 = 9.1409 \text{ Tonf-m/m} \dots \dots \dots (\text{Dato SAP2000})$$

$$h = 120 \text{ cm}, \quad b = 110 \text{ cm}, \quad r = 7.5 \text{ cm}, \quad d = 112.5 \text{ cm}$$

$$Es = 2100000 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$E_c = 252671.33 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8.31119$$

Método del estado agrietado:

$$F_s = 0.6f'_y = 0.6(4200) = 2520 \text{ kgf/cm}^2$$

$$F_c = 0.45f'_c = 0.45(280) = 126 \text{ kgf/cm}^2$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{F_s}{n \cdot F_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2520}{8.31119(126)}} = 0.2936$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.2936}{3} = 0.9021$$

Área de acero:

$$A_s = \frac{M}{F_s \cdot j \cdot d} = \frac{914090 \text{ kgf-cm}}{2520 \text{ kgf/cm}^2 (0.9021)(112.5 \text{ cm})} = 3.57 \text{ cm}^2$$

Área del acero mínimo:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0018$$

$$A_s \text{ mín} = \rho_{\text{mín}} \cdot b \cdot d = 0.0018(110 \text{ cm})(112.5 \text{ cm}) = 22.28 \text{ cm}^2$$

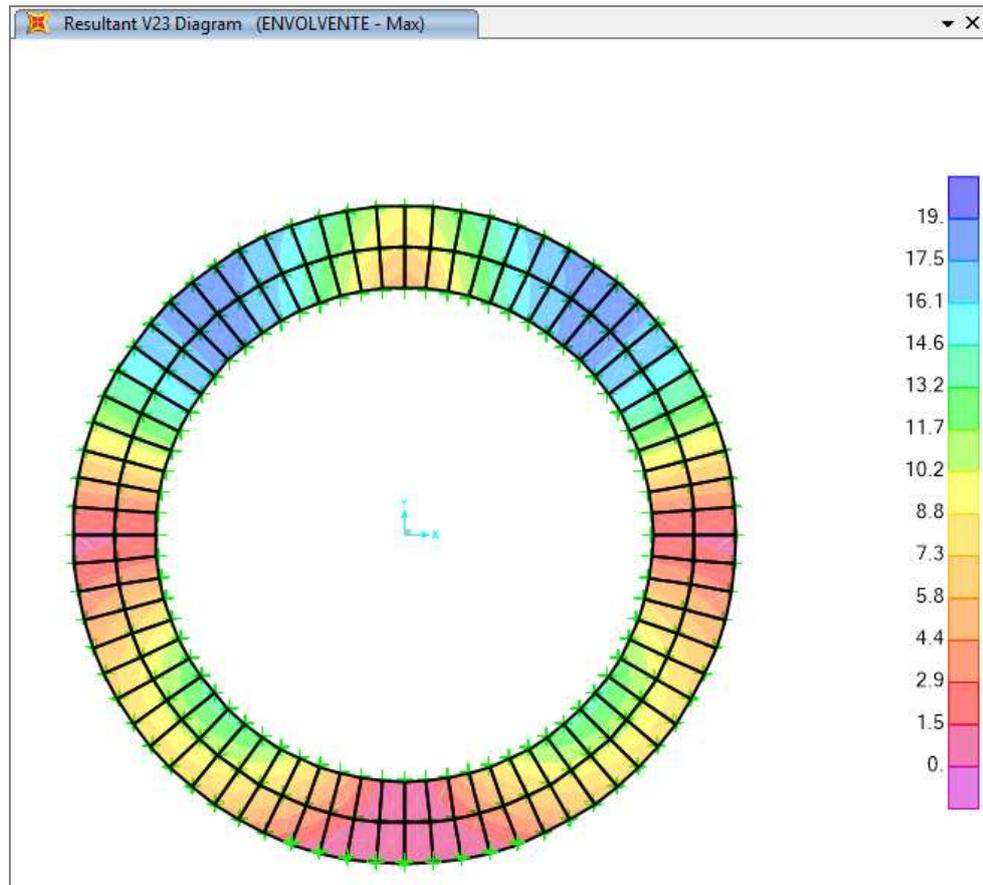
Se trabajó con el acero mínimo ya que este resultó mayor

Acero de: $\emptyset = 5/8''$ (área de varilla: 1.99 cm^2)

Se coloca 16 $\emptyset 5/8''$ En 2 capas (acero superior e inferior)

➤ **Acero por cortante en la zapata corrida**

Figura 3.34. Cortante en la zapata corrida.



$V_{23} = 18.336 \text{ Tonf/m} \dots \dots \dots (\text{Dato SAP2000})$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 109.749 \text{ Tonf}$$

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 434.854 \text{ Tonf}$$

$$V_n = V_s + V_c = 544.603 \text{ Tonf}$$

$$V_u < \phi V_n, \quad \phi = 0.75 \text{ para diseño por corte}$$

$$18.336 \text{ Tonf} < 0.75(544.603 \text{ Tonf})$$

$$18.336 \text{ Tonf} < 408.452 \text{ Tonf} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Si $V_u < \phi \frac{V_c}{2}$, entonces no necesita refuerzo por corte:

$$18.336 \text{ Tonf} < 0.75 \cdot \frac{109.749}{2} \text{ Tonf}$$

18.336 Tonf < 41.156 Tonf ... *NO NECESITA REFUERZO POR CORTE*

Pero para darle seguridad a la cimentación se colocan estribos de 3/8"

Espaciamiento de los estribos:

El ACI 350 recomienda un espaciamiento máximo $S = \frac{h}{2}$ para estribos

perpendiculares al eje de la zapata corrida:

$$S = \frac{120}{2} = 60 \text{ cm}$$

Espaciamiento adoptado: $S = 40 \text{ cm}$

Se coloca estribos $\emptyset 3/8'' @ 40 \text{ cm}$

D. Casos de agrietamiento estudiados

En el análisis sísmico de reservorios actualmente se utiliza una inercia sin agrietamiento (I_g), es por esto que en este estudio se consideraron inicialmente todas las secciones con una inercia total (100%); posteriormente esta inercia se fue reduciendo en un rango del 10% es decir un factor de 0.1, hasta llegar a un porcentaje establecido por el ACI 318 y la Norma Peruana E.060.

Tabla 3.16. Momento de inercia efectivo de cada elemento estructural.

Elemento	Momento de inercia efectivo: I_e
Muro circular	0.35 I_g
Viga anillo	0.35 I_g
Cúpula	0.25 I_g

Fuente: Normas E.060 y ACI 318-14

La cúpula se consideró como una placa sin vigas, debido a su posición en el reservorio y la función que esta cumple, ya que si bien no es plana, pero en este elemento estructural se desarrollan esfuerzos de tensión anular, cortante y momentos flexionantes. (Villafañe 2002).

Como se mencionó anteriormente, en cada prueba se disminuyó el momento de inercia en un 10%, obteniéndose la respuesta sísmica para los siguientes casos:

D.1. Agrietamiento en el muro circular

El agrietamiento en el muro fue aplicado desde un momento de inercia total hasta llegar al 35%, disminuyendo un rango del 10% en cada prueba, con excepción de la última prueba donde se disminuyó un 5%; el momento de inercia de la viga y la cúpula se consideró sin agrietamiento, teniéndose en este ítem 8 casos: del 1 al 8.

D.2. Agrietamiento en la viga anillo

En la viga anillo, el agrietamiento se aplicó desde un momento de inercia total hasta llegar al 35%, al igual que en el ítem anterior, se disminuyó en un rango del 10% en cada prueba con excepción de la última donde se le disminuyó un 5%; se consideró la inercia sin agrietamiento para el muro y la cúpula, acá se tienen 8 casos: del 9 al 16.

D.3. Agrietamiento en la cúpula

El agrietamiento en la cúpula fue aplicado desde el momento de inercia total 100%, hasta llegar al 25%, como en los dos ítems anteriores el rango de disminución fue del 10%, mientras que en la última prueba se le disminuyó el 5%; el momento de inercia para el muro y la viga se consideró sin agrietamiento, se tuvieron acá 9 casos: del 17 al 25.

D.4. Agrietamiento simultáneo

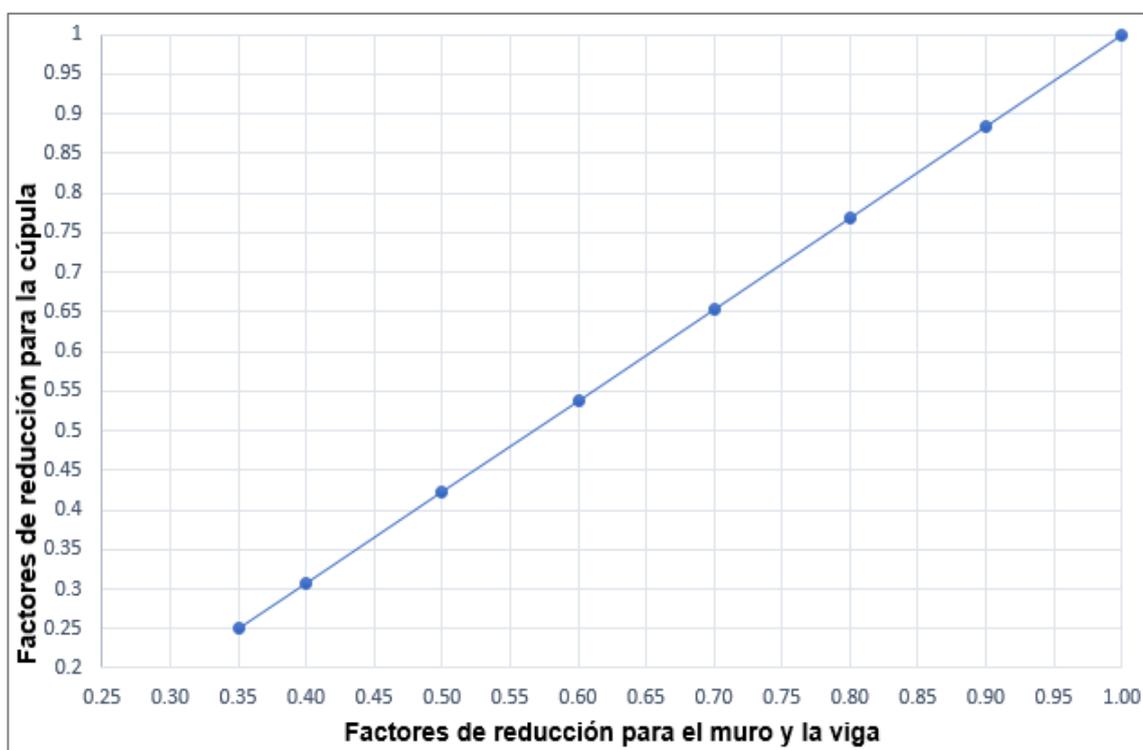
Se realizó la reducción simultánea de los momentos de inercia del muro, viga y cúpula en conjunto, de acuerdo a las Normas E.060 y ACI 318-14, tomando valores para el muro y la viga desde el 100% hasta un mínimo del 35%, mientras que en la cúpula desde el 100% hasta un mínimo del 25%, los valores intermedios se calcularon realizando una interpolación; teniéndose los 8 casos finales: del 26 al 33.

Tabla 3.17. Factores de reducción interpolados para la aplicación simultánea.

FACTORES DE REDUCCIÓN	
Muro y viga	Cúpula
1.00	1.00
0.90	0.88
0.80	0.77
0.70	0.65
0.60	0.54
0.50	0.42
0.40	0.31
0.35	0.25

Fuente: Obtenido mediante software Microsoft Excel.

Figura 3.35. Factores de reducción para la aplicación simultánea.



Fuente: Obtenido mediante software Microsoft Excel.

Los porcentajes de reducción del momento de inercia expresados como factores se muestran a continuación para cada caso:

Tabla 3.18. Factores de reducción del momento de inercia, en todos los casos.

CASOS	ESPECIFICACIÓN	FACTORES DE REDUCCIÓN		
		En el muro circular	En la viga anillo	En la cúpula
Del caso 1 al 8	Reducción de inercia en el muro circular	1.00, 0.9, 0.8, 0.7, 0.6, 0.5, 0.4, 0.35	1.00	1.00
Del caso 9 al 16	Reducción de inercia en la viga anillo	1.00	1.00, 0.9, 0.8, 0.7, 0.6, 0.5, 0.4, 0.35	1.00
Del caso 17 al 25	Reducción de inercia en la cúpula	1.00	1.00	1.00, 0.9, 0.8, 0.7, 0.6, 0.5, 0.4, 0.30, 0.25
Del caso 26 al 33	Reducción de inercia simultáneo (muro, viga y cúpula)	1.00, 0.9, 0.8, 0.7, 0.6, 0.5, 0.4, 0.35	1.00, 0.9, 0.8, 0.7, 0.6, 0.5, 0.4, 0.35	1.00, 0.88, 0.77, 0.65, 0.54, 0.42, 0.31, 0.25

Fuente: Obtenido mediante software Microsoft Excel.

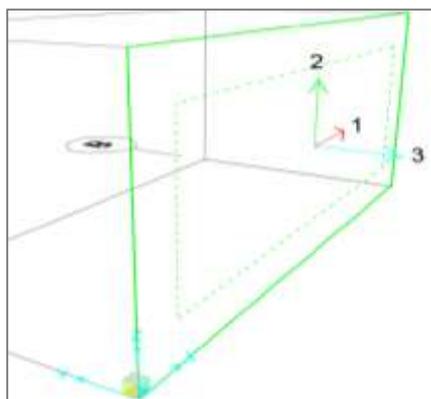
E. Incorporación del agrietamiento al modelo estructural

El agrietamiento ha sido incorporado mediante un momento de inercia agrietado de las secciones, el cual fue posible mediante la reducción porcentual utilizando los factores y los casos descritos en la tabla 3.18. En el modelo computacional mediante el programa SAP2000 v20.2.0 se modificó el momento de inercia mediante el comando Property/Stiffness Modification factors (Factores de modificación de rigidez).

E.1. Inclusión del factor de reducción del momento de inercia

El muro circular, la viga anillo y la cúpula fueron modelados mediante elementos Shell, de acuerdo a esto, un elemento de este tipo tiene los siguientes ejes locales:

Figura 3.36. Ejes locales de un elemento Shell.



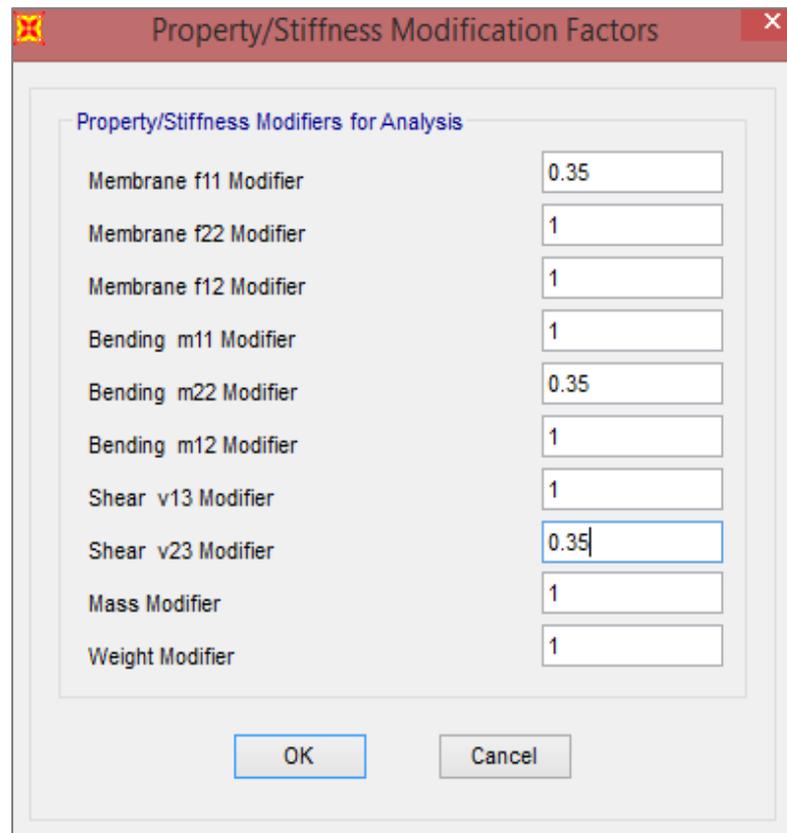
Fuente: Obtenido en base al software SAP2000 v20.2.0.

Las reducciones del momento de inercia se realizaron en las siguientes direcciones:

- Para obtener una tensión agrietada: f11
- Para obtener una flexión agrietada: m22
- Para obtener una cortante agrietada: v23

Como se muestra a continuación:

Figura 3.37. Modificación de los momentos de inercia.



Fuente: Obtenido en base al software SAP2000 v20.2.0.

3.4.6.2. Presentación de resultados

Luego de haber realizado el procedimiento descrito anteriormente, haber incorporado el agrietamiento y realizado el análisis sísmico, los resultados obtenidos se presentan en tablas y figuras donde se describe la influencia del agrietamiento en cada uno de los parámetros de la respuesta sísmica del reservorio.

A. Desplazamiento máximo

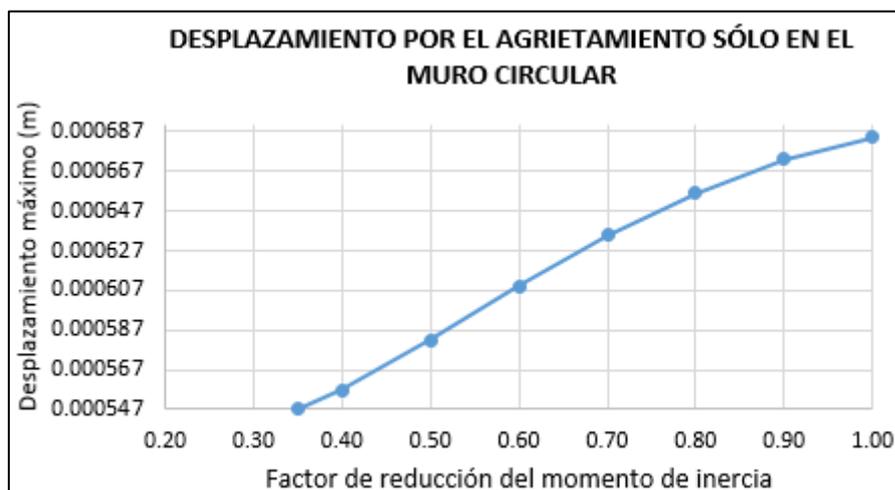
Este parámetro de la respuesta sísmica se encuentra en el extremo superior lateral del reservorio. Se muestran a continuación las curvas del desplazamiento máximo con respecto a la reducción del momento de inercia debida al agrietamiento, para cada uno de los casos estudiados:

Desplazamiento máximo por agrietamiento sólo en el muro:

Tabla 3.19. Valores del desplazamiento por agrietamiento sólo en el muro.

DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)			
CASO	Porcentaje de rigidez	Factor de reducción	Desplazamiento por el agrietamiento sólo en el muro
1	100%	1.00 I _g	0.000684
2	90%	0.90 I _g	0.000673
3	80%	0.80 I _g	0.000656
4	70%	0.70 I _g	0.000635
5	60%	0.60 I _g	0.000609
6	50%	0.50 I _g	0.000582
7	40%	0.40 I _g	0.000557
8	35%	0.35 I _g	0.000547

Figura 3.38. Desplazamiento máximo por el agrietamiento sólo en el muro.

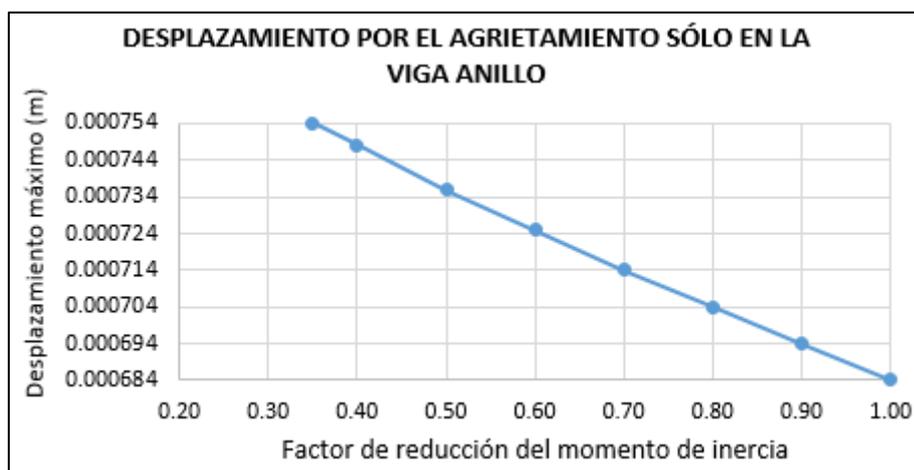


Desplazamiento máximo por agrietamiento sólo en la viga anillo:

Tabla 3.20. Valores del desplazamiento por agrietamiento sólo en la viga anillo.

DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)			
CASO	Porcentaje de rigidez	Factor de reducción	Desplazamiento por el agrietamiento sólo en la viga
9	100%	1.00 Ig	0.000684
10	90%	0.90 Ig	0.000694
11	80%	0.80 Ig	0.000704
12	70%	0.70 Ig	0.000714
13	60%	0.60 Ig	0.000725
14	50%	0.50 Ig	0.000736
15	40%	0.40 Ig	0.000748
16	35%	0.35 Ig	0.000754

Figura 3.39. Desplazamiento máximo por el agrietamiento sólo en la viga anillo.

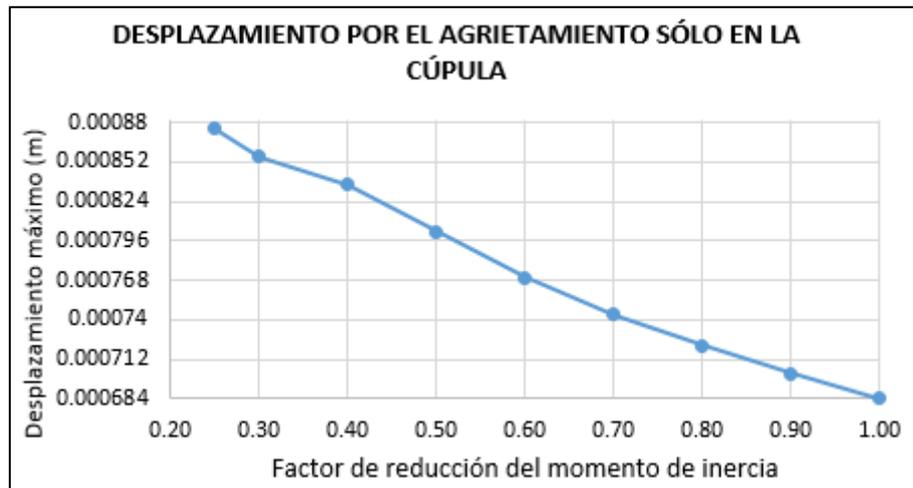


Desplazamiento máximo por agrietamiento sólo en la cúpula:

Tabla 3.21. Valores del desplazamiento por agrietamiento sólo en la cúpula.

DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)			
CASO	Porcentaje de rigidez	Factor de reducción	Desplazamiento por el agrietamiento sólo en la cúpula
17	100%	1.00 Ig	0.000684
18	90%	0.90 Ig	0.000702
19	80%	0.80 Ig	0.000722
20	70%	0.70 Ig	0.000744
21	60%	0.60 Ig	0.000770
22	50%	0.50 Ig	0.000803
23	40%	0.40 Ig	0.000836
24	30%	0.30 Ig	0.000856
25	25%	0.25 Ig	0.000876

Figura 3.40. Desplazamiento máximo por el agrietamiento sólo en la cúpula.

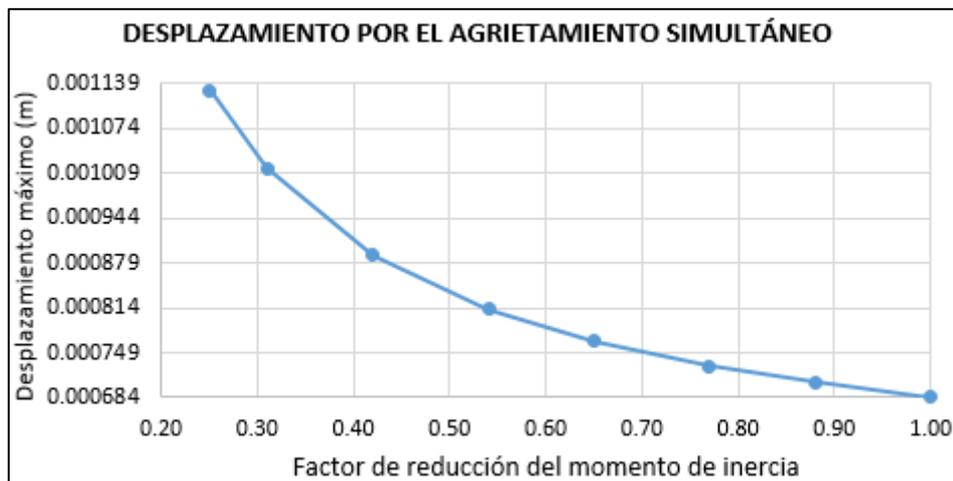


Desplazamiento máximo por agrietamiento simultáneo:

Tabla 3.22. Valores del desplazamiento por agrietamiento simultáneo.

DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)			
CASO	Factor de inercia en muro y viga	Factor de reducción en la cúpula	DESPLAZAMIENTO POR AGRIETAMIENTO SIMULTÁNEO
26	1.00 lg	1.00 lg	0.000684
27	0.90 lg	0.88 lg	0.000706
28	0.80 lg	0.77 lg	0.000730
29	0.70 lg	0.65 lg	0.000766
30	0.60 lg	0.54 lg	0.000812
31	0.50 lg	0.42 lg	0.000890
32	0.40 lg	0.31 lg	0.001016
33	0.35 lg	0.25 lg	0.001130

Figura 3.41. Desplazamiento máximo por el agrietamiento simultáneo.



Las tablas 3.19, 3.20, 3.21 y 3.22 junto con las figuras 3.38, 3.39, 3.40 y 3.41 muestran el efecto que tiene la reducción de la rigidez a causa del agrietamiento sobre el desplazamiento máximo del reservorio en la parte superior lateral, observándose que cuando sólo el muro se agrieta el desplazamiento tiene una ligera reducción, mientras que cuando sólo la viga se agrieta el desplazamiento se incrementa más perceptiblemente, cuando sólo la cúpula se agrieta el desplazamiento también se incrementa y cuando ocurre un agrietamiento en todos los elementos simultáneamente el desplazamiento incrementa su valor mucho más significativamente.

B. Cortante basal

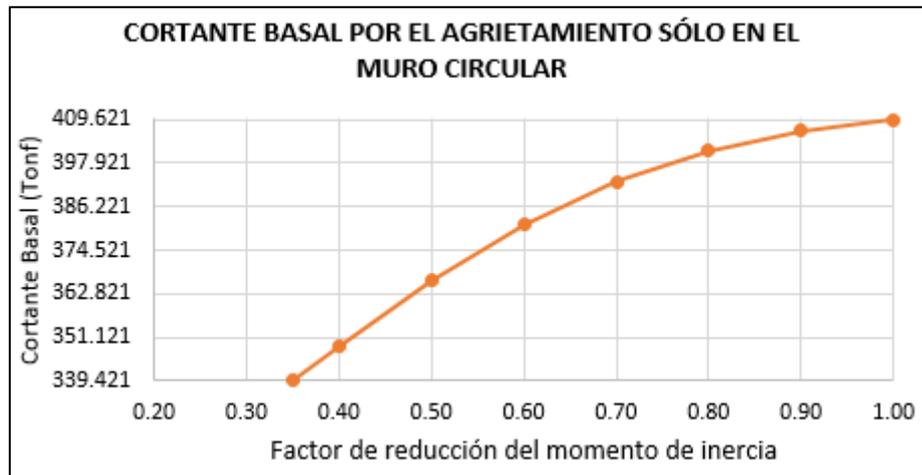
Este parámetro de la respuesta sísmica es la fuerza que la estructura tiene cuando está sujeta a fuerzas horizontales como las fuerzas sísmicas, se muestran a continuación las curvas de la cortante basal con respecto a la reducción de la rigidez.

Cortante basal por agrietamiento sólo en el muro:

Tabla 3.23. Valores de la cortante basal por agrietamiento sólo en el muro.

CORTANTE BASAL V (Tonf)			
CASO	Porcentaje de rigidez	Factor de reducción	Cortante Basal por el agrietamiento sólo en el muro
1	100%	1.00 Ig	409.601
2	90%	0.90 Ig	406.534
3	80%	0.80 Ig	401.206
4	70%	0.70 Ig	392.947
5	60%	0.60 Ig	381.500
6	50%	0.50 Ig	366.385
7	40%	0.40 Ig	348.713
8	35%	0.35 Ig	339.421

Figura 3.42. Cortante basal por el agrietamiento sólo en el muro.

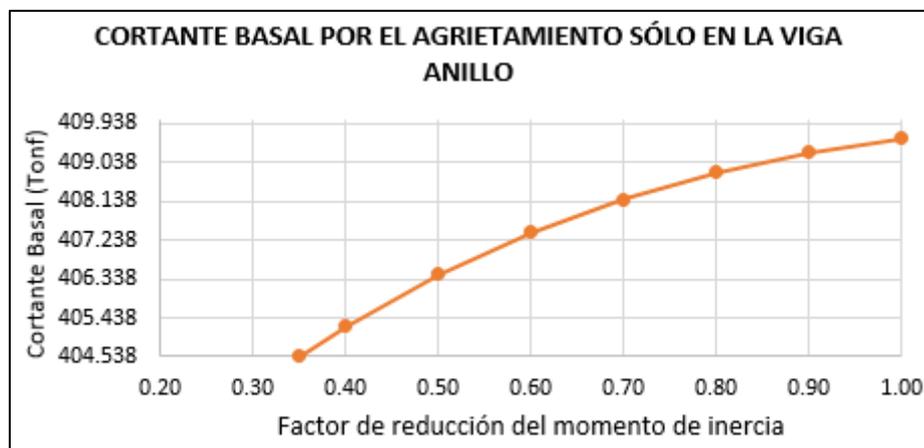


Cortante basal por agrietamiento sólo en la viga anillo:

Tabla 3.24. Valores de la cortante basal por agrietamiento sólo en la viga anillo.

CORTANTE BASAL V (Tonf)			
CASO	Porcentaje de rigidez	Factor de reducción	Cortante Basal por el agrietamiento sólo en la viga
9	100%	1.00 lg	409.601
10	90%	0.90 lg	409.262
11	80%	0.80 lg	408.799
12	70%	0.70 lg	408.192
13	60%	0.60 lg	407.417
14	50%	0.50 lg	406.445
15	40%	0.40 lg	405.241
16	35%	0.35 lg	404.538

Figura 3.43. Cortante basal por el agrietamiento sólo en la viga anillo.

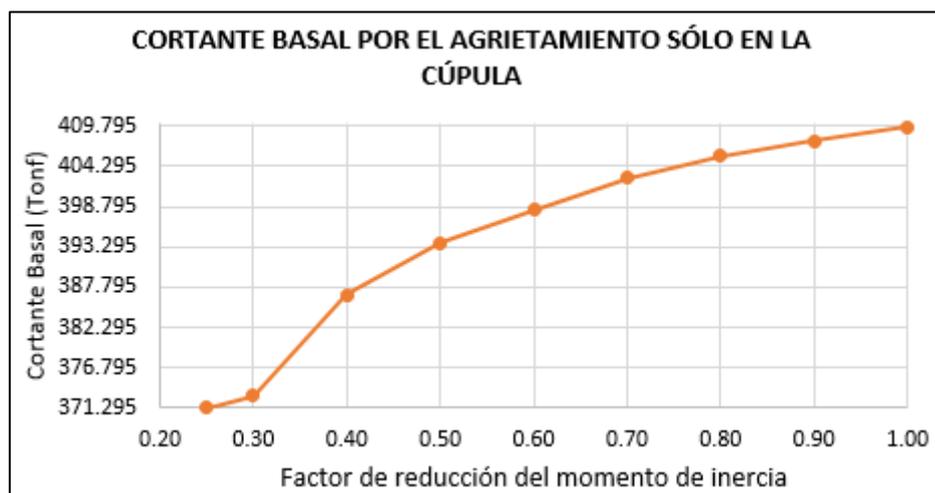


Cortante basal por agrietamiento sólo en la cúpula:

Tabla 3.25. Valores de la cortante basal por agrietamiento sólo en la cúpula.

CORTANTE BASAL V (Tonf)			
CASO	Porcentaje de rigidez	Factor de reducción	Cortante Basal por el agrietamiento sólo en la cúpula
17	100%	1.00 lg	409.601
18	90%	0.90 lg	407.721
19	80%	0.80 lg	405.704
20	70%	0.70 lg	402.698
21	60%	0.60 lg	398.289
22	50%	0.50 lg	393.777
23	40%	0.40 lg	386.698
24	30%	0.30 lg	373.044
25	25%	0.25 lg	371.295

Figura 3.44. Cortante basal por el agrietamiento sólo en la cúpula.

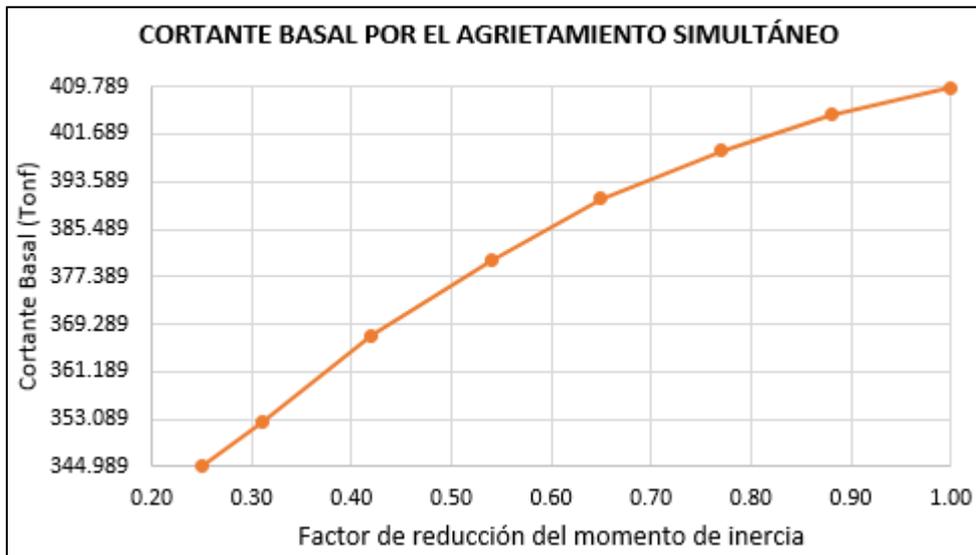


Cortante basal por agrietamiento simultáneo:

Tabla 3.26. Valores de la cortante basal por agrietamiento simultáneo.

CORTANTE BASAL V (Tonf)			
CASO	Factor de inercia en	Factor de reducción	CORTANTE BASAL POR AGRIETAMIENTO SIMULTÁNEO
26	1.00 lg	1.00 lg	409.601
27	0.90 lg	0.88 lg	404.962
28	0.80 lg	0.77 lg	398.832
29	0.70 lg	0.65 lg	390.613
30	0.60 lg	0.54 lg	380.218
31	0.50 lg	0.42 lg	367.289
32	0.40 lg	0.31 lg	352.595
33	0.35 lg	0.25 lg	344.989

Figura 3.45. Cortante basal por el agrietamiento simultáneo.



Las tablas 3.23, 3.24, 3.25, y 3.26 junto con las figuras 3.42, 3.43, 3.44 y 3.45 muestran cómo afecta el agrietamiento al cortante basal del reservorio, observándose que cuando sólo está agrietado el muro se tiene una disminución de la cortante basal, lo mismo sucede cuando solo se agrieta la viga anillo y la cúpula; en el caso del agrietamiento simultáneo de los elementos se tiene una alta reducción de la cortante basal de la estructura.

C. Periodo fundamental de vibración

Este parámetro de la respuesta sísmica es el tiempo que tarda una estructura en realizar una oscilación; el periodo fundamental es aquel de mayor duración por lo que ocasiona mayor daño a la estructura ya que origina los mayores desplazamientos.

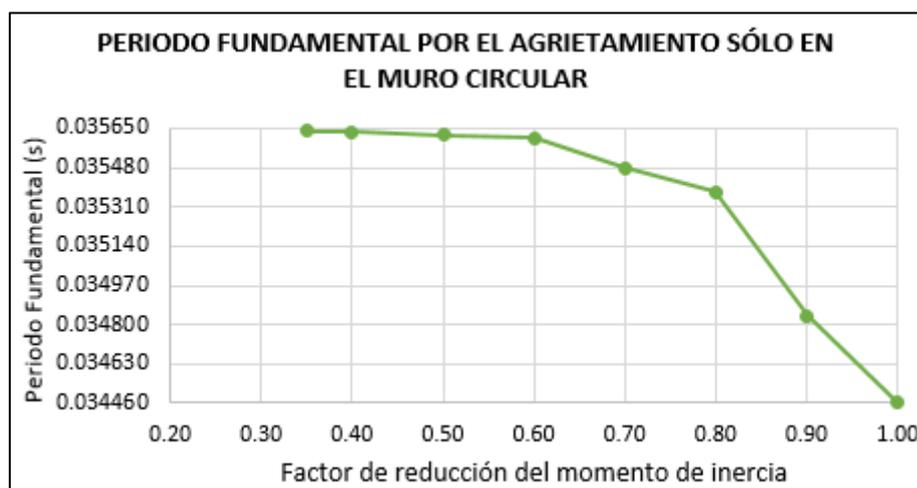
En reservorios existen dos periodos de vibración por las dos componentes del líquido contenido, el periodo fundamental de vibración que se estudió fue el impulsivo, ya que este muestra una variación considerable debido a que se encuentra junto a la estructura y por lo tanto depende también de la rigidez de esta.

Periodo fundamental de vibración por agrietamiento sólo en el muro:

Tabla 3.27. Valores del periodo fundamental por agrietamiento sólo en el muro.

PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN: T (s)			
CASO	Porcentaje de rigidez	Factor de reducción	Periodo Fundamental por el agrietamiento sólo en el muro
1	100%	1.00 Ig	0.034460
2	90%	0.90 Ig	0.034837
3	80%	0.80 Ig	0.035375
4	70%	0.70 Ig	0.035477
5	60%	0.60 Ig	0.035609
6	50%	0.50 Ig	0.035620
7	40%	0.40 Ig	0.035633
8	35%	0.35 Ig	0.035641

Figura 3.46. Periodo fundamental por el agrietamiento sólo en el muro.

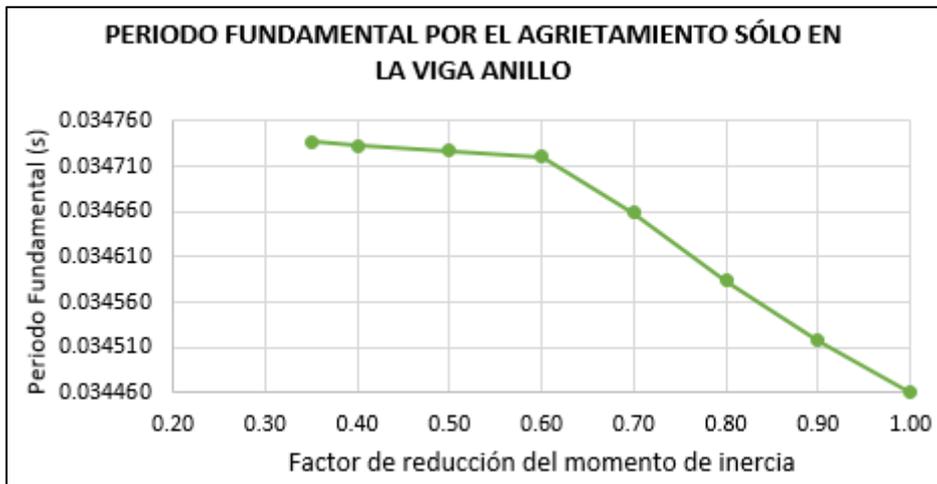


Periodo fundamental de vibración por agrietamiento sólo en la viga anillo:

Tabla 3.28. Valores del periodo fundamental por agrietamiento sólo en la viga.

PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN: T (s)			
CASO	Porcentaje de rigidez	Factor de reducción	Periodo Fundamental por el agrietamiento sólo en la viga
9	100%	1.00 Ig	0.034460
10	90%	0.90 Ig	0.034518
11	80%	0.80 Ig	0.034584
12	70%	0.70 Ig	0.034659
13	60%	0.60 Ig	0.034721
14	50%	0.50 Ig	0.034727
15	40%	0.40 Ig	0.034733
16	35%	0.35 Ig	0.034737

Figura 3.47. Periodo fundamental por el agrietamiento sólo en la viga.

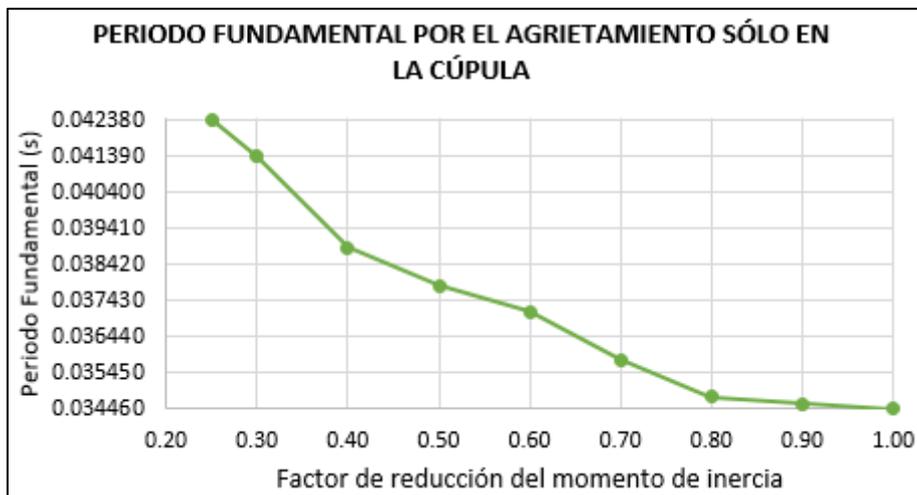


Periodo fundamental de vibración por agrietamiento sólo en la cúpula:

Tabla 3.29. Valores del periodo fundamental por agrietamiento sólo en la cúpula.

PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN: T (s)			
CASO	Porcentaje de rigidez	Factor de reducción	Periodo Fundamental por el agrietamiento sólo en la cúpula
17	100%	1.00 Ig	0.034460
18	90%	0.90 Ig	0.034610
19	80%	0.80 Ig	0.034811
20	70%	0.70 Ig	0.035809
21	60%	0.60 Ig	0.037140
22	50%	0.50 Ig	0.037852
23	40%	0.40 Ig	0.038887
24	30%	0.30 Ig	0.041384
25	25%	0.25 Ig	0.042403

Figura 3.48. Periodo fundamental por el agrietamiento sólo en la cúpula.

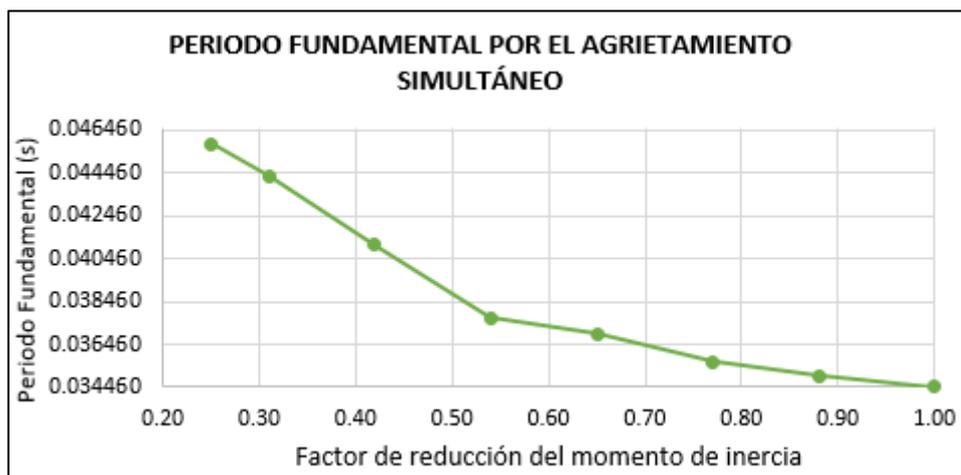


Periodo fundamental de vibración por agrietamiento simultáneo:

Tabla 3.30. Valores del periodo fundamental por agrietamiento simultáneo.

PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN: T (s)			
CASO	Factor de inercia en muro y viga	Factor de reducción en la cúpula	PERIODO POR EL AGRIETAMIENTO SIMULTÁNEO
26	1.00 Ig	1.00 Ig	0.034460
27	0.90 Ig	0.88 Ig	0.034992
28	0.80 Ig	0.77 Ig	0.035627
29	0.70 Ig	0.65 Ig	0.036941
30	0.60 Ig	0.54 Ig	0.037680
31	0.50 Ig	0.42 Ig	0.041123
32	0.40 Ig	0.31 Ig	0.044329
33	0.35 Ig	0.25 Ig	0.045838

Figura 3.49. Periodo fundamental por el agrietamiento simultáneo.



Las tablas 3.27, 3.28, 3.29 y 3.30 junto con las figuras 3.46, 3.47, 3.48 y 3.49 muestran la variación del periodo fundamental de vibración (periodo impulsivo) con respecto a la reducción de la rigidez, observándose que cuando sólo el muro se encuentra agrietado el periodo de vibración se incrementa pero en un rango muy reducido, cuando sólo la viga se agrieta el periodo también se incrementa, lo mismo sucede cuando sólo la cúpula se agrieta el periodo aumenta notoriamente y cuando todos los elementos se agrietan el periodo fundamental de vibración se incrementa muy significativamente a medida que la rigidez va disminuyendo.

D. Esfuerzo anular máximo

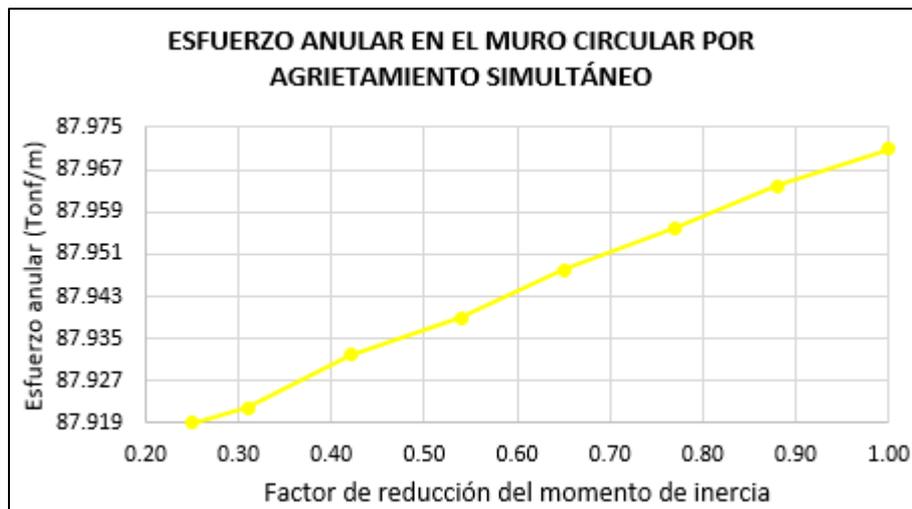
Es el esfuerzo de tensión que se produce en forma circunferencial a causa de las cargas en dicha dirección, en las figuras siguientes se observan las curvas de la variación del esfuerzo anular para cada elemento estructural originado por un agrietamiento simultáneo.

Esfuerzo anular máximo en el muro por agrietamiento simultáneo:

Tabla 3.31. Valores del esfuerzo anular en el muro por agrietamiento simultáneo.

ESFUERZO ANULAR EN EL MURO CIRCULAR (Tonf/m)			
CASO	Factor de inercia en muro y viga	Factor de reducción en la cúpula	ESFUERZO ANULAR POR AGRIETAMIENTO SIMULTÁNEO
26	1.00 lg	1.00 lg	87.971
27	0.90 lg	0.88 lg	87.964
28	0.80 lg	0.77 lg	87.956
29	0.70 lg	0.65 lg	87.948
30	0.60 lg	0.54 lg	87.939
31	0.50 lg	0.42 lg	87.932
32	0.40 lg	0.31 lg	87.922
33	0.35 lg	0.25 lg	87.919

Figura 3.50. Esfuerzo anular en el muro por agrietamiento simultáneo.

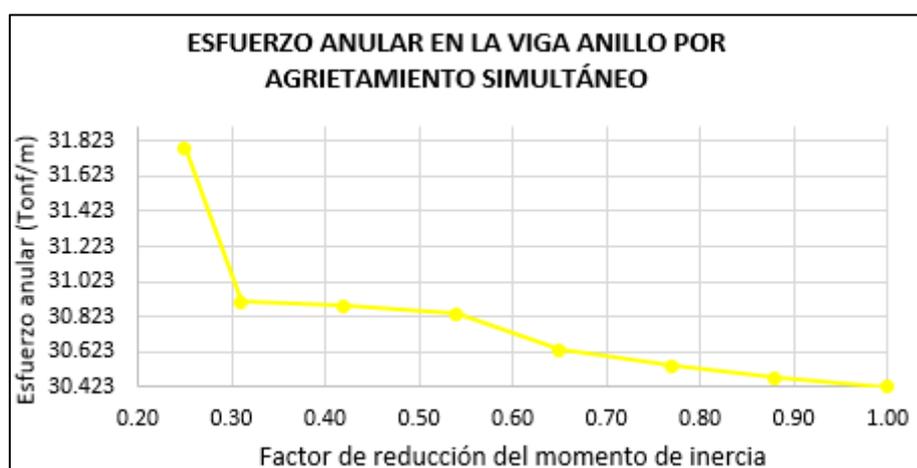


Esfuerzo anular máximo en la viga anillo por agrietamiento simultáneo:

Tabla 3.32. Valores del esfuerzo anular en la viga por agrietamiento simultáneo.

ESFUERZO ANULAR EN LA VIGA ANILLO (Tonf/m)			
CASO	Factor de inercia en muro y viga	Factor de reducción en la cúpula	ESFUERZO ANULAR POR AGRIETAMIENTO SIMULTÁNEO
26	1.00 lg	1.00 lg	30.423
27	0.90 lg	0.88 lg	30.475
28	0.80 lg	0.77 lg	30.544
29	0.70 lg	0.65 lg	30.634
30	0.60 lg	0.54 lg	30.840
31	0.50 lg	0.42 lg	30.886
32	0.40 lg	0.31 lg	30.907
33	0.35 lg	0.25 lg	31.786

Figura 3.51. Esfuerzo anular en la viga por agrietamiento simultáneo.

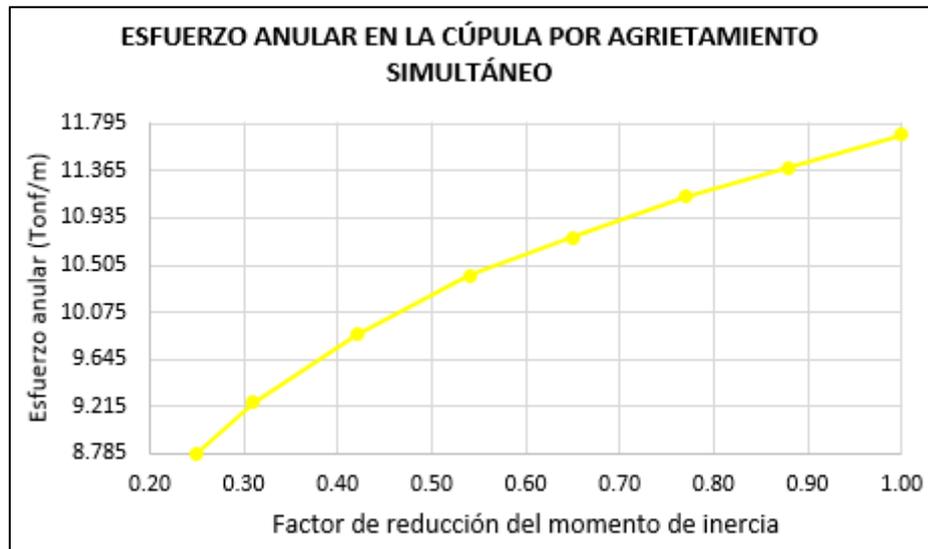


Esfuerzo anular máximo en la cúpula por agrietamiento simultáneo:

Tabla 3.33. Valores del esfuerzo anular en la cúpula por agrietamiento simultáneo.

ESFUERZO ANULAR EN LA CÚPULA (Tonf/m)			
CASO	Factor de inercia en muro y viga	Factor de reducción en la cúpula	ESFUERZO ANULAR POR AGRIETAMIENTO SIMULTÁNEO
26	1.00 lg	1.00 lg	11.694
27	0.90 lg	0.88 lg	11.396
28	0.80 lg	0.77 lg	11.126
29	0.70 lg	0.65 lg	10.761
30	0.60 lg	0.54 lg	10.407
31	0.50 lg	0.42 lg	9.876
32	0.40 lg	0.31 lg	9.257
33	0.35 lg	0.25 lg	8.785

Figura 3.52 Esfuerzo anular en la cúpula por agrietamiento simultáneo.



En las tablas 3.31, 3.32 y 3.33 junto con las figuras 3.50, 3.51 y 3.52 se muestra el efecto que tiene el agrietamiento sobre el esfuerzo anular de los elementos estructurales, donde se observa que al tener un agrietamiento simultáneo el esfuerzo anular en el muro disminuye pero casi imperceptiblemente, en la viga anillo este esfuerzo tiene un incremento y en la cúpula tiene una reducción más notoria.

E. Esfuerzo a flexión máximo

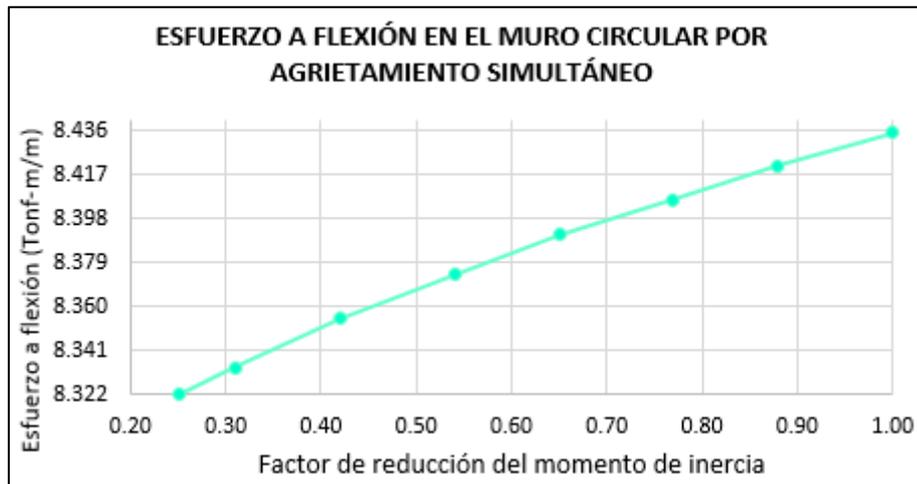
Es el esfuerzo que se genera al aplicar fuerzas perpendicularmente al eje principal del elemento, estas tienden a doblar el elemento estructural, ocasionando compresión en la parte cóncava y tracción en la parte convexa.

Esfuerzo a flexión máximo en el muro por agrietamiento simultáneo:

Tabla 3.34. Valores del esfuerzo a flexión en el muro por agrietamiento simultáneo.

ESFUERZO A FLEXIÓN EN EL MURO CIRCULAR (Tonf-m/m)			
CASO	Factor de inercia en muro y viga	Factor de reducción en la cúpula	ESF. A FLEXIÓN POR AGRIETAMIENTO SIMULTÁNEO
26	1.00 lg	1.00 lg	8.435
27	0.90 lg	0.88 lg	8.421
28	0.80 lg	0.77 lg	8.406
29	0.70 lg	0.65 lg	8.391
30	0.60 lg	0.54 lg	8.374
31	0.50 lg	0.42 lg	8.355
32	0.40 lg	0.31 lg	8.334
33	0.35 lg	0.25 lg	8.322

Figura 3.53 Esfuerzo a flexión en el muro por agrietamiento simultáneo.

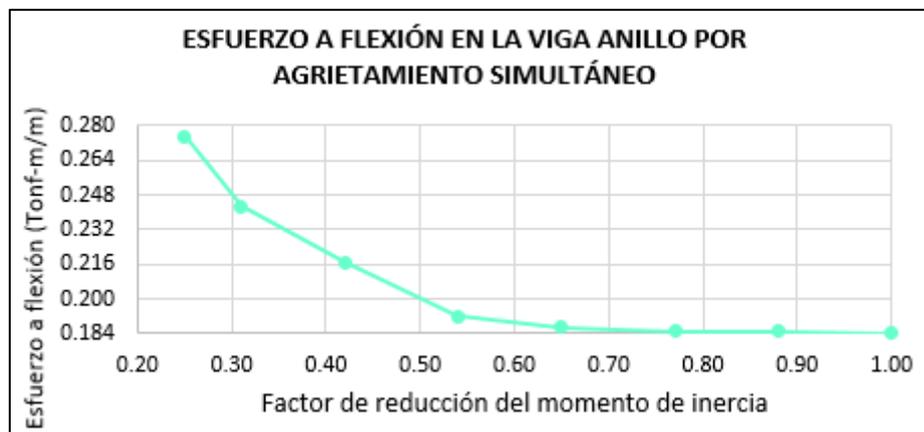


Esfuerzo a flexión máximo en la viga anillo por agrietamiento simultáneo:

Tabla 3.35. Valores del esfuerzo a flexión en la viga por agrietamiento simultáneo.

ESFUERZO A FLEXIÓN EN LA VIGA ANILLO (Tonf-m/m)			
CASO	Factor de inercia en muro y viga	Factor de reducción en la cúpula	ESF. A FLEXIÓN POR AGRIETAMIENTO SIMULTÁNEO
26	1.00 lg	1.00 lg	0.184
27	0.90 lg	0.88 lg	0.185
28	0.80 lg	0.77 lg	0.185
29	0.70 lg	0.65 lg	0.187
30	0.60 lg	0.54 lg	0.192
31	0.50 lg	0.42 lg	0.217
32	0.40 lg	0.31 lg	0.243
33	0.35 lg	0.25 lg	0.275

Figura 3.54 Esfuerzo a flexión en la viga por agrietamiento simultáneo.

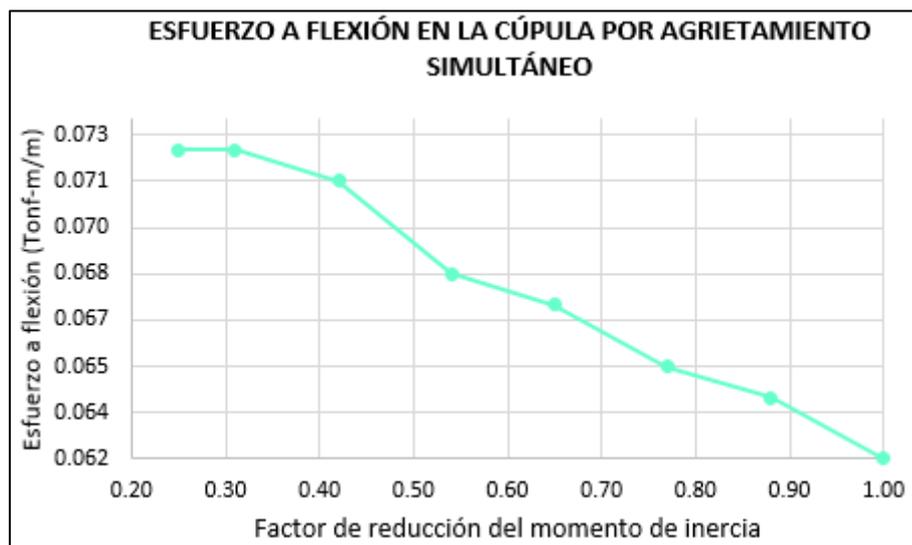


Esfuerzo a flexión máximo en la cúpula por agrietamiento simultáneo:

Tabla 3.36. Valores del esfuerzo a flexión en la cúpula por agrietamiento simultáneo.

ESFUERZO A FLEXIÓN EN LA CÚPULA (Tonf-m/m)			
CASO	Factor de inercia en muro y viga	Factor de reducción en la cúpula	ESF. A FLEXIÓN POR AGRIETAMIENTO SIMULTÁNEO
26	1.00 lg	1.00 lg	0.062
27	0.90 lg	0.88 lg	0.064
28	0.80 lg	0.77 lg	0.065
29	0.70 lg	0.65 lg	0.067
30	0.60 lg	0.54 lg	0.068
31	0.50 lg	0.42 lg	0.071
32	0.40 lg	0.31 lg	0.072
33	0.35 lg	0.25 lg	0.072

Figura 3.55 Esfuerzo a flexión en la cúpula por agrietamiento simultáneo.



Las tablas 3.34, 3.35 y 3.36 junto con las figuras 3.53, 3.54 y 3.55 muestran la variación del esfuerzo a flexión por causa del agrietamiento simultáneo, donde tenemos una disminución relativamente baja del esfuerzo a la flexión en el muro, mientras que en la viga anillo se tiene un incremento bastante notable y en la cúpula también aumenta pero en un rango menor.

F. Esfuerzo cortante máximo

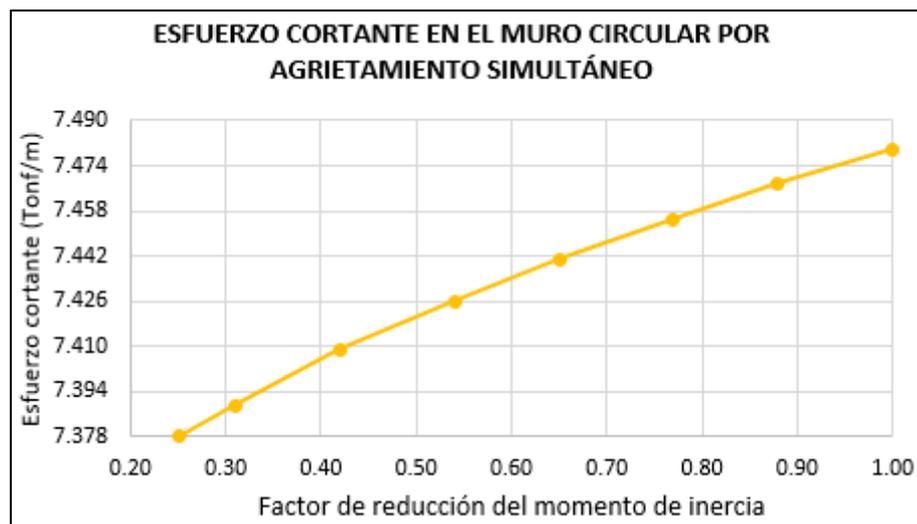
Este parámetro de respuesta sísmica es provocado por la suma de las componentes que ocasionan esfuerzos de corte en la sección, en este caso la pared del reservorio, la viga anillo y la cúpula. A continuación se muestra la influencia que ejerce el agrietamiento en el esfuerzo cortante de los elementos estructurales en estudio.

Esfuerzo cortante máximo en el muro por agrietamiento simultáneo:

Tabla 3.37. Valores del esfuerzo cortante en el muro por agrietamiento simultáneo.

ESFUERZO CORTANTE EN EL MURO CIRCULAR (Tonf/m)			
CASO	Factor de inercia en muro y viga	Factor de reducción en la cúpula	ESFUERZO CORTANTE POR AGRIETAMIENTO SIMULTÁNEO
26	1.00 Ig	1.00 Ig	7.480
27	0.90 Ig	0.88 Ig	7.468
28	0.80 Ig	0.77 Ig	7.455
29	0.70 Ig	0.65 Ig	7.441
30	0.60 Ig	0.54 Ig	7.426
31	0.50 Ig	0.42 Ig	7.409
32	0.40 Ig	0.31 Ig	7.389
33	0.35 Ig	0.25 Ig	7.378

Figura 3.56 Esfuerzo cortante en el muro por agrietamiento simultáneo.

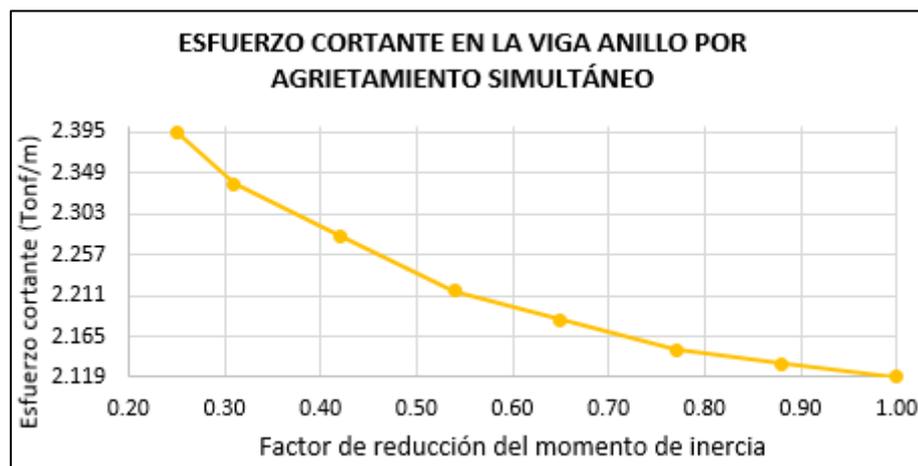


Esfuerzo cortante máximo en la viga anillo por agrietamiento simultáneo:

Tabla 3.38. Valores del esfuerzo cortante en la viga por agrietamiento simultáneo.

ESFUERZO CORTANTE EN LA VIGA ANILLO (Tonf/m)			
CASO	Factor de inercia en muro y viga	Factor de reducción en la cúpula	ESFUERZO CORTANTE POR AGRIETAMIENTO SIMULTÁNEO
26	1.00 lg	1.00 lg	2.119
27	0.90 lg	0.88 lg	2.134
28	0.80 lg	0.77 lg	2.150
29	0.70 lg	0.65 lg	2.184
30	0.60 lg	0.54 lg	2.216
31	0.50 lg	0.42 lg	2.278
32	0.40 lg	0.31 lg	2.337
33	0.35 lg	0.25 lg	2.395

Figura 3.57 Esfuerzo cortante en la viga por agrietamiento simultáneo.

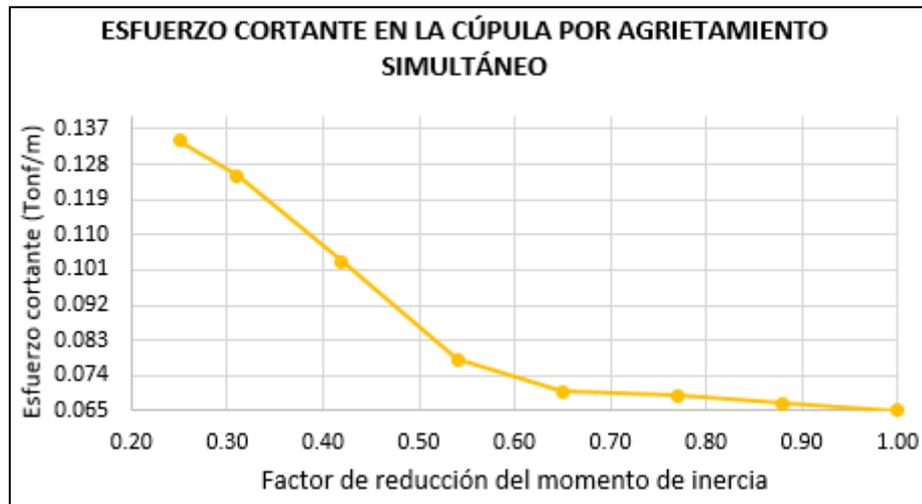


Esfuerzo cortante máximo en la cúpula por agrietamiento simultáneo:

Tabla 3.39. Valores del esfuerzo cortante en la cúpula por agrietamiento simultáneo.

ESFUERZO CORTANTE EN LA CÚPULA (Tonf/m)			
CASO	Factor de inercia en muro y viga	Factor de reducción en la cúpula	ESFUERZO CORTANTE POR AGRIETAMIENTO SIMULTÁNEO
26	1.00 lg	1.00 lg	0.065
27	0.90 lg	0.88 lg	0.067
28	0.80 lg	0.77 lg	0.069
29	0.70 lg	0.65 lg	0.070
30	0.60 lg	0.54 lg	0.078
31	0.50 lg	0.42 lg	0.103
32	0.40 lg	0.31 lg	0.125
33	0.35 lg	0.25 lg	0.134

Figura 3.58 Esfuerzo cortante en la cúpula por agrietamiento simultáneo.



Las tablas 3.37, 3.38, 3.39 junto con las figuras 3.56, 3.57 y 3.58 muestran el efecto que tiene el agrietamiento de todos los elementos simultáneamente sobre el esfuerzo cortante en cada uno de ellos, observándose que dicho esfuerzo en el muro disminuye pero muy poco, en la viga anillo tiene un incremento mayor, mientras que en la cúpula se origina un esfuerzo bastante significativo.

3.4.6.3. Síntesis de los resultados

A. Desplazamiento máximo

Tabla 3.40. Resumen del desplazamiento máximo en todos los casos estudiados.

Porcentaje de rigidez	Factor de reducción del momento de inercia	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)			
		Agrietamiento sólo en el muro circular	Agrietamiento sólo en la viga	Agrietamiento sólo en la cúpula	AGRIETAMIENTO SIMULTANEO
100%	1.00 Ig	0.000684	0.000684	0.000684	0.000684
90%	0.90 Ig	0.000673	0.000694	0.000702	0.000706
80%	0.80 Ig	0.000656	0.000704	0.000722	0.000730
70%	0.70 Ig	0.000635	0.000714	0.000744	0.000766
60%	0.60 Ig	0.000609	0.000725	0.000770	0.000812
50%	0.50 Ig	0.000582	0.000736	0.000803	0.000890
40%	0.40 Ig	0.000557	0.000748	0.000836	0.001016
35%	0.35 Ig	0.000547	0.000754	-	0.001130
30%	0.30 Ig	-	-	0.000856	-
25%	0.25 Ig	-	-	0.000876	-

B. Cortante basal

Tabla 3.41. Resumen de la cortante basal en todos los casos estudiados.

Porcentaje de rigidez	Factor de reducción del momento de inercia	CORTANTE BASAL: V (Tonf)			
		Agrietamiento sólo en el muro circular	Agrietamiento sólo en la viga	Agrietamiento sólo en la cúpula	AGRIETAMIENTO SIMULTANEO
100%	1.00 Ig	409.601	409.601	409.601	409.601
90%	0.90 Ig	406.534	409.262	407.721	404.962
80%	0.80 Ig	401.206	408.799	405.704	398.832
70%	0.70 Ig	392.947	408.192	402.698	390.613
60%	0.60 Ig	381.500	407.417	398.289	380.218
50%	0.50 Ig	366.385	406.445	393.777	367.289
40%	0.40 Ig	348.713	405.241	386.698	352.595
35%	0.35 Ig	339.421	404.538	-	344.989
30%	0.30 Ig	-	-	373.044	-
25%	0.25 Ig	-	-	371.295	-

C. Periodo fundamental de vibración

Tabla 3.42. Resumen del periodo fundamental de vibración en todos los casos.

Porcentaje de rigidez	Factor de reducción del momento de inercia	PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN: T (s)			
		Agrietamiento sólo en el muro circular	Agrietamiento sólo en la viga	Agrietamiento sólo en la cúpula	AGRIETAMIENTO SIMULTANEO
100%	1.00 Ig	0.034460	0.034460	0.034460	0.034460
90%	0.90 Ig	0.034837	0.034518	0.034610	0.034992
80%	0.80 Ig	0.035375	0.034584	0.034811	0.035627
70%	0.70 Ig	0.035477	0.034659	0.035809	0.036941
60%	0.60 Ig	0.035609	0.034721	0.037140	0.037680
50%	0.50 Ig	0.035620	0.034727	0.037852	0.041123
40%	0.40 Ig	0.035633	0.034733	0.038887	0.044329
35%	0.35 Ig	0.035641	0.034737	-	0.045838
30%	0.30 Ig	-	-	0.041384	-
25%	0.25 Ig	-	-	0.042403	-

D. Esfuerzo anular máximo

Tabla 3.43. Resumen del esfuerzo anular máximo en cada elemento estructural.

Factor de inercia en muro y viga	Factor de reducción en la cúpula	ESFUERZO ANULAR MÁXIMO (Tonf/m)		
		POR AGRIETAMIENTO SIMULTÁNEO		
		EN MURO CIRCULAR	EN VIGA ANILLO	EN CÚPULA
1.00 Ig	1.00 Ig	87.971	30.423	11.694
0.90 Ig	0.88 Ig	87.964	30.475	11.396
0.80 Ig	0.77 Ig	87.956	30.544	11.126
0.70 Ig	0.65 Ig	87.948	30.634	10.761
0.60 Ig	0.54 Ig	87.939	30.840	10.407
0.50 Ig	0.42 Ig	87.932	30.886	9.876
0.40 Ig	0.31 Ig	87.922	30.907	9.257
0.35 Ig	0.25 Ig	87.919	31.786	8.785

E. Esfuerzo a flexión máximo

Tabla 3.44. Resumen del esfuerzo a flexión máximo en cada elemento.

Factor de inercia en muro y viga	Factor de reducción en la cúpula	ESFUERZO A FLEXIÓN MÁXIMO (Tonf-m/m)		
		POR AGRIETAMIENTO SIMULTÁNEO		
		EN MURO CIRCULAR	EN VIGA ANILLO	EN CÚPULA
1.00 Ig	1.00 Ig	8.435	0.184	0.062
0.90 Ig	0.88 Ig	8.421	0.185	0.064
0.80 Ig	0.77 Ig	8.406	0.185	0.065
0.70 Ig	0.65 Ig	8.391	0.187	0.067
0.60 Ig	0.54 Ig	8.374	0.192	0.068
0.50 Ig	0.42 Ig	8.355	0.217	0.071
0.40 Ig	0.31 Ig	8.334	0.243	0.072
0.35 Ig	0.25 Ig	8.322	0.275	0.072

F. Esfuerzo cortante máximo

Tabla 3.45. Resumen del esfuerzo cortante máximo en cada elemento.

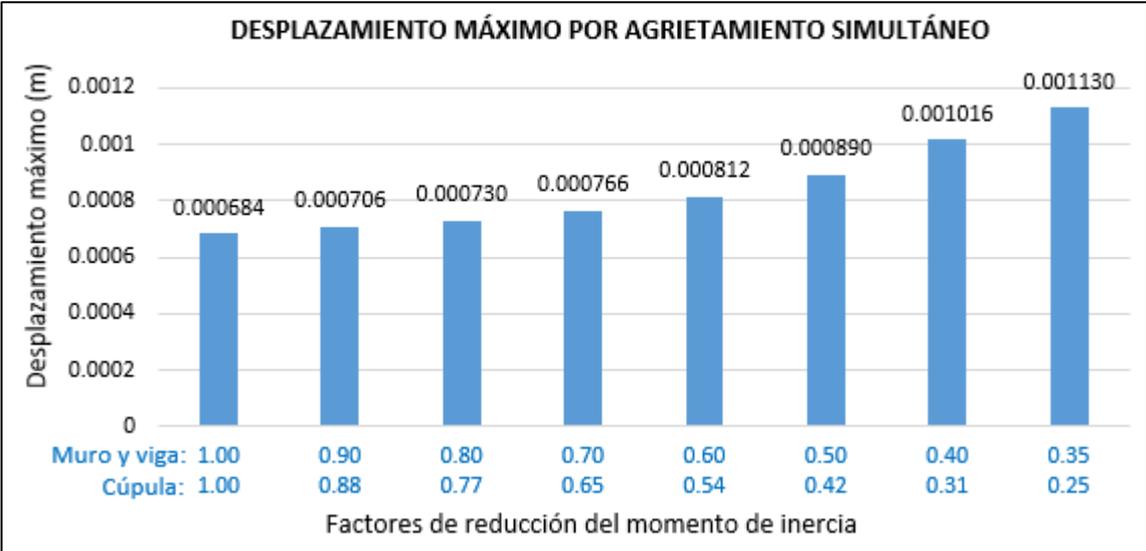
Factor de inercia en muro y viga	Factor de reducción en la cúpula	ESFUERZO CORTANTE MÁXIMO (Tonf/m)		
		POR AGRIETAMIENTO SIMULTÁNEO		
		EN MURO CIRCULAR	EN VIGA ANILLO	EN CÚPULA
1.00 Ig	1.00 Ig	7.480	2.119	0.065
0.90 Ig	0.88 Ig	7.468	2.134	0.067
0.80 Ig	0.77 Ig	7.455	2.150	0.069
0.70 Ig	0.65 Ig	7.441	2.184	0.070
0.60 Ig	0.54 Ig	7.426	2.216	0.078
0.50 Ig	0.42 Ig	7.409	2.278	0.103
0.40 Ig	0.31 Ig	7.389	2.337	0.125
0.35 Ig	0.25 Ig	7.378	2.395	0.134

3.4.6.4. Gráficos comparativos de los resultados obtenidos para los casos con agrietamiento simultáneo

Se escogió comparar los resultados de los casos con agrietamiento simultáneo, ya que en estos casos todos los elementos estructurales a la vez se encuentran agrietados y con su rigidez reducida.

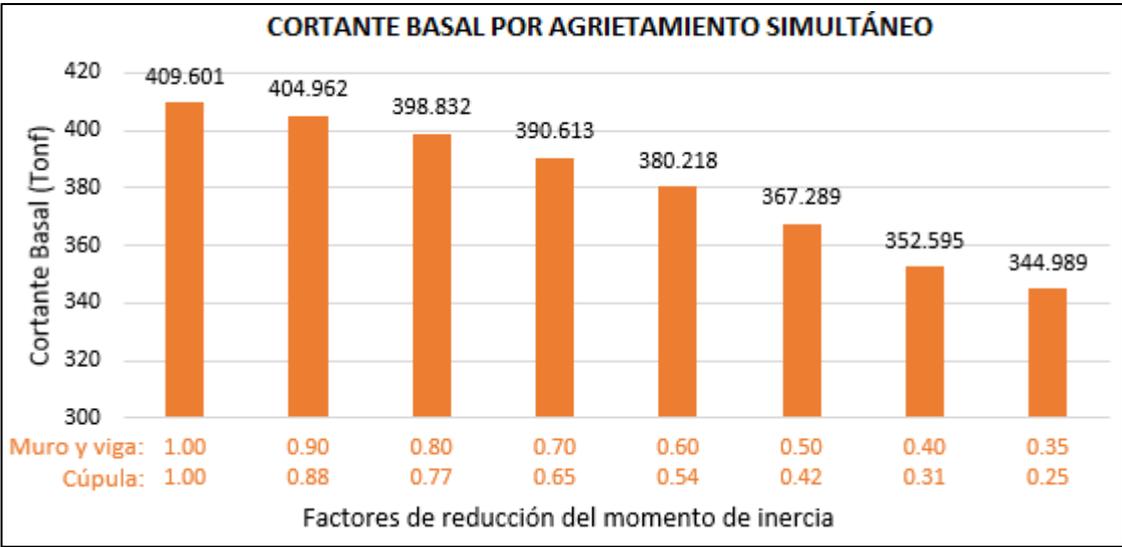
A. Desplazamiento máximo

Figura 3.59. Gráfico de los desplazamientos máximos obtenidos con el agrietamiento simultáneo de todos los elementos estructurales.



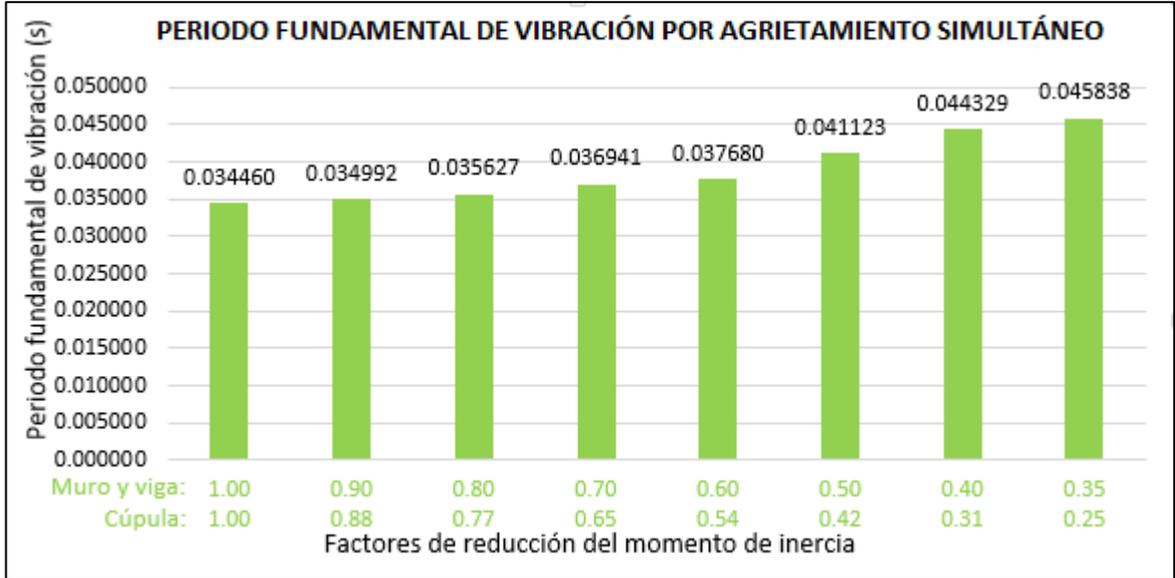
B. Cortante basal

Figura 3.60. Gráfico de las cortantes basales obtenidas con el agrietamiento simultáneo de todos los elementos estructurales.



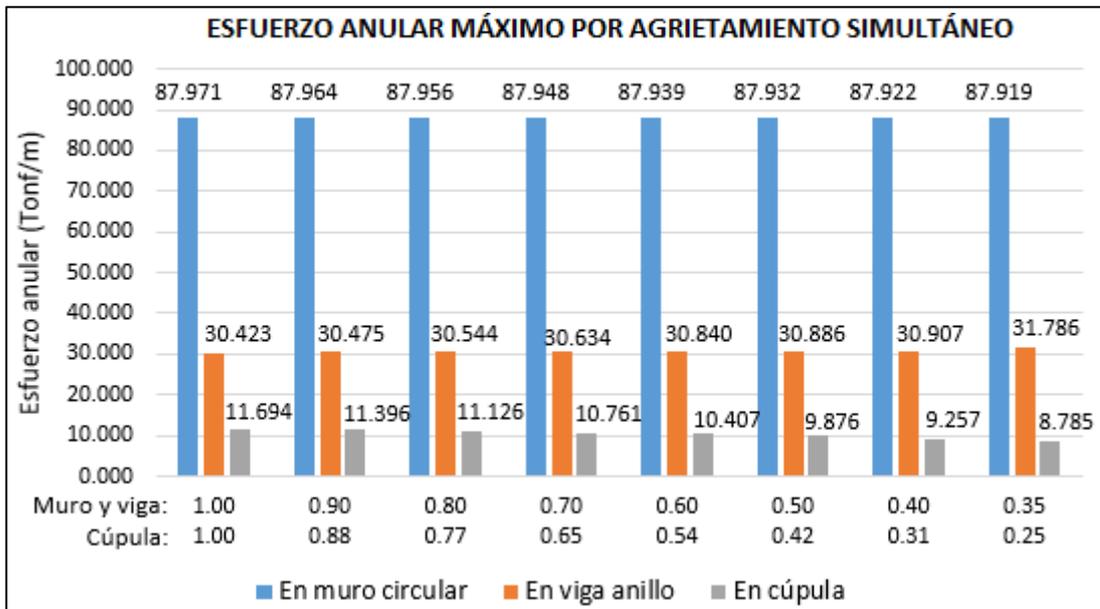
C. Periodo fundamental de vibración

Figura 3.61. Gráfico de los periodos fundamentales de vibración obtenidos con el agrietamiento simultáneo de todos los elementos estructurales.



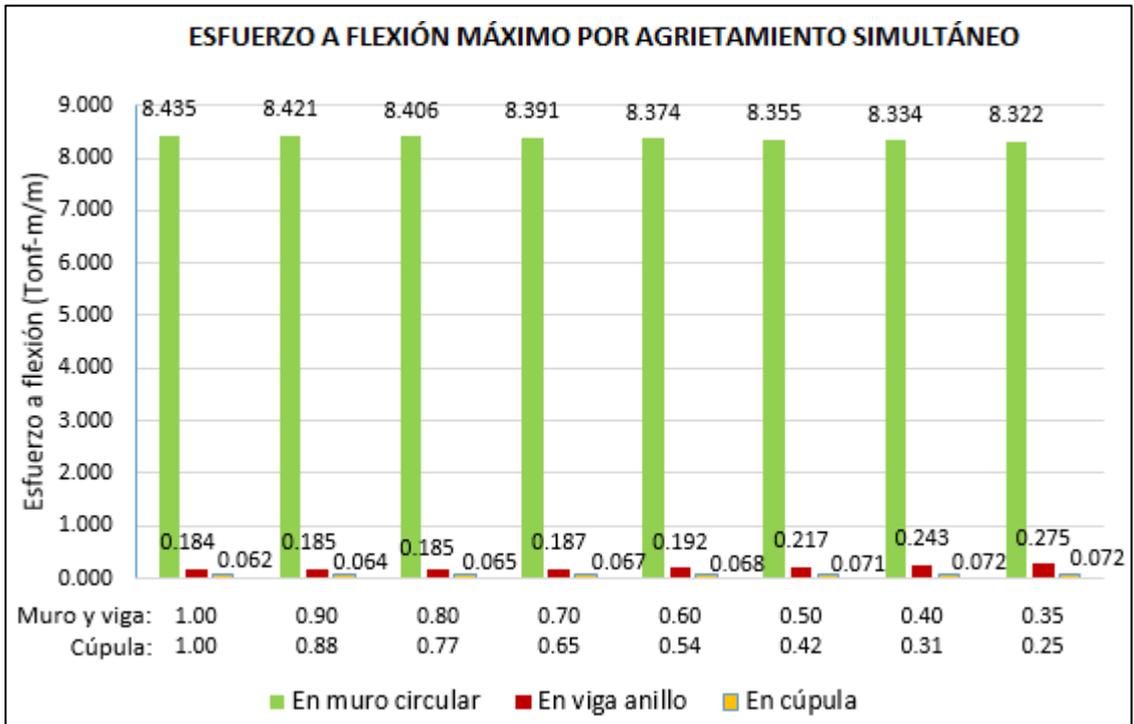
D. Esfuerzo anular máximo

Figura 3.62. Gráfico de los esfuerzos anulares máximos para cada elemento estructural obtenidos con el agrietamiento simultáneo.



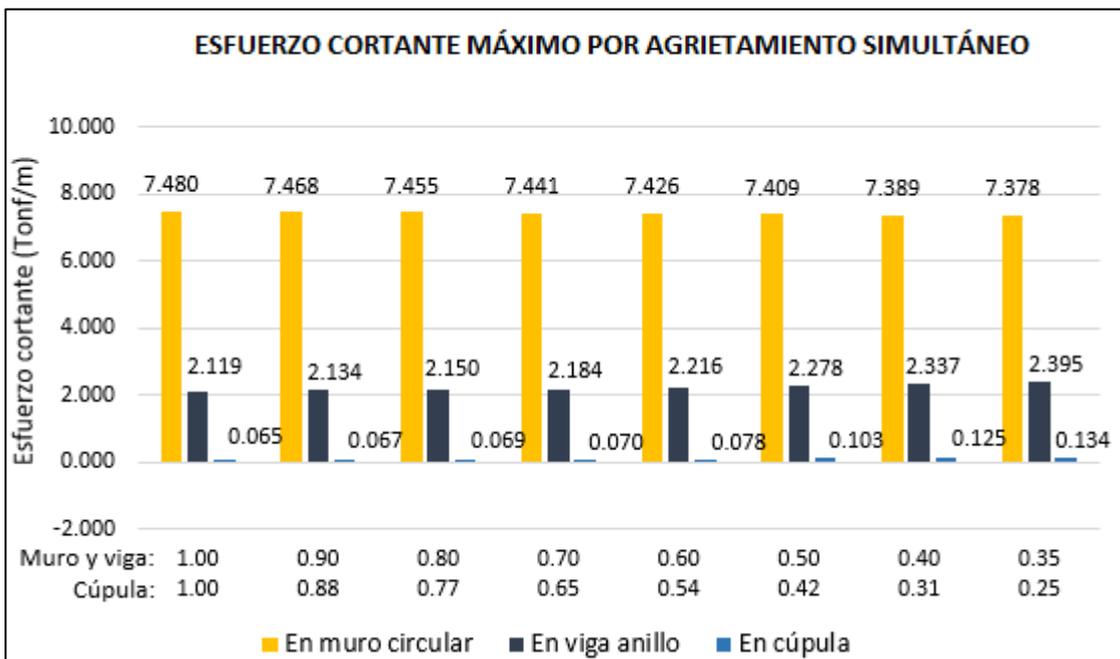
E. Esfuerzo a flexión máximo

Figura 3.63. Gráfico de los esfuerzos a flexión máximos para cada elemento estructural obtenidos con el agrietamiento simultáneo.



F. Esfuerzo cortante máximo

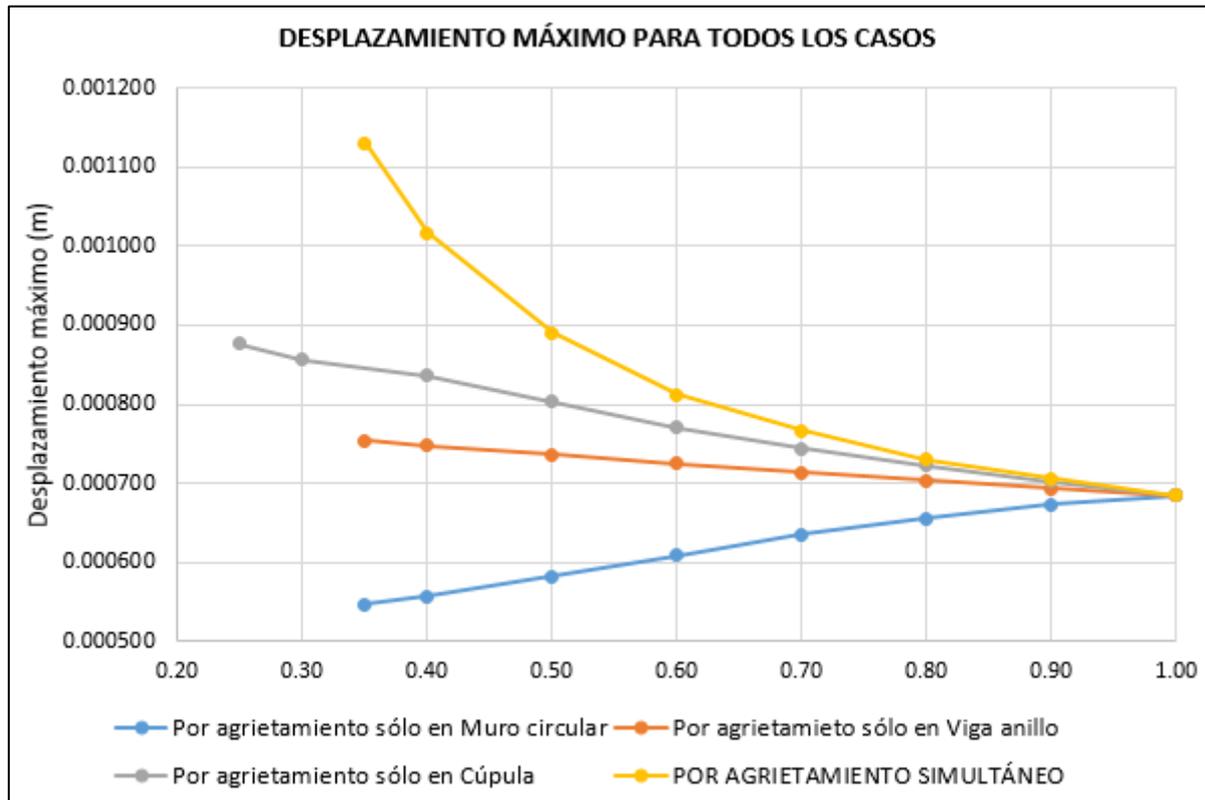
Figura 3.64. Gráfico de los esfuerzos cortantes máximos para cada elemento estructural obtenidos con el agrietamiento simultáneo.



CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. DESPLAZAMIENTO MÁXIMO

Figura 4.1. Gráfico del desplazamiento máximo para todos los casos estudiados.



En la figura 4.1 y la tabla 3.40, se muestra que el desplazamiento máximo cuando solo el muro circular se encuentra agrietado, es decir en los casos del 1 al 8; el desplazamiento disminuye de 0.000684m cuando se tiene una inercia bruta I_g , hasta 0.000547m cuando se tiene una inercia efectiva de 0.35 I_g ; es decir se tiene una reducción de 20.03% en función al modelo sin agrietar, debido a que la viga anular en la parte superior donde se mide el desplazamiento máximo y la cúpula continúan con su rigidez total restringiendo el desplazamiento lateral.

Para los casos donde la reducción de la inercia solo se ha aplicado a la viga anillo, es decir desde el caso 9 al 16; se tiene un desplazamiento que aumenta de 0.000684m con inercia bruta I_g , hasta 0.000754m con inercia efectiva de 0.35 I_g ; es decir un aumento de 10.23%, en función al modelo del reservorio con inercia total y secciones

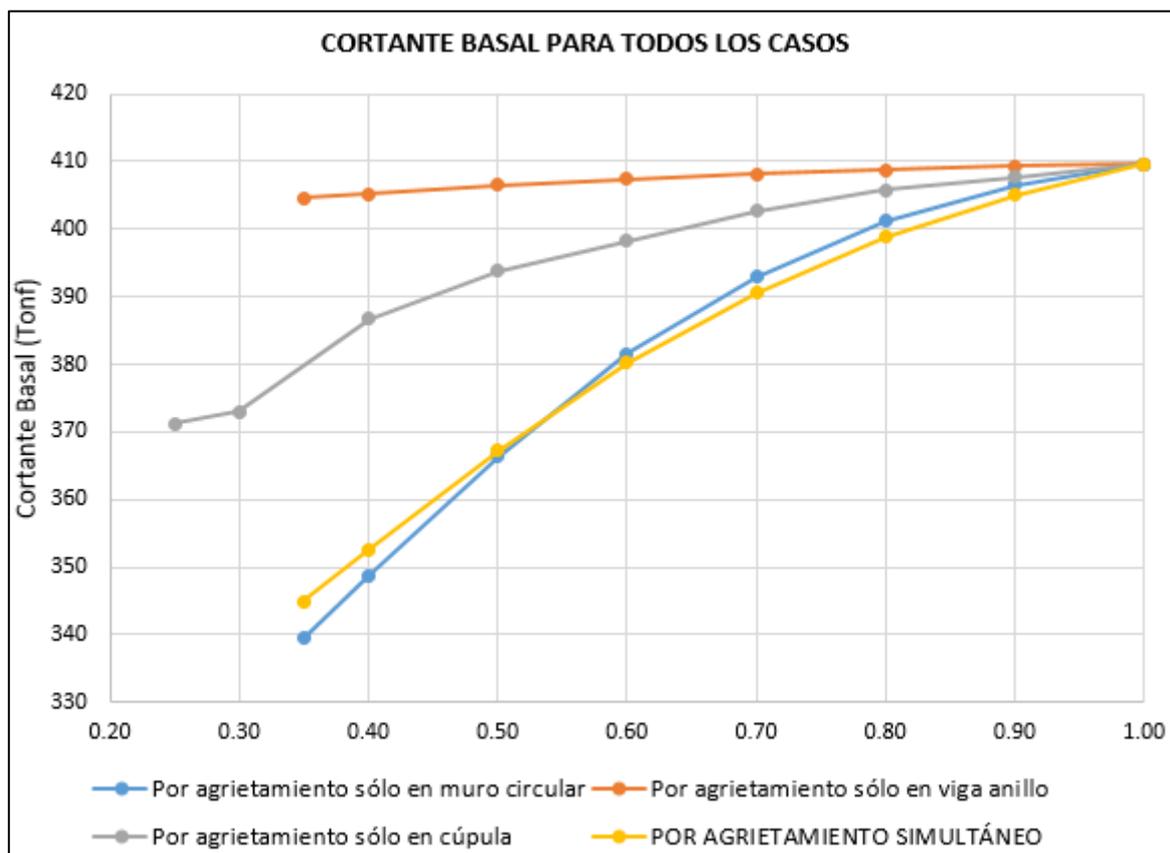
sin agrietamiento, este es un bajo porcentaje porque las dimensiones de la sección de la viga en comparación con la estructura total son relativamente pequeñas.

De igual manera cuando el agrietamiento ocurre solo en la cúpula, de acuerdo a los casos del 17 al 25; el desplazamiento va incrementándose de 0.000684m con la inercia total I_g , hasta 0.000876m con inercia reducida de 0.25 I_g ; es decir aumenta en 28.07%, este aumento porcentual es más notable por tener un mayor agrietamiento en la zona cercana a donde se produce el desplazamiento máximo.

La figura 3.59 muestra los casos del 26 al 33, considerando el agrietamiento simultáneo, el desplazamiento se incrementa de 0.000684m cuando los elementos tienen su inercia total, hasta 0.001130m cuando el muro y la viga reducen su inercia efectiva a 0.35 I_g y la cúpula a 0.25 I_g ; se observa un incremento del 65.20% con respecto al modelo inicial sin agrietamiento, este incremento es muy notorio debido a que todos los elementos estructurales se encuentran agrietados simultáneamente.

4.2. CORTANTE BASAL

Figura 4.2. Gráfico de la cortante basal para todos los casos estudiados.



La figura 4.2 y la tabla 3.41 muestran que la cortante basal cuando el agrietamiento ocurre solo en el muro, específicamente en los casos del 1 al 8, disminuye desde 409.601 Tonf cuando este tiene una inercia total I_g , hasta 339.421 Tonf cuando tal inercia se reduce a 0.35 I_g ; porcentualmente la cortante basal se reduce en un 17.13% por haber disminuido la rigidez del elemento que está en contacto con la base del reservorio.

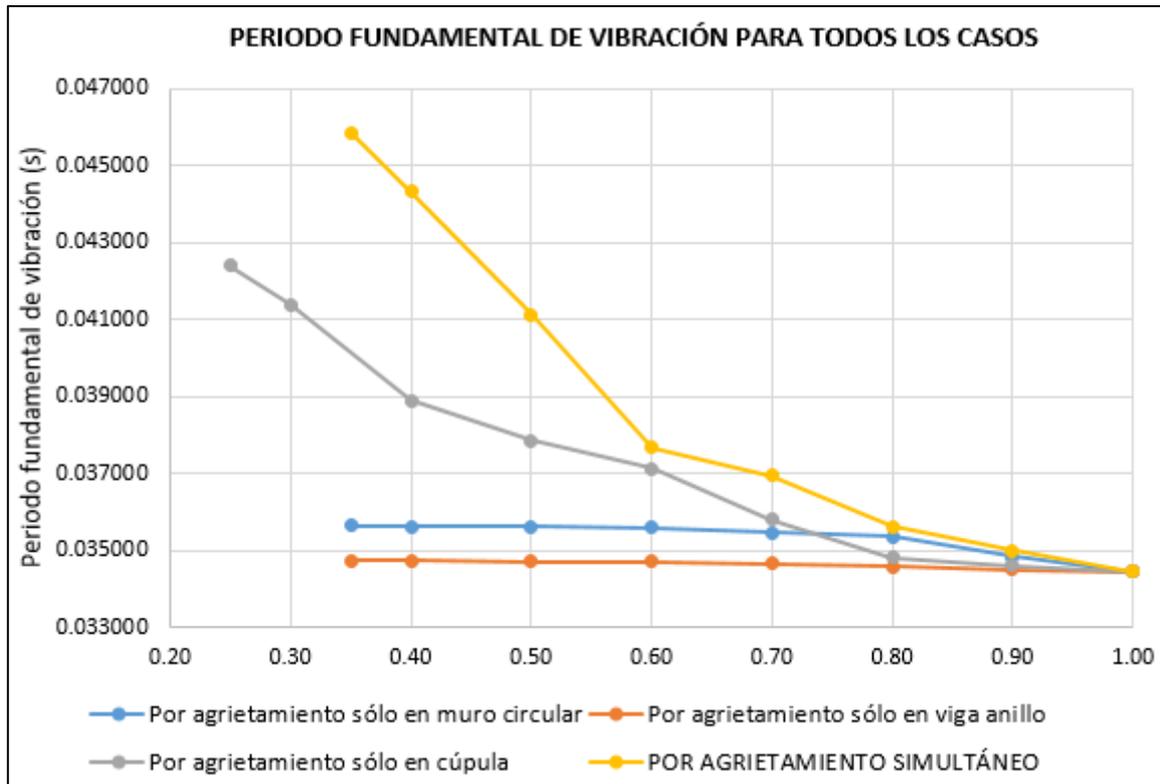
En los casos del 9 al 16, donde se aplica la reducción de rigidez solo de la viga anillo, en la tabla y figura mencionadas anteriormente se muestra la cortante basal que disminuye progresivamente desde 409.601 Tonf cuando la viga tiene una inercia bruta I_g , hasta 404.538 Tonf cuando llega a la inercia efectiva de 0.35 I_g ; en términos porcentuales la cortante basal se ha reducido en un 1.24% con respecto al modelo inicial sin agrietamiento.

Para los casos de agrietamiento solo en la cúpula, casos del 17 al 25, se tiene como resultados que la cortante basal también ha disminuido desde 409.601 Tonf donde cuenta con su inercia total I_g , hasta 371.295 Tonf con una inercia efectiva de 0.25 I_g ; es decir tiene una reducción del 9.35% respecto del modelo inicial donde todos los elementos conservan su rigidez total.

En cuanto a los casos donde se aplica el agrietamiento simultáneamente a todos los elementos estructurales, es decir los casos desde el 26 al 33, la figura 3.60 muestra que la cortante basal del reservorio tiene un notable descenso iniciando cuando la inercia es total I_g donde la cortante basal tiene un valor de 409.601 Tonf, hasta llegar a 344.989 Tonf cuando el muro circular y la viga anillo tienen cada uno 0.35 I_g de inercia efectiva y la cúpula 0.25 I_g ; esta es una disminución del 15.77% con respecto al modelo inicial del reservorio sin ningún agrietamiento.

4.3. PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

Figura 4.3. Gráfico del periodo fundamental de vibración para todos los casos estudiados.



En lo que respecta al periodo fundamental de vibración, cabe resaltar que el periodo estudiado fue el impulsivo T_i debido a que este proviene de la masa impulsiva del agua conjuntamente con la estructura del reservorio, en la figura 4.3 y en la tabla 3.42 se puede notar que para la reducción de la rigidez debida al agrietamiento solo en el muro circular tenemos los casos del 1 al 8; donde se observa que el periodo fundamental se incrementa desde 0.034460s con inercia bruta, hasta 0.035641s con inercia efectiva de 0.35 I_g ; esto significa un aumento del 3.43% respecto del modelo inicial con todos los elementos conservando su rigidez total.

Acerca del agrietamiento solo en la viga anillo tenemos los casos del 9 al 16, donde se puede observar un incremento del periodo fundamental de vibración muy poco perceptible que va desde 0.034460s hasta 0.034737s cuando la inercia efectiva en la viga es de 0.35 I_g , este pequeño incremento representa solamente el 0.80% con respecto al modelo con secciones sin agrietar.

En lo referente a los casos del agrietamiento solo en la cúpula, casos de 17 al 25, la tabla y la figura que se mencionó anteriormente muestran un incremento cuando la inercia es total y va desde 0.034460s hasta 0.042403s cuando la inercia es reducida es decir cuando la cúpula tiene una inercia efectiva de 0.25 Ig, lo cual significa un incremento del 23.05%, observándose un incremento mayor respecto a los casos anteriores.

En la figura 3.61, para los casos de agrietamiento simultáneo, es decir los casos del 26 al 33, se tiene un incremento del periodo fundamental de vibración mucho más significativo; empezando en 0.034460s cuando todos los elementos tienen una inercia bruta, hasta 0.045838s cuando la inercia efectiva del muro y la viga es 0.35 Ig y de la cúpula es de 0.25 Ig, cabe recalcar que estos factores mínimos de reducción son recomendados por ACI 318-14 y la Norma E.060; en términos porcentuales este incremento representa un 33.02% respecto del modelo inicial sin agrietar; tal aumento muy notorio es debido a que en estos casos todos los elementos estructurales se encuentran agrietados y el periodo se incrementa a medida que la rigidez en todos los elementos disminuye.

4.4. ESFUERZO ANULAR MÁXIMO

En la tabla 3.43 y la figura 3.62 se puede observar los resultados de la aplicación del agrietamiento simultáneamente a todos los elementos estructurales del reservorio, teniéndose en primer lugar el esfuerzo anular máximo en el muro circular, partiendo de una inercia total para todos los elementos donde el esfuerzo anular máximo es de 87.971 Tonf/m, hasta una inercia efectiva de 0.35 Ig para el muro y viga mientras que para la cúpula es de 0.25 Ig donde el esfuerzo anular máximo en el muro es de 87.919 Tonf/m, se observa una poca variación es decir una disminución de tan solo 0.06% respecto del modelo con elementos sin agrietar; esto se debe a que en su mayoría el esfuerzo anular depende principalmente del agua contenida en el reservorio, también cabe mencionar que los valores intermedios de los factores de reducción para aplicación simultánea se obtuvieron por interpolación.

En cuanto al esfuerzo anular máximo en la viga anillo según la tabla y figura mencionadas anteriormente se muestra que cuando se aplica el agrietamiento

simultáneo a todos los elementos, el esfuerzo anular va desde 30.423 Tonf/m con inercias brutas hasta 31.786 Tonf/m con inercias reducidas es decir con una inercia efectiva para el muro y la viga de 0.35 Ig y de 0.25 Ig para la cúpula; observándose un incremento en el esfuerzo anular máximo que representa 4.48% respecto del modelo con todas sus secciones sin agrietar.

Para la cúpula se tiene un esfuerzo anular máximo que varía reduciéndose desde 11.694 Tonf/m cuando todos los elementos estructurales cuentan con inercia total, hasta 8.785 Tonf/m cuando las inercias de todos los elementos son efectivas, con los factores mencionados en los párrafos anteriores. Esta disminución porcentualmente representa el 24.88% con respecto a modelo inicial sin agrietamientos.

En general la figura 3.62 muestra que entre los tres elementos estructurales del reservorio en estudio, el que presenta menor variación del esfuerzo anular máximo debido al agrietamiento simultáneo es el muro circular, mientras que quien tiene una alta variación es la cúpula.

4.5. ESFUERZO A FLEXIÓN MÁXIMO

La tabla 3.44 y la figura 3.63 se observa el esfuerzo a flexión máximo cuando se aplica el agrietamiento simultáneo a todos los elementos estructurales, se tiene como resultados primeramente para el muro circular que cuando todos los elementos cuentan con inercia bruta este tiene un esfuerzo anular máximo de 8.435 Tonf-m/m, mientras que cuando se llega a una inercia efectiva con todos los elementos agrietados hasta una inercia para muro y viga de 0.35 Ig y de 0.25 Ig para la cúpula, el esfuerzo a flexión máximo es de 8.322 Tonf-m/m, lo cual representa una disminución del 1.34% respecto del modelo del reservorio sin agrietamientos.

Con respecto al esfuerzo a flexión máximo en la viga anillo cuando existe un agrietamiento simultáneo, esta muestra un esfuerzo que crece desde 0.184 Tonf-m/m con inercia total, hasta 0.275 Tonf-m/m con inercias reducidas y rigidez efectiva, lo cual indica un incremento porcentual de 49.46% respecto al modelo que cuenta con los elementos con inercia completa.

En cuanto a la cúpula, el esfuerzo a flexión máximo cuando no existe agrietamiento es de 0.062 Tonf-m/m, el cual se incrementa hasta 0.072 Tonf-m/m cuando la inercia del muro y de la viga es de 0.35 Ig y de la cúpula es de 0.25 Ig, se observa un aumento porcentual de 16.13% respecto al modelo sin agrietar.

Para los tres elementos, en general la figura 3.63 muestra que la viga y cúpula tienen a incrementar su esfuerzo a flexión máximo a medida que el agrietamiento simultáneo se incrementa, por otro lado se tiene que el elemento con menor variación del esfuerzo a flexión máximo es el muro, mientras que el elemento con mayor variación es la viga.

4.6. ESFUERZO CORTANTE MÁXIMO

En lo referente al esfuerzo cortante máximo, la tabla 3.45 y la figura 3.64 muestran un agrietamiento simultáneo donde este esfuerzo en el muro circular, cuando todos los elementos inician con una inercia total, tiene un valor de 7.480 Tonf/m y va disminuyendo su valor hasta 7.378 Tonf/m cuando se tiene una reducción de inercia en el muro y viga hasta 0.35 Ig y en la cúpula hasta 0.25 Ig, observándose una variación porcentual que representa la reducción del 1.36% con respecto al modelo inicial con rigidez total.

Mientras que para la viga anillo cuando se aplica un agrietamiento simultáneo se tiene un esfuerzo cortante máximo que va desde 2.119 Tonf/m cuando los elementos no están agrietados, hasta 2.395 Tonf/m cuando los elementos tienen una reducción de inercia mínimas antes mencionadas, tal variación que representa un incremento del esfuerzo cortante máximo es el 13.03% respecto del modelo sin agrietar.

A cerca de la cúpula se tiene un esfuerzo cortante que crece cuando se aplica el agrietamiento simultáneo a los elementos, el cual inicia en 0.065 Tonf/m cuando dichos elementos mantienen su rigidez total, hasta 0.134 Tonf/m cuando se aplica al muro, viga y cúpula el factor mínimo de la reducción de inercia; este incremento del esfuerzo cortante máximo representa porcentualmente 106.15% respecto del modelo inicial del reservorio sin agrietamientos en sus elementos. Observándose un incremento bastante alto en lo que respecta a este esfuerzo.

En general en la figura 3.64 se puede notar que el elemento estructural que tiene menor variación con respecto al esfuerzo cortante máximo es el muro circular, mientras que el elemento con mayor variación para este esfuerzo es la cúpula.

Es necesario mencionar que en cuanto a lo descrito en el capítulo II, en lo referente a los antecedentes teóricos, que los resultados encontrados en la presente investigación coinciden con lo afirmado en la literatura utilizada, de la siguiente manera:

- En los antecedentes teóricos los investigadores afirman que es de suma relevancia la evaluación de la rigidez agrietada para calcular con mejor precisión el periodo de vibración y en consecuencia la respuesta sísmica, lo cual coincide con los resultados de la presente investigación ya que se han obtenido periodos de vibración más precisos e incrementados de la estructura y la masa impulsiva conjuntamente.
- Por otro lado proponen utilizar factores de inercia, los mismos que al ser utilizados en la presente investigación han permitido aproximar el comportamiento real de la estructura, sin embargo el patrón de comportamiento frente al agrietamiento no es igual en todos los elementos, dado que el muro, la viga y la cúpula tienen una posición y una condición de aplicación de cargas diferentes en el reservorio.
- En base a la literatura utilizada en los antecedentes, comparando con el agrietamiento en edificios realizado por otras investigaciones, al aplicar dicho agrietamiento simultáneamente a todos los elementos, se tienen las siguientes coincidencias:

En cuanto al periodo fundamental de vibración, en edificios se incrementa en un 30%, mientras que en el reservorio se incrementa en un 33.02%.

La cortante basal, en edificios disminuye en un 5%, mientras que en el reservorio se reduce en un 15.77%.

La deriva, en edificios se incrementa en un 60%, mientras que en el reservorio lo que se investigó fue el desplazamiento máximo en la parte superior lateral, el cual se incrementó en un 65.20%.

CAPÍTULO V.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

El agrietamiento tiene una alta influencia negativa en la respuesta sísmica de los reservorios circulares apoyados de concreto armado, a medida que la rigidez va disminuyendo; validándose así la hipótesis planteada para el presente estudio.

- El desplazamiento máximo se incrementa a causa del agrietamiento en la viga y en la cúpula, mientras que si sólo el muro se agrieta, se tiene una ligera disminución. Al ocurrir un agrietamiento simultáneo, el desplazamiento se incrementa en 65.20%, pues la viga ya no restringe tal distorsión por encontrarse agrietada y con su rigidez reducida.
- La cortante basal se reduce en todos los casos cuando cada elemento se agrieta independientemente. Si el agrietamiento es simultáneo, la cortante basal alcanza una reducción de 15.77%, respecto del modelo sin agrietar, esta disminución se debe al incremento del periodo de vibración, lo cual origina una aceleración de respuesta espectral más baja y por consiguiente una cortante basal menor.
- El periodo fundamental de vibración analizado fue el impulsivo, cuando ocurre un agrietamiento individual el periodo aumenta en todos los casos y mucho más cuando el agrietamiento es simultáneo donde aumenta en 33.02%, debido a que tal periodo de vibración es inversamente proporcional a la rigidez de la estructura por lo tanto a menor rigidez el periodo se incrementa.
- Los esfuerzos fueron estudiados en los casos con agrietamiento simultáneo, el esfuerzo anular máximo en el muro circular disminuye en 0.06%, mientras que en la viga anillo este esfuerzo se incrementa 4.48%, por otro lado en la cúpula disminuye un 24.88%; el agrietamiento respecto al esfuerzo anular máximo influye más en la cúpula que en la viga anillo y casi imperceptiblemente en el muro circular.

- El agrietamiento ocasiona que el esfuerzo a flexión en el muro circular se reduzca en 1.34%, en la viga anillo se incrementa 49.46% y en la cúpula también aumenta en un 16.13%. El agrietamiento respecto al esfuerzo a flexión máximo afecta más a la viga, ya que esta tiene que resistir las tensiones provenientes de la cúpula que se incrementan con el sismo.
- Al aplicar el agrietamiento simultáneamente el esfuerzo cortante máximo disminuye en el muro circular un 1.36%, mientras que para la viga anillo este esfuerzo aumenta en un 13.03% y para la cúpula también se incrementa pero mucho más significativamente en 106.15%, observándose una mayor influencia negativa del agrietamiento con respecto al esfuerzo cortante máximo para la cúpula, por su geometría y posición de esta respecto a la estructura.

5.2. RECOMENDACIONES

- De acuerdo a la presente investigación, se recomienda realizar los análisis sísmicos de estas estructuras teniendo en cuenta la rigidez efectiva de sus elementos, ya que de esta manera se obtendrán resultados más acordes a la realidad.
- Se sugiere realizar análisis sísmicos también de reservorios enterrados y elevados con la influencia del agrietamiento, para que junto con lo determinado en este estudio se puedan generalizar resultados.
- Para tener una normativa que considere la influencia del agrietamiento en reservorios de concreto armado, se recomienda incluir en la Norma sismorresistente E.030 vigente, una adaptación que considere la rigidez efectiva en el análisis de estas estructuras.
- Como se observó, se debe realizar el análisis sísmico del reservorio considerándolo lleno, ya que en esta condición se tendrán los mayores esfuerzos y deformaciones.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Agüero Pittman, R. 2003. Agua potable para poblaciones rurales: sistemas de abastecimiento por gravedad sin tratamiento. Asociación de Servicios Educativos (SER). Lima, PE. 168 p.
- American Concrete Institute. 2014. Building Code Requirements for Structural Concrete and Comentario (ACI 318-14). USA. 587 p.
- American Concrete Institute. 2001. Seismic Design of Liquid-containing Concrete Structures and Comentario (ACI350.3-01). USA. 389 p.
- Bazán, E; Meli, R. 2002. Diseño sísmico de edificios. Ciudad de México, MX, LIMUSA Noriega editores. 317 p.
- Broto, C. 2005. Enciclopedia Broto de patologías de la construcción, primera edición. ES. 191 p.
- Ferrari Mora, D; Del Castillo Rodríguez, FD. 2018. Método del elemento finito y autoFEM. Cuautitlán, MX, Universidad Nacional Autónoma de México. 44 p.
- Flores Fernández, JC. 2007. Formulación y diseño del proyecto de saneamiento Unipampa zona 06, diseño estructural de reservorio y línea de conducción. Informe de suficiencia. Lima, PE, Universidad Nacional de Ingeniería. 86 p.
- Fratelli, MG. 1998. Diseño estructural concreto armado. Caracas, VE. 171 P.
- Gabaldón Castillo, F. 2007. Método de los elementos finitos. Preproceso y postproceso de resultados. Madrid, ES. 17 p.
- García Luizaga, JJ; Vargas Ledezma, M. 2007. Material de apoyo didáctico de la enseñanza aprendizaje de resistencia de materiales I. Cochabamba, BO, Universidad Mayor de San Simón. 250 p.
- Housner, GW. 1963. The Dynamic Behavior of Water Tanks. Bulletin of the Seismological Society of America. USA. 387 p.
- Infante Mendo, DG. 2017. Análisis patológico del reservorio de concreto armado R4 de la ciudad de Cajamarca. Tesis de titulación. Cajamarca, PE, Universidad Nacional de Cajamarca. 177 p.
- Llasa Funes, O. 2011. Análisis sísmico de reservorios. Artículo de investigación. Lima, PE. p.1-8.

- López, C; Music, J. 2016. Análisis del periodo y desplazamiento de edificios de hormigón armado considerando distintos grados de rigidez en sus elementos resistentes. Antofagasta, CL, Universidad Católica del Norte. 47 p.
- López Dubón, SA. 2009. Influencia de la fisuración sobre la rigidez en marcos de concreto armado. Trabajo de graduación. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala. 119 p.
- Martos Salas, FA. 2013. Evaluación de los esfuerzos de reservorio circular entre el método estático y método dinámico del diseño sismorresistente. Tesis de titulación. Cajamarca, PE, Universidad Nacional de Cajamarca. 111 p.
- Mora Matos, PE. 2006. Rigidez efectiva de elementos de concreto para el análisis de marcos ante cargas laterales. Tesis de titulación. Estado de México, MX, Universidad Autónoma de México. 79 p.
- Organización Panamericana de la Salud (OPS). 2004. Guía para el diseño y construcción de reservorios apoyados. Lima, PE. 34 p.
- Piqué de Pozo, J; Burgos Namuche, M. 2008. Rigidez efectiva de los elementos de concreto armado en análisis y diseño sismorresistente. Lima, PE, Universidad Nacional de Ingeniería. p. 1-5.
- Ramirez Flores, TJ. 2018. Influencia del agrietamiento en la respuesta sísmica de edificios de concreto armado con sistema dual. Tesis de titulación. Cajamarca, PE, Universidad Nacional de Cajamarca. 90 p.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (Norma E.030-2018). 77 p.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (Norma E.060-2009). 205 p.
- Rivera Vargas, D; Terrón Herrera JG; Arce León, C. 2014. Estimación de la rigidez agrietada para el análisis sísmico en estructuras de concreto reforzado. Estado de México, MX, Universidad Nacional Autónoma de México. p. 2-10.
- Toirac Corral, J. 2004. Patología de la construcción, grietas y fisuras en obras de hormigón, origen y prevención. Ciencia y Sociedad República Dominicana, Santo Domingo, DO, Instituto Tecnológico de Santo Domingo. 114 p.
- Torrealva Dávila, D. 2017. Guía para la identificación, evaluación y reparación de fisuras en elementos de concreto armado y mampostería. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de Construcción (SENCICO). Lima, PE. 65 p.
- Villafañe, E. 2002. Estructuras laminares, teoría y aplicaciones. Mendoza, AR, Universidad Nacional de Cuyo. 195 p.

ANEXOS

ANEXO 01

PROCEDIMIENTO PARA LA REALIZACIÓN DEL MODELAMIENTO Y ANÁLISIS SÍSMICO DEL RESERVORIO, CON EL PROGRAMA SAP2000 v20.2.0.

- Se procedió a iniciar un nuevo modelo, para lo cual se eligió el sistema de unidades: Tonf, m, C. Luego se definió la grilla (Grid) respecto al plano XZ, teniendo en cuenta el correcto mallado, así como la ubicación de los centros de gravedad de los componentes del agua y los elementos de la estructura:

Define Grid System Data

System Name: GLOBAL

X Grid Data

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
A	0	Primary	Yes	End	
B	8	Primary	Yes	End	

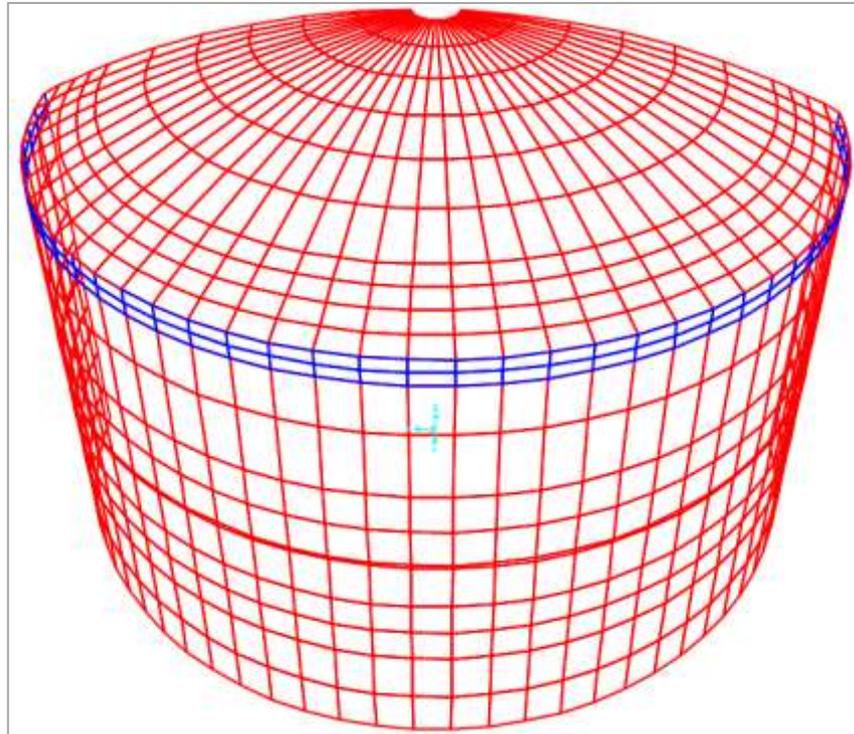
Y Grid Data

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
1	0	Primary	Yes	Start	

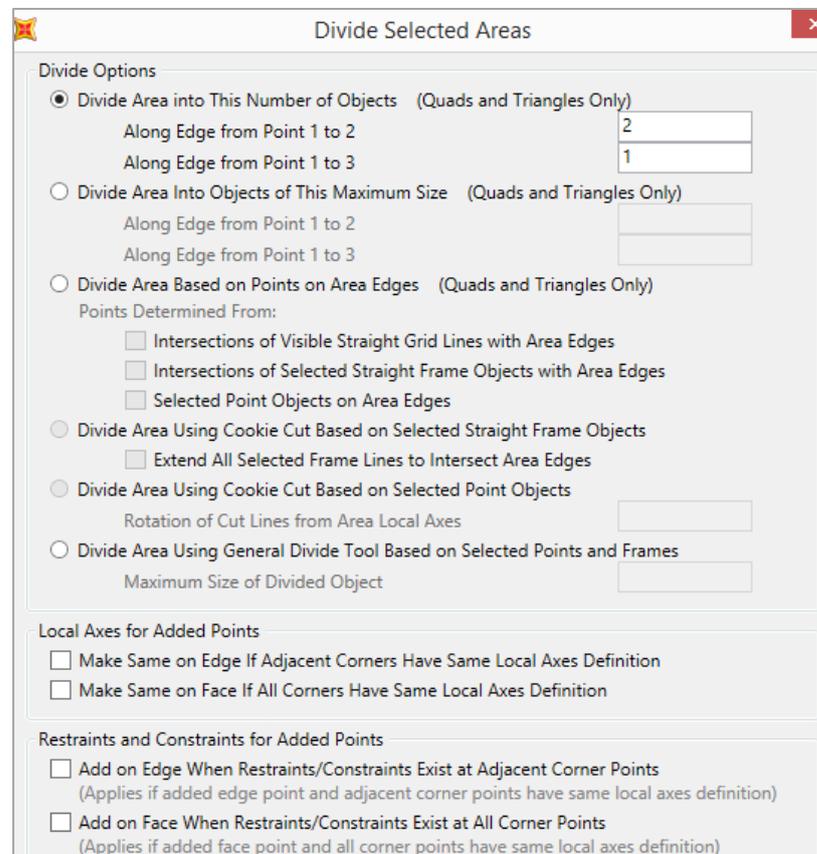
Z Grid Data

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc
Z1	0	Primary	Yes	End
Z2	1	Primary	Yes	End
Z3	2.1	Primary	Yes	End
Z4	2.81	Primary	Yes	End
Z5	3.5	Primary	Yes	End
Z6	4.47	Primary	Yes	End
Z7	4.55	Primary	Yes	End

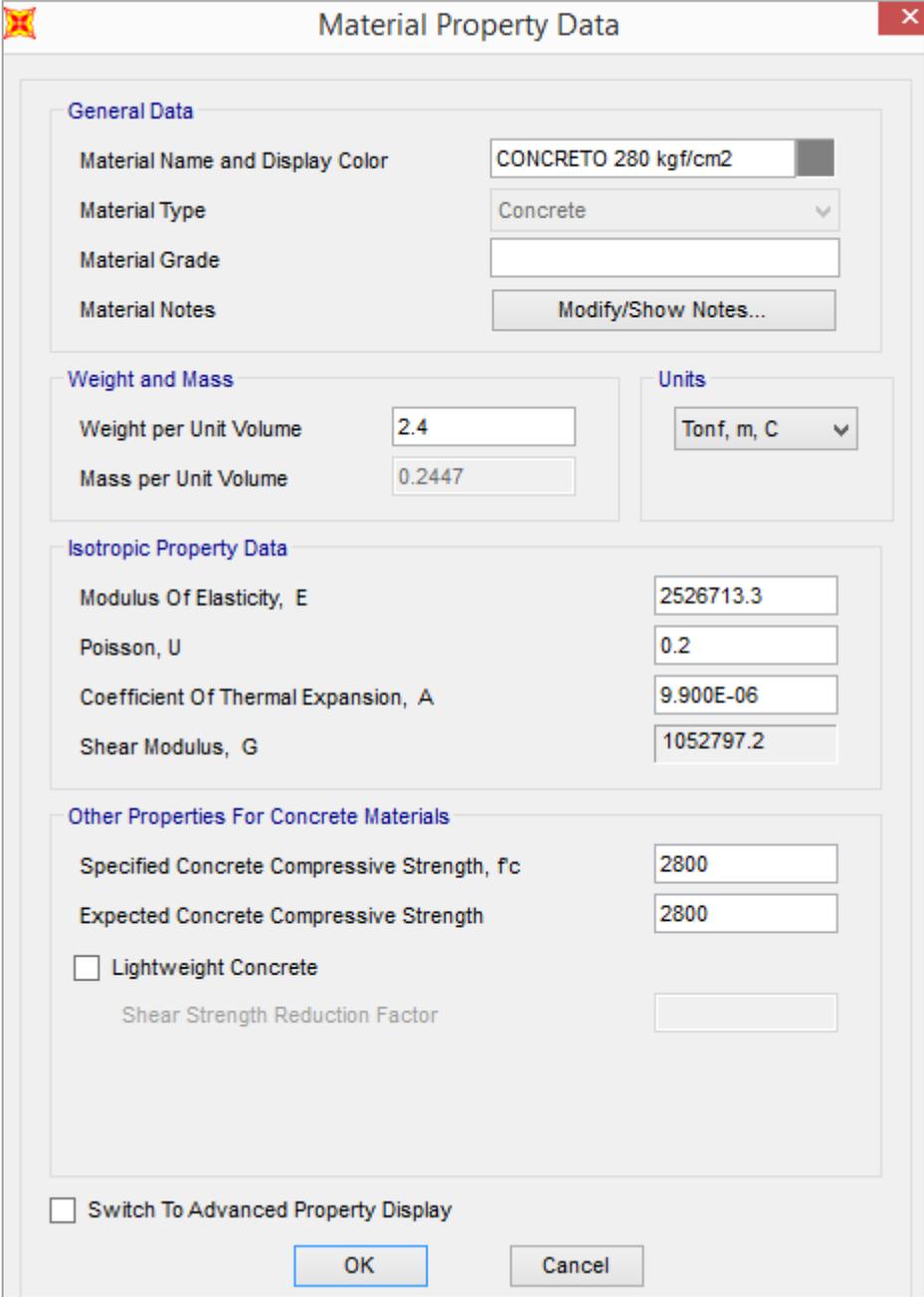
- Con estas coordenadas se definió la generatriz, teniendo en cuenta la ubicación del lucernario, luego se procedió a la extrusión de dicha generatriz dividiendo a la estructura radialmente en 72 partes con un ángulo de 5°:



- Luego se realizó la discretización de los elementos:



- Definición de las propiedades de los materiales, el concreto y acero:



The image shows a software dialog box titled "Material Property Data". It is organized into several sections:

- General Data:** Includes fields for "Material Name and Display Color" (set to "CONCRETO 280 kgf/cm2"), "Material Type" (set to "Concrete"), "Material Grade" (empty), and "Material Notes" with a "Modify/Show Notes..." button.
- Weight and Mass:** Includes "Weight per Unit Volume" (2.4) and "Mass per Unit Volume" (0.2447).
- Units:** A dropdown menu set to "Tonf, m, C".
- Isotropic Property Data:** Includes "Modulus Of Elasticity, E" (2526713.3), "Poisson, U" (0.2), "Coefficient Of Thermal Expansion, A" (9.900E-06), and "Shear Modulus, G" (1052797.2).
- Other Properties For Concrete Materials:** Includes "Specified Concrete Compressive Strength, fc" (2800), "Expected Concrete Compressive Strength" (2800), a checkbox for "Lightweight Concrete", and a "Shear Strength Reduction Factor" field.
- Switch To Advanced Property Display:** A checkbox at the bottom left.
- Buttons:** "OK" and "Cancel" buttons at the bottom center.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: ACERO 4200 kgf/cm2 ■

Material Type: Rebar

Material Grade:

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7.849

Mass per Unit Volume: 0.8004

Units

Tonf, m, C

Uniaxial Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 21000000

Poisson, U: 0.

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 0.

Other Properties For Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 42000

Minimum Tensile Stress, Fu: 63276.27

Expected Yield Stress, Fye: 46402.6

Expected Tensile Stress, Fue: 69603.89

Switch To Advanced Property Display

- A continuación se procedió a definir las secciones de los elementos estructurales:

Shell Section Data

Section Name **Display Color**

Section Notes

Type

Shell - Thin
 Shell - Thick
 Plate - Thin
 Plate Thick
 Membrane
 Shell - Layered/Nonlinear

Thickness

Membrane
 Bending

Material

Material Name
 Material Angle

Time Dependent Properties

Concrete Shell Section Design Parameters

Stiffness Modifiers

Temp Dependent Properties

Shell Section Data

Section Name **Display Color**

Section Notes

Type

Shell - Thin
 Shell - Thick
 Plate - Thin
 Plate Thick
 Membrane
 Shell - Layered/Nonlinear

Thickness

Membrane
 Bending

Material

Material Name
 Material Angle

Time Dependent Properties

Concrete Shell Section Design Parameters

Stiffness Modifiers

Temp Dependent Properties

Shell Section Data

Section Name **Display Color**

Section Notes

Type

- Shell - Thin
- Shell - Thick
- Plate - Thin
- Plate Thick
- Membrane
- Shell - Layered/Nonlinear

Thickness

Membrane

Bending

Material

Material Name

Material Angle

Time Dependent Properties

Concrete Shell Section Design Parameters

Stiffness Modifiers

Temp Dependent Properties

Shell Section Data

Section Name **Display Color**

Section Notes

Type

- Shell - Thin
- Shell - Thick
- Plate - Thin
- Plate Thick
- Membrane
- Shell - Layered/Nonlinear

Thickness

Membrane

Bending

Material

Material Name

Material Angle

Time Dependent Properties

Concrete Shell Section Design Parameters

Stiffness Modifiers

Temp Dependent Properties

- Modificación de la sección de la cúpula por tener una ensanche:

Assign Area Thickness and Joint Offset Overwrites

Area Object Thickness

Use Thickness Specified for Area Object Section Property

User Defined Thickness Specified by Joint Pattern

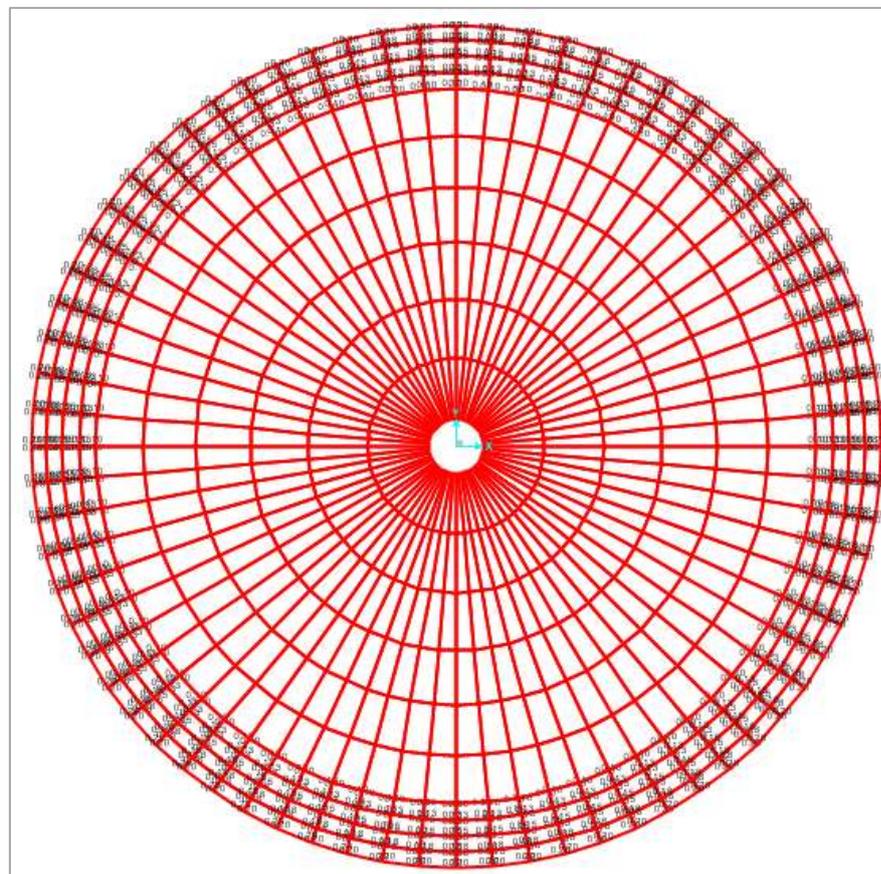
Joint Pattern

Scale Factor

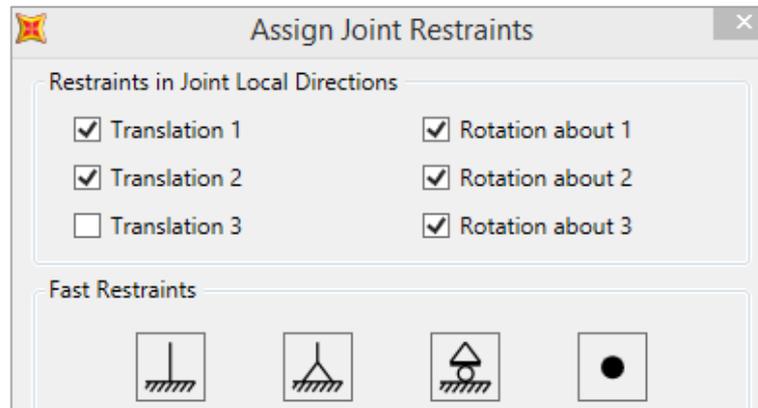
User Defined Thickness Specified by Points

Point Number

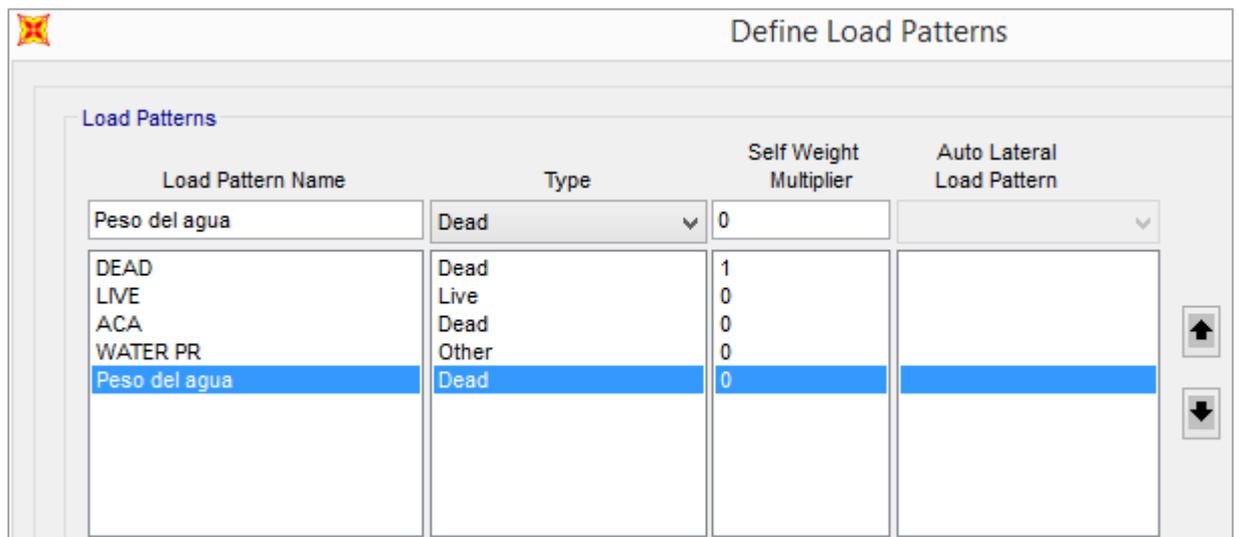
Thickness (0 means from section property) m



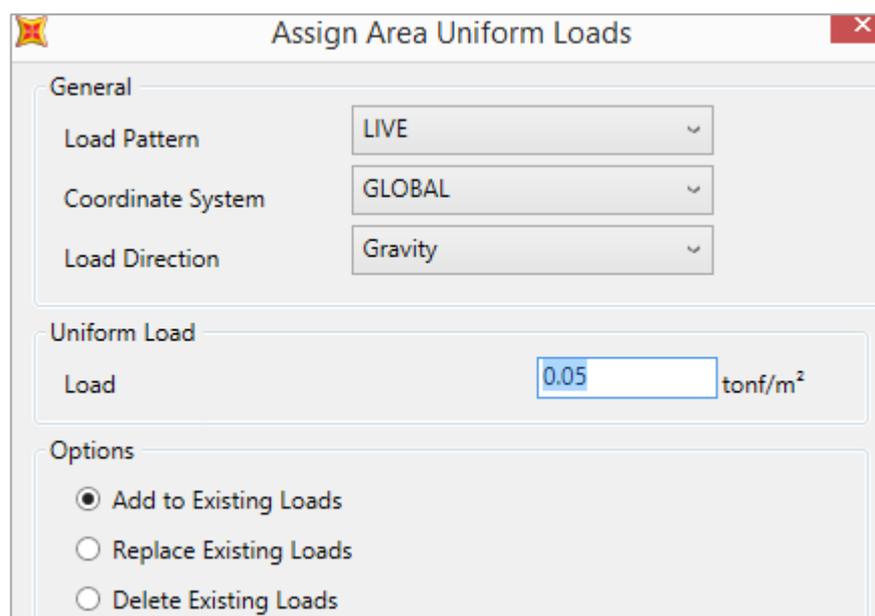
- Asignación de restricciones en la base del reservorio: empotramiento, con excepción de la traslación 3, para determinar el asentamiento:

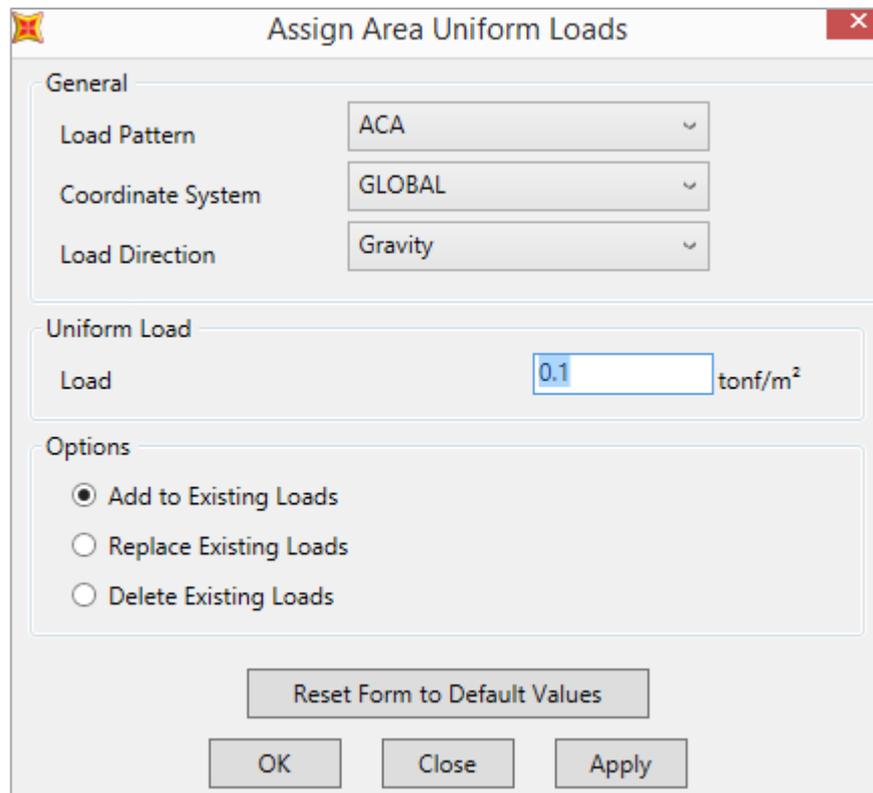


- Definición de los patrones de carga:

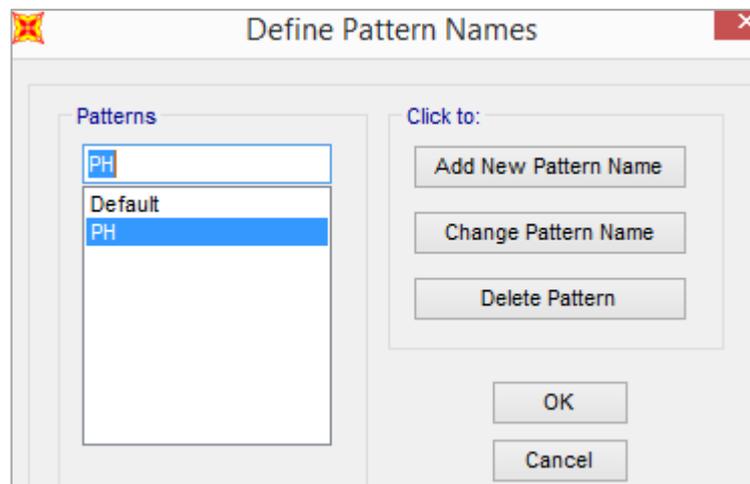


- Posteriormente se asignó las cargas a la cúpula: carga viva y acabados:





- Asignación de la presión hidrostática en el muro del reservorio:



Assign Joint Pattern Data

General

Joint Pattern Name: PH

Pattern Assignment Type

X, Y, Z Multipliers (Pattern Value = Ax + By + Cz + D)

Z Coordinate at Zero Pressure and Weight per Unit Volume

Pattern Value = Ax + By + Cz + D

Constant A: 0 1/m

Constant B: 0 1/m

Constant C: -1 1/m

Constant D: 7.5

Restrictions

Use All Values

Zero Negative Values

Zero Positive Values

Options

Add to Existing Values

Replace Existing Values

Delete Existing Values

- Luego se asigna la presión hidráulica a las paredes del reservorio:

Assign Area Surface Pressure Loads

Load Pattern

Load Pattern: WATER PR

Loaded Face

Top

Bottom

Edge

Edge Face Number:

Pressure

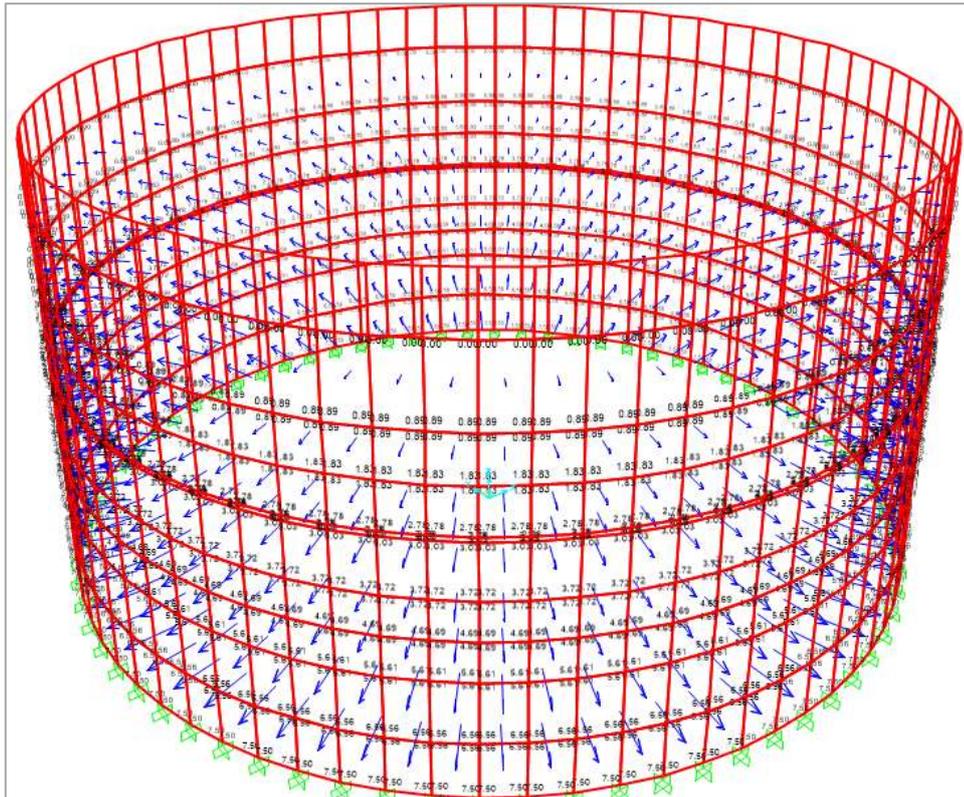
By Element

Pressure:

By Joint Pattern

Joint Pattern: PH

Multiplier: 1 tonf/m²



- También se asignó el peso del agua en la losa de fundación: 7.5 Tonf/m², además de utilizó un coeficiente de balasto de 5.10 kgf/cm³ hallado en función al esfuerzo admisible, de acuerdo a la siguiente tabla:

Esf Adm (Kg/Cm²)	Winkler (Kg/Cm³)	Esf Adm (Kg/Cm²)	Winkler (Kg/Cm³)	Esf Adm (Kg/Cm²)	Winkler (Kg/Cm³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Assign Springs to Area Object Face

Spring Type

Simple

Spring Stiffness per Unit Area

Simple Spring Resists

Link Property

Local 2 Axis Angle from Default Orientation

Spring Location (Area Object Face)

Area Object Face

Area Object Edge Number

Spring Tension Direction

Parallel to Area Object Local Axis

Normal to Specified Area Object Face

Assign Area Uniform Loads ✕

General

Load Pattern

Coordinate System

Load Direction

Uniform Load

Load tonf/m²

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

- Definición del resorte equivalente de la componente convectiva del líquido:

Link/Support Property Data

Link/Support Type: **Linear**

Property Name: **Kc** Set Default Name

Property Notes: Modify/Show...

Total Mass and Weight

Mass	<input type="text" value="0"/>	Rotational Inertia 1	<input type="text" value="0"/>
Weight	<input type="text" value="0"/>	Rotational Inertia 2	<input type="text" value="0"/>
		Rotational Inertia 3	<input type="text" value="0"/>

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length In a Line Spring:

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs:

Directional Properties

Direction	Fixed	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for All...

P-Delta Parameters

Advanced...

Linear Link/Support Directional Properties

Link/Support Name:

Directional Control

Direction	Fixed
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>

Shear Distance from End J

U2:

U3:

Units: **Tonf, m, C**

Stiffness Values Used For All Load Cases

Stiffness Is Uncoupled Stiffness Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
<input type="text" value="2.9274*2.75"/>	<input type="text"/>				

Damping Values Used For All Load Cases

Damping Is Uncoupled Damping Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
<input type="text" value="0."/>	<input type="text"/>				

- Asignación de la masa de la componente convectiva del líquido:

Assign Joint Masses

Specify Joint Mass

As Mass
 As Weight
 As Volume and Material Property

Material

Mass Coordinate System

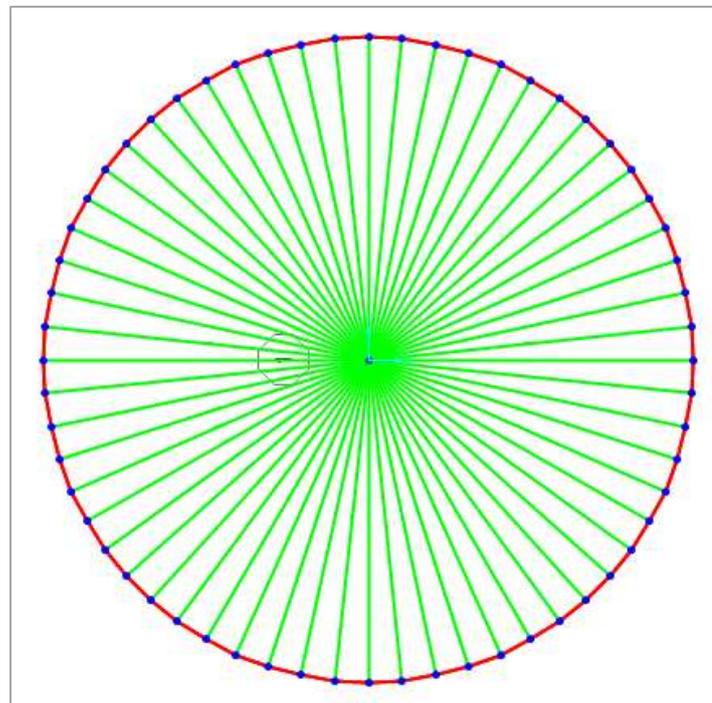
Direction

Mass

Translation Global X	<input type="text" value="70.783"/>	tonf-s ² /m
Translation Global Y	<input type="text" value="0"/>	tonf-s ² /m
Translation Global Z	<input type="text" value="0"/>	tonf-s ² /m

Mass Moment of Inertia

Rotation about Global X	<input type="text" value="0"/>	tonf-m-s ²
Rotation about Global Y	<input type="text" value="0"/>	tonf-m-s ²
Rotation about Global Z	<input type="text" value="0"/>	tonf-m-s ²



- Posteriormente se asignó la masa de la componente impulsiva del líquido:

Assign Joint Masses

Specify Joint Mass

As Mass
 As Weight
 As Volume and Material Property

Material

Mass Coordinate System

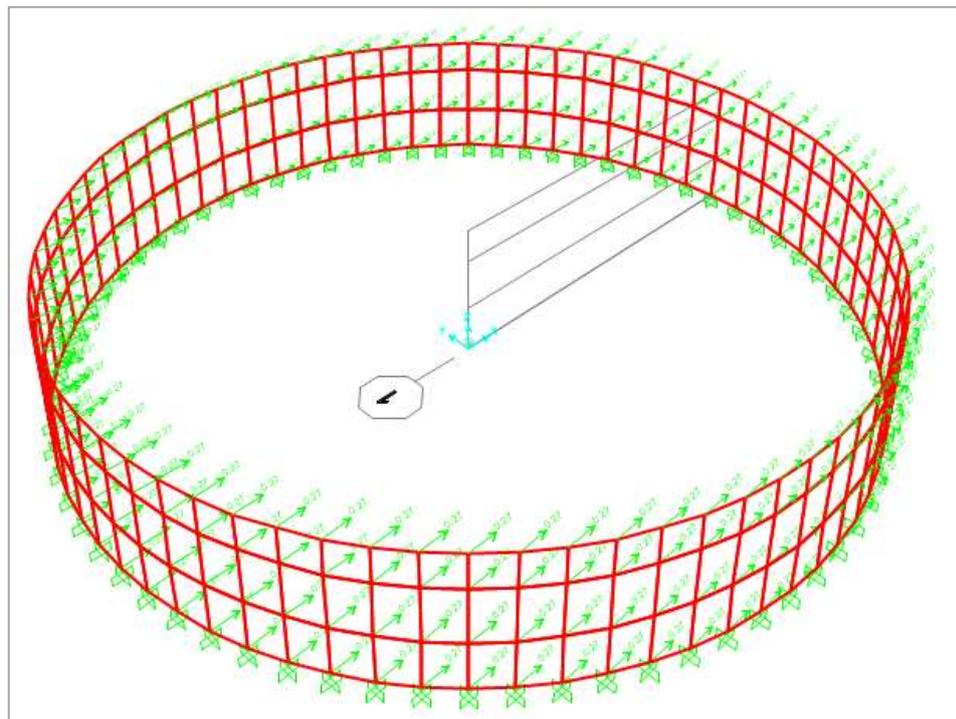
Direction

Mass

Translation Global X tonf-s²/m
Translation Global Y tonf-s²/m
Translation Global Z tonf-s²/m

Mass Moment of Inertia

Rotation about Global X tonf-m-s²
Rotation about Global Y tonf-m-s²
Rotation about Global Z tonf-m-s²



- Reducción de la masa del muro mediante el factor de corrección:

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Membrane f11 Modifier	1
Membrane f22 Modifier	1
Membrane f12 Modifier	1
Bending m11 Modifier	1
Bending m22 Modifier	1
Bending m12 Modifier	1
Shear v13 Modifier	1
Shear v23 Modifier	1
Mass Modifier	0.682682
Weight Modifier	1

- Definición del espectro de pseudoaceleraciones:

Response Spectrum Function Definition

Function Name: ESPECTRO

Function Damping Ratio: 0.05

Define Function

Period	Acceleration
0.	0.57
0.	0.57
0.2	0.57
0.4	0.57
0.6	0.57
0.8	0.57
1.	0.57
1.2	0.48
1.4	0.41

Buttons: Add, Modify, Delete

Function Graph

- Luego se definió el caso de carga de sismo:

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: SISMO XX [Set Def Name] [Modify/Show...]

Load Case Type: Response Spectrum [Design...]

Modal Combination:

- CQC
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

GMC f1: 1. []
 GMC f2: 0. []
 Periodic + Rigid Type: SRSS [v]

Modal Load Case:

Use Modes from this Modal Load Case: MODAL [v]

- Standard - Acceleration Loading
- Advanced - Displacement Inertia Loading

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute

Scale Factor: []

Mass Source: Previous (MSSSRC1) []

Diaphragm Eccentricity:

Eccentricity Ratio: 0. []
 Override Eccentricities: [Override...]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ESPECTRO	9.81
Accel	U1	ESPECTRO	9.81

[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

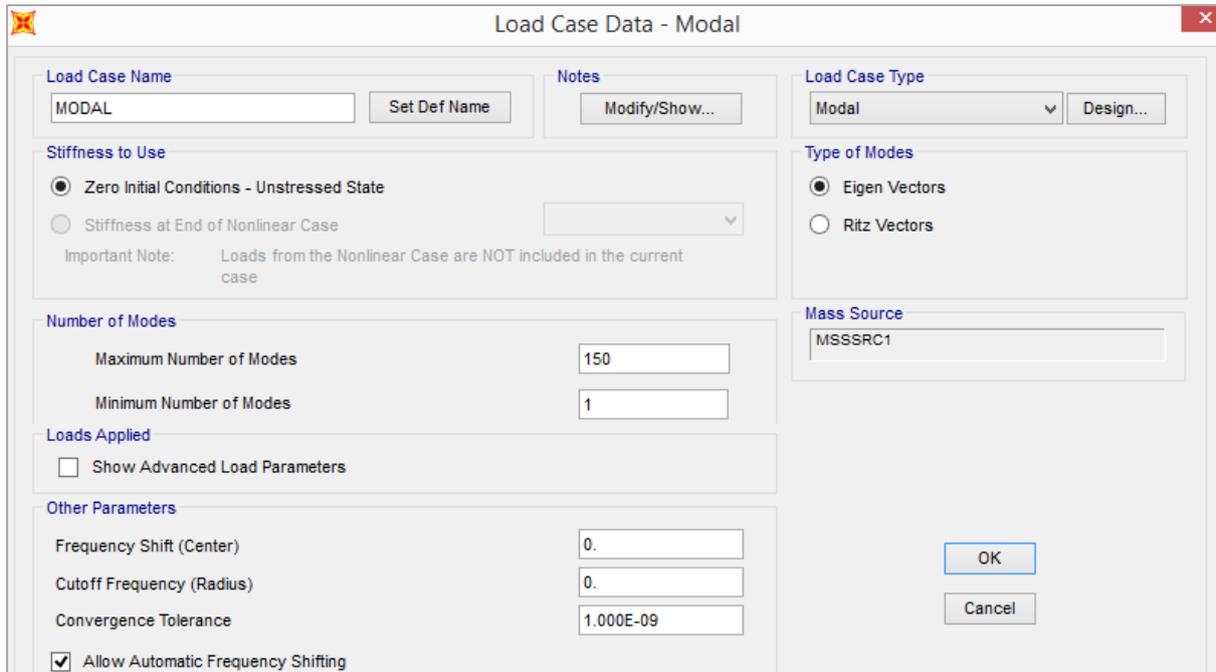
- En total se tienen los siguientes casos de carga:

Define Load Cases

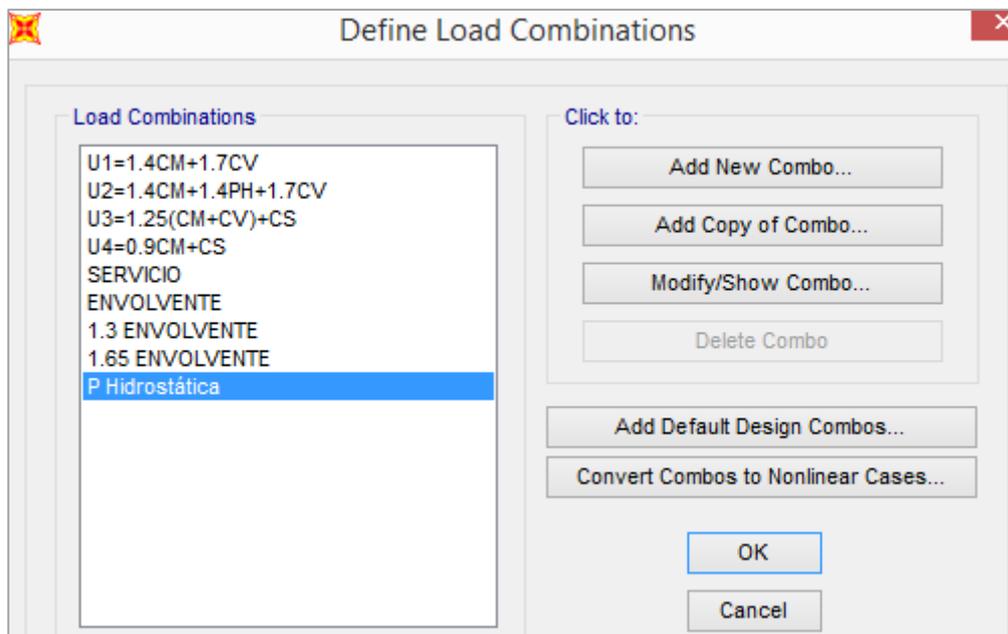
Load Case Name	Load Case Type
DEAD	Linear Static
MODAL	Modal
LVE	Linear Static
ACA	Linear Static
WATER PR	Linear Static
SISMO XX	Response Spectrum
Peso del agua	Linear Static

[Up Arrow] [Down Arrow]

- Se definió la fuente de masa y posteriormente se realizaron 150 casos para el análisis modal:



- Se realizaron las combinaciones de cargas, así como las envolventes para el análisis:



- Luego se procedió a correr el modelo, mediante los casos de carga:

Set Load Cases to Run

Case Name	Type	Status	Action
DEAD	Linear Static	Finished	Run
MODAL	Modal	Finished	Run
LIVE	Linear Static	Finished	Run
ACA	Linear Static	Finished	Run
WATER PR	Linear Static	Finished	Run
SISMO XX	Response Spectrum	Finished	Run
Peso del agua	Linear Static	Finished	Run

Click to:

Run/Do Not Run Case

Show Case...

Delete Results for Case

Run/Do Not Run All

Delete All Results

Show Load Case Tree...

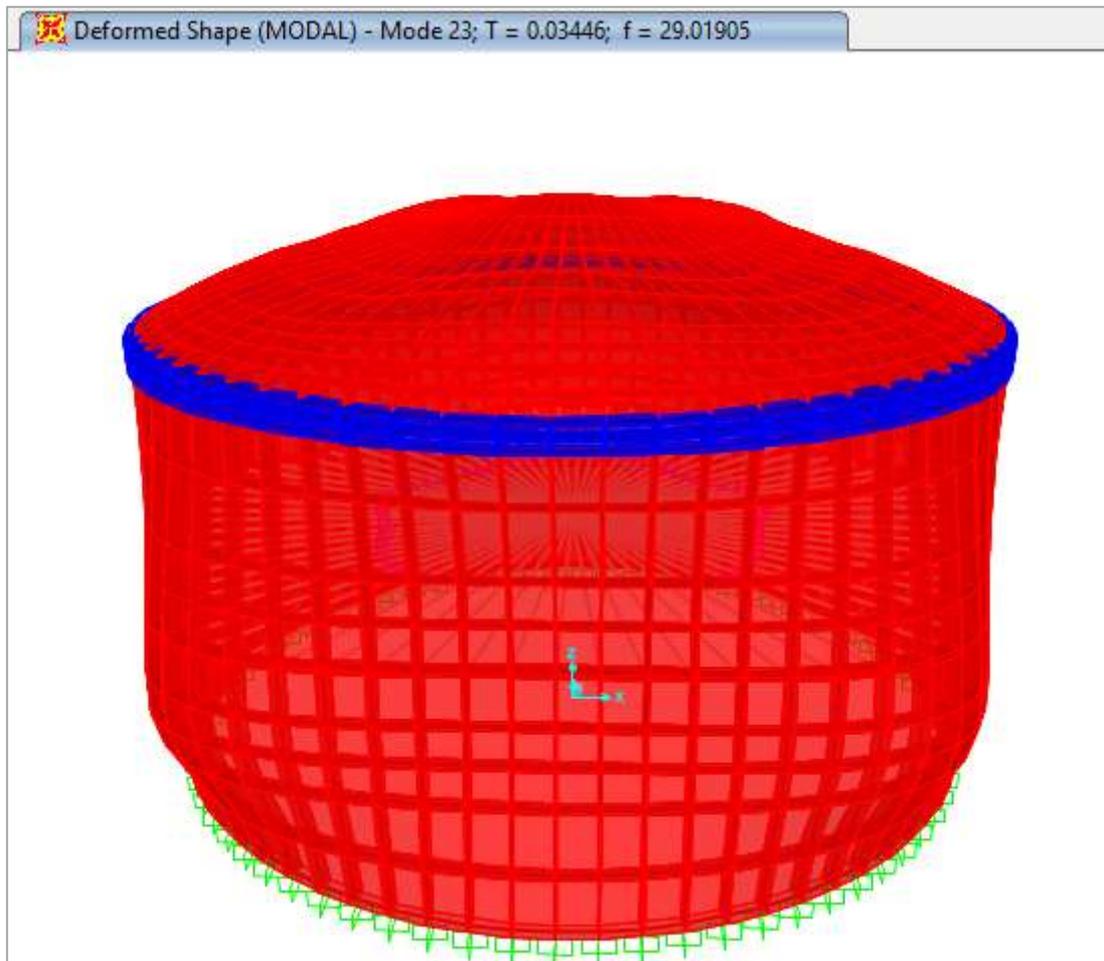
Analysis Monitor Options

Always Show

Model-Alive

Run Now

Se muestra el modo de vibración 23, el cual tiene la mayor masa participativa y en el que ocurre el mayor periodo de vibración:

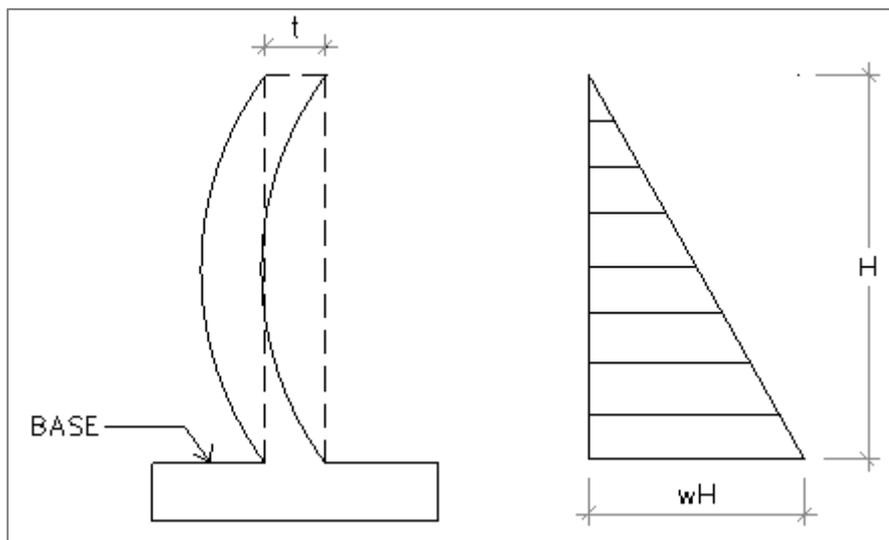


ANEXO 02

COMPROBACIÓN DE LA SEGURIDAD DE RESULTADOS DEL PROGRAMA

SAP2000 v20.2.0.

Para la comprobación de la veracidad de resultados se realizó el cálculo del esfuerzo anular máximo de servicio en el muro circular mediante el método de la PCA (Portland Cement Association), el cual idealiza al reservorio con una base empotrada y asume que la parte superior del muro circular puede desplazarse. El muro es sometido a una carga triangular debida a la presión hidrostática del agua en toda su altura.



Idealización estática para reservorio circular. (PCA 1993).

El esfuerzo anular se obtiene con la siguiente fórmula:

$$T = Coef. Wu. H. R$$

Donde:

T: Esfuerzo anular en la pared del reservorio.

Coef: Coeficiente para el cálculo del esfuerzo anular.

R: Radio del reservorio.

H: Altura del muro circular.

Wu: Presión hidrostática = $Sd \cdot (1.7) \cdot \gamma_w$

Siendo:

Sd: Factor sanitario para tensión = 1.65 (ACI 350 – 06, cap. 9.2.9)

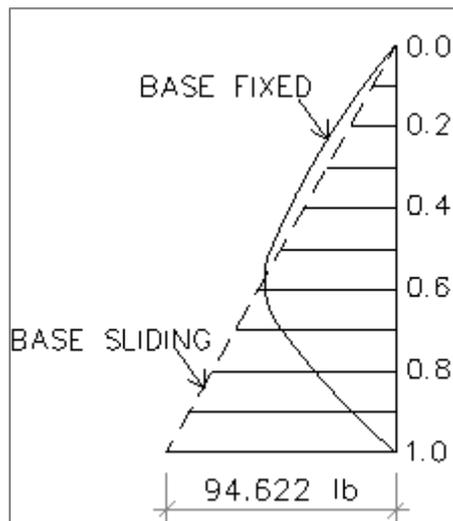
γ_w : Peso específico del agua = 1000 kgf/cm²

Con los siguientes coeficientes se encuentra la distribución de esfuerzos anulares en el muro:

H ² /Dt	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	0.149	0.134	0.120	0.101	0.082	0.066	0.049	0.029	0.014	0.040	0.000
0.8	0.263	0.239	0.215	0.190	0.160	0.130	0.096	0.063	0.034	0.010	0.000
1.2	0.283	0.271	0.254	0.234	0.209	0.180	0.142	0.099	0.054	0.016	0.000
1.6	0.265	0.268	0.268	0.266	0.250	0.226	0.185	0.134	0.075	0.023	0.000
2	0.234	0.251	0.273	0.285	0.285	0.274	0.232	0.172	0.104	0.031	0.000
3	0.134	0.203	0.267	0.322	0.357	0.362	0.330	0.262	0.157	0.052	0.000
4	0.067	0.164	0.256	0.339	0.403	0.429	0.409	0.334	0.210	0.073	0.000
5	0.025	0.137	0.245	0.346	0.428	0.477	0.469	0.398	0.259	0.092	0.000
6	0.018	0.119	0.234	0.344	0.441	0.504	0.514	0.447	0.301	0.112	0.000
7	0.004	0.112	0.226	0.340	0.442	0.519	0.545	0.489	0.341	0.132	0.000
8	-0.011	0.104	0.218	0.335	0.443	0.534	0.575	0.530	0.381	0.151	0.000
9	-0.011	0.101	0.213	0.329	0.440	0.538	0.592	0.560	0.411	0.165	0.000
10	-0.011	0.098	0.208	0.323	0.437	0.542	0.608	0.589	0.440	0.179	0.000
11	-0.008	0.098	0.205	0.318	0.433	0.543	0.618	0.611	0.467	0.195	0.000
12	-0.005	0.097	0.202	0.312	0.429	0.543	0.628	0.633	0.494	0.211	0.000
14	-0.002	0.098	0.200	0.306	0.420	0.539	0.639	0.666	0.541	0.241	0.000
16	0.000	0.099	0.199	0.304	0.412	0.531	0.641	0.687	0.582	0.265	0.000

Coeficientes para el cálculo del esfuerzo anular. (PCA 1993).

Los esfuerzos se distribuyen de acuerdo a los coeficientes en un intervalo de 0.1:



Distribución del esfuerzo anular. (PCA 1993).

Cálculo de H^2/Dt :

Se tiene: H : Altura del muro circular = 8.50 m

D : Diámetro del reservorio = 16.00 m

t : Espesor del muro = 0.35 m

Luego: $H^2/Dt = 12.9018$

Para este valor interpolamos en la tabla:

H ² /Dt	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
12	-0.005	0.097	0.202	0.312	0.429	0.543	0.628	0.633	0.494	0.211	0.000
12.90	-0.004	0.097	0.201	0.309	0.425	0.541	0.633	0.648	0.515	0.225	0.000
14	-0.002	0.098	0.200	0.306	0.420	0.539	0.639	0.666	0.541	0.241	0.000

Fuente: Obtenido mediante software Microsoft Excel.

Cálculo del esfuerzo anular:

Altura (m)		Wu (kgf/m ³)	Coeficiente	Esfuerzo anular: T (kgf/m)	Esfuerzo anular: T (Tonf/m)
0.0H	8.50	2805	-0.004	-696.20	-0.70
0.1H	7.65	2805	0.097	18587.61	18.59
0.2H	6.80	2805	0.201	38357.81	38.36
0.3H	5.95	2805	0.309	58995.88	59.00
0.4H	5.10	2805	0.425	81054.96	81.05
0.5H	4.25	2805	0.541	103228.49	103.23
0.6H	3.40	2805	0.633	120728.88	120.73
0.7H	2.55	2805	0.648	123570.91	123.57
0.8H	1.70	2805	0.515	98259.71	98.26
0.9H	0.85	2805	0.225	42821.13	42.82
1.0H	0.00	2805	0.000	0.00	0.00

Fuente: Obtenido mediante software Microsoft Excel.

Como se observa en la tabla anterior el esfuerzo anular máximo es de:
123.57 Tonf/m y sucede a los 2.55 m de altura.

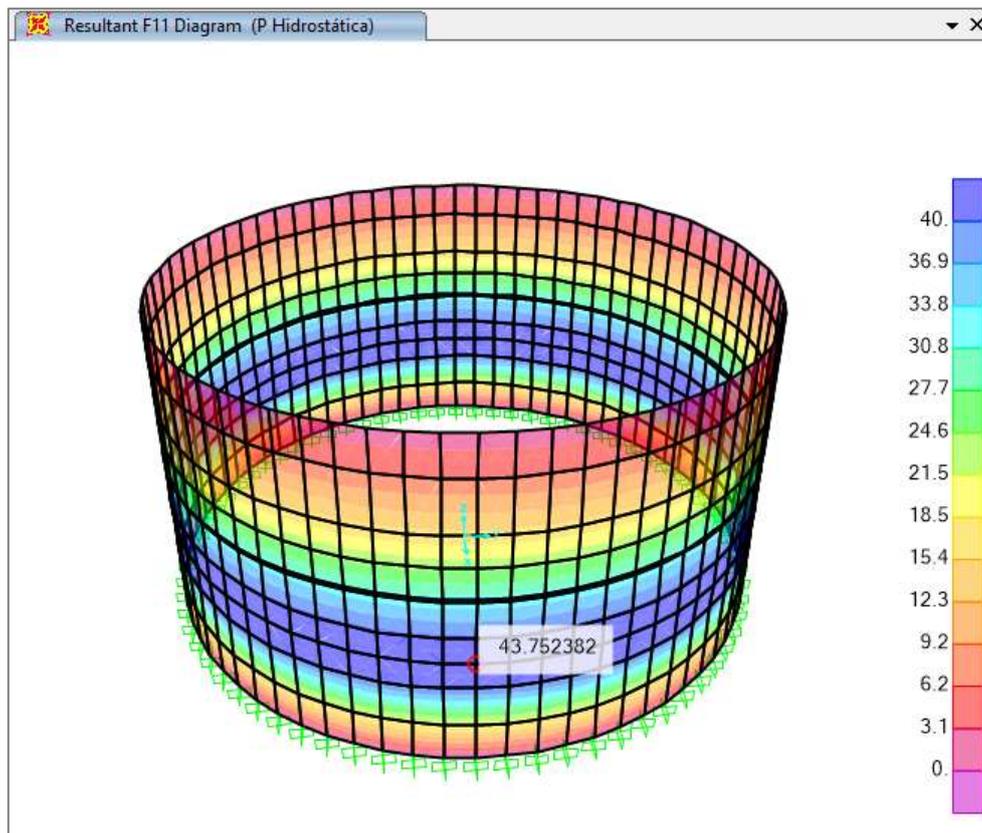
A este esfuerzo anular último se lo divide entre los factores de amplificación:
1.65 x 1.7 , obteniéndose el ESFUERZO ANULAR MÁXIMO DE SERVICIO:

$$\text{Entonces tenemos: } T_{\text{máx servicio}} = \frac{T}{1.65 \times 1.7}$$

$$T_{\text{máx servicio}} = \frac{123.57 \text{ Tonf/m}}{1.65 \times 1.7}$$

$$\mathbf{T_{\text{máx servicio}} = 44.05 \text{ Tonf/m}}$$

Para comparar con el esfuerzo calculado por el programa SAP2000 v20.2.0 mediante el Método de Elementos Finitos, verificamos el esfuerzo anular máximo de servicio a los 2.55 m de altura:



El esfuerzo calculado por el programa es de:

$$F11 \text{ servicio} = 43.75 \text{ Tonf/m}$$

La diferencia de cálculo es mínima y aceptable

POR LO TANTO, SE HA COMPROBADO LA SEGURIDAD DE RESULTADOS DEL PROGRAMA.

ANEXO 03

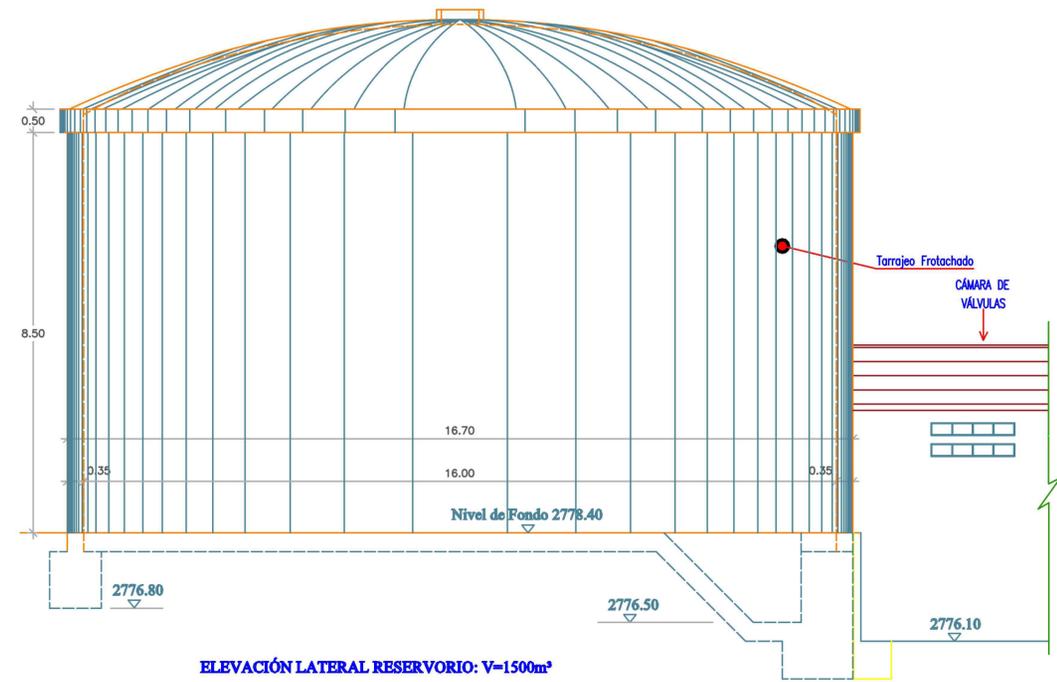
PLANOS DEL RESERVORIO

Se presentan los planos del reservorio en estudio, estos han sido elaborados con la finalidad de modelar la estructura y aplicar el agrietamiento en el análisis con SAP2000, cabe recalcar que las dimensiones geométricas han sido tomadas originalmente en base al reservorio R4 que para la presente investigación fue rediseñado.

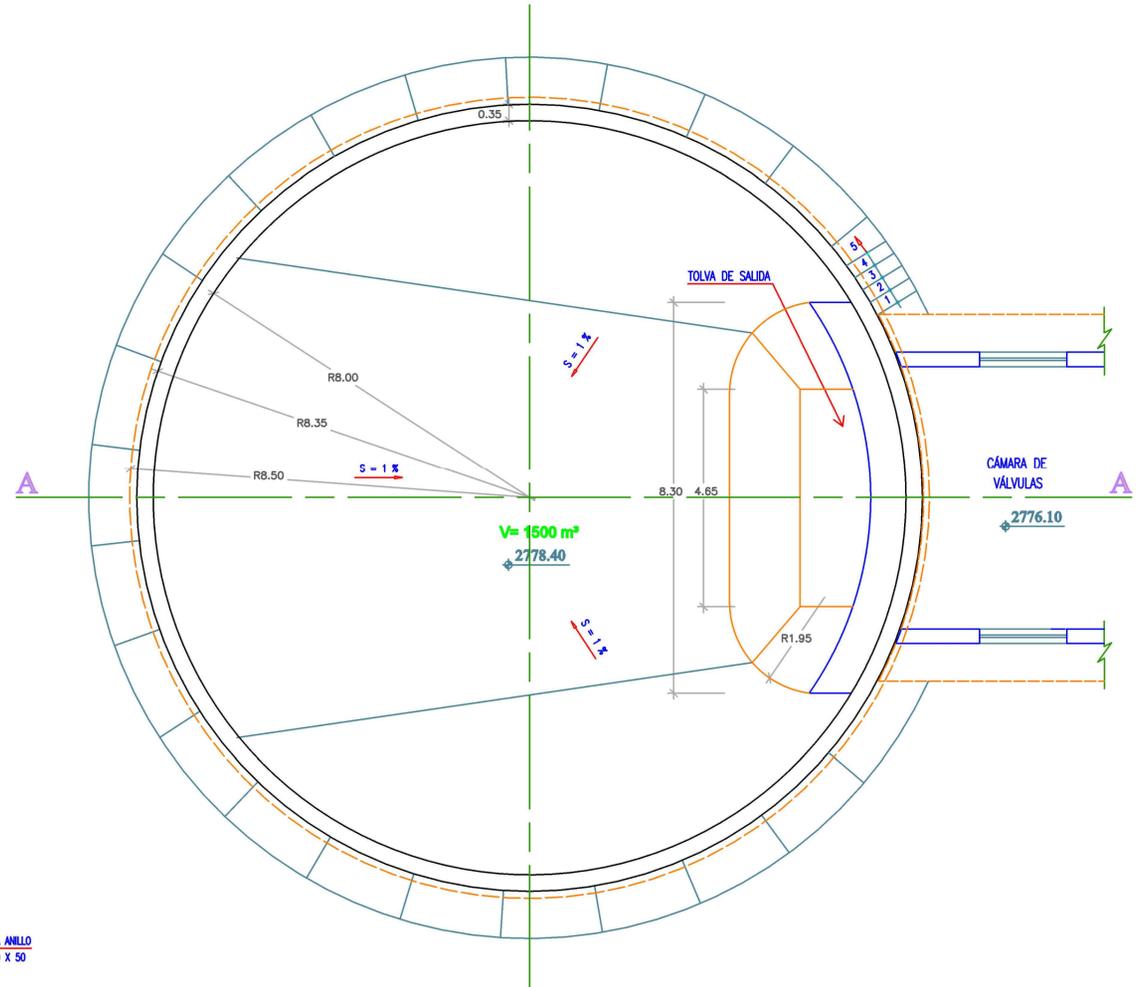
Plano 01: Elevación y secciones.

Plano 02: Estructuras.

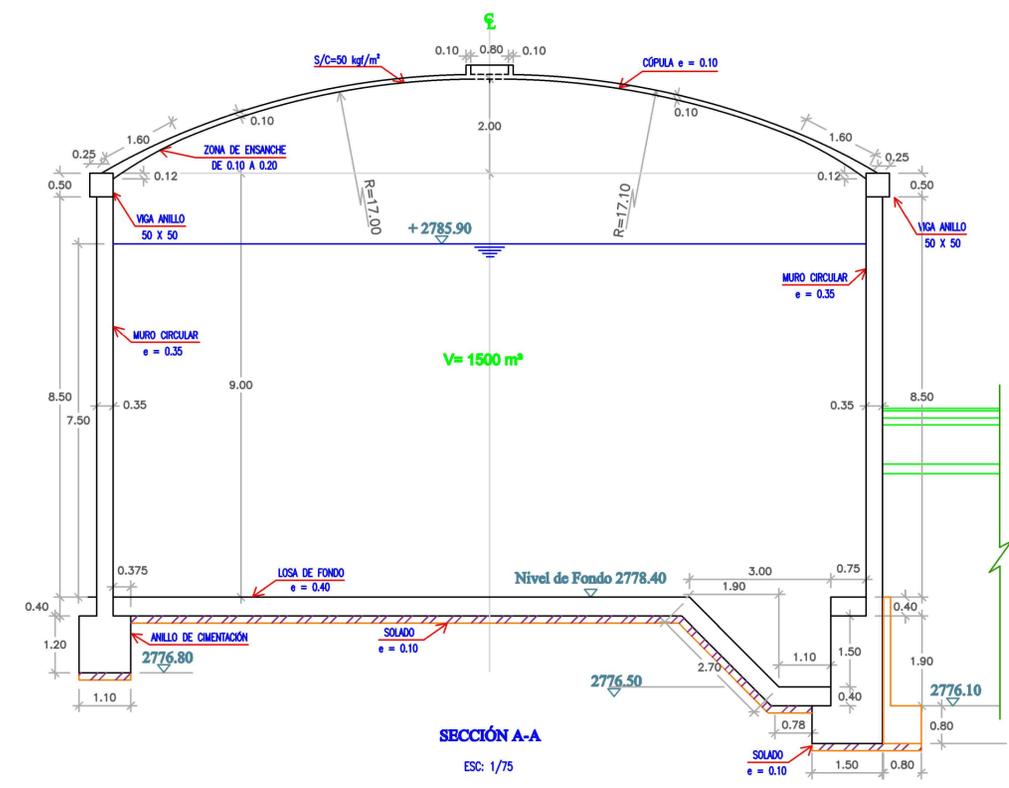
Plano 03: Detalles.



ELEVACIÓN LATERAL RESERVOIR: V=1500m³
ESC: 1/75

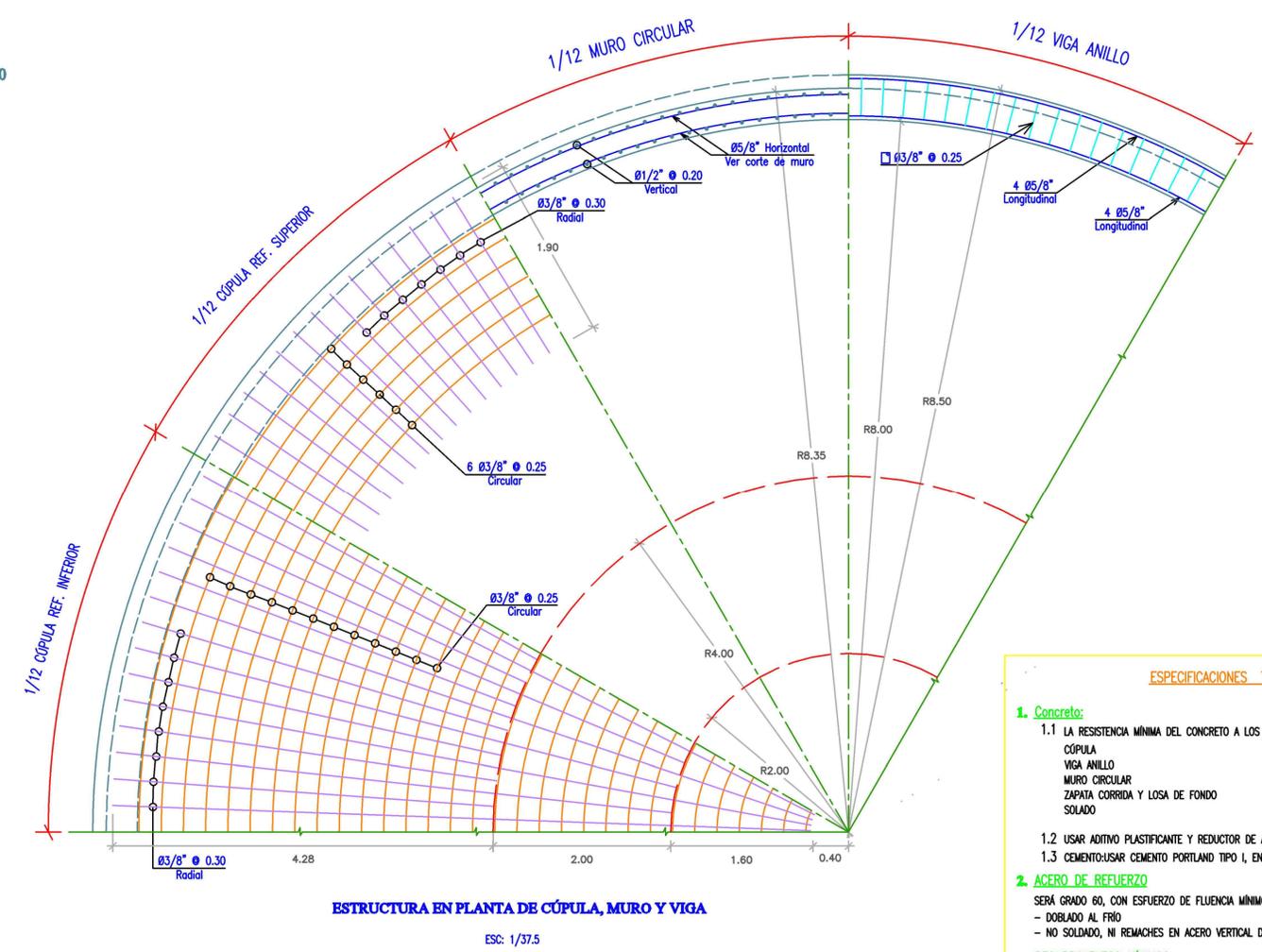
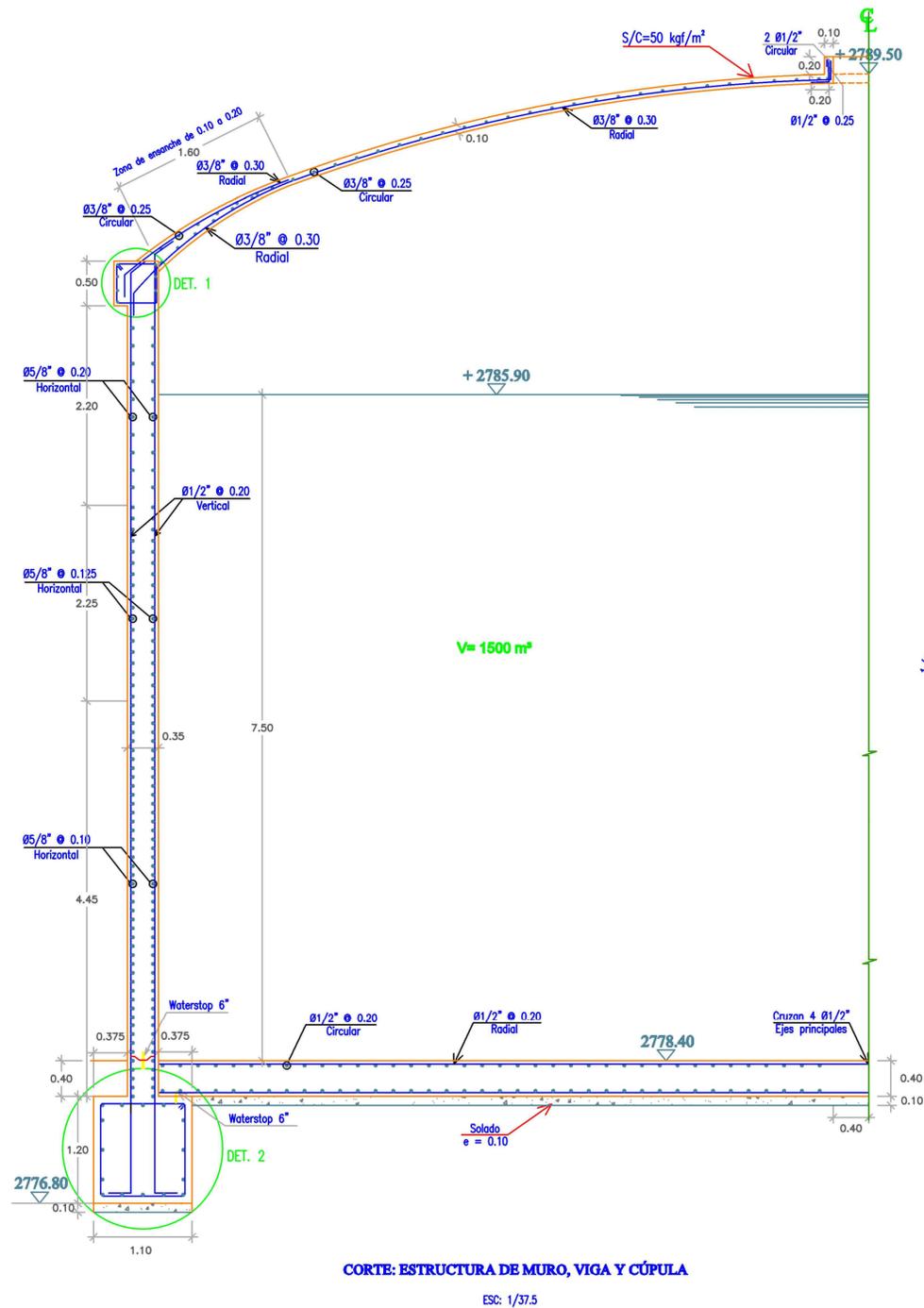


PLANTA GENERAL RESERVOIR: V=1500 m³
ESC: 1/75



SECCIÓN A-A
ESC: 1/75

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA	
	FACULTAD DE INGENIERÍA	
	ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
	TEMA: "INFLUENCIA DEL AGRIETAMIENTO EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE RESERVOIRIOS CIRCULARES APOYADOS DE CONCRETO ARMADO"	
	PLANO:	ELEVACIÓN Y SECCIONES
BACHILLER:	HENRY ALEXIS CHÁVEZ MUÑOZ	
ASESOR:	DR. ING. MIGUEL ANGEL MOSQUERA MORENO	
FUENTE: E.P.S. SEDACAJ S.A.	REDIBUJADO: H. CHÁVEZ	FECHA: Cajamarca, Diciembre-2020



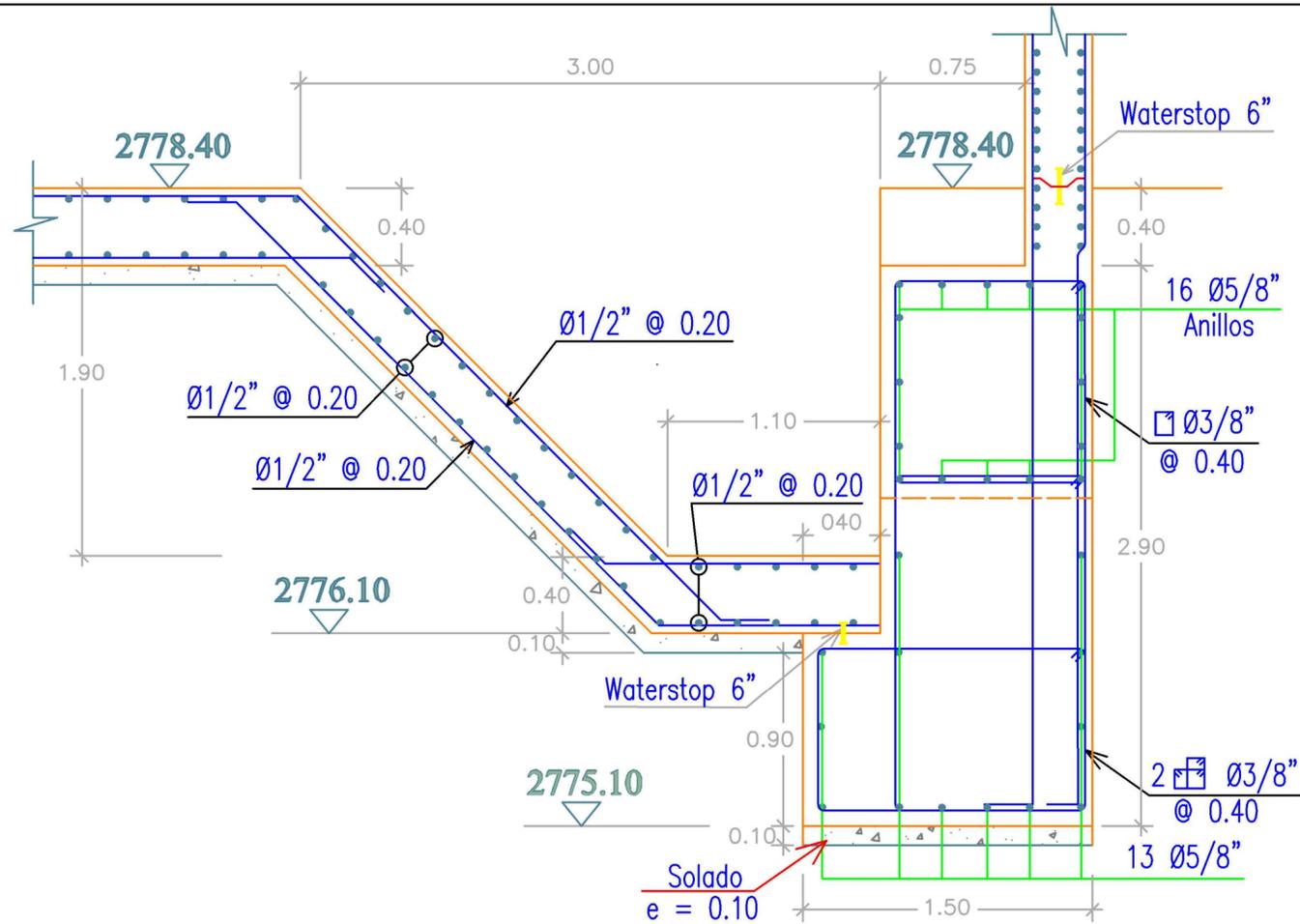
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

- Concreto:**
 - LA RESISTENCIA MÍNIMA DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS SERÁ:

CÚPULA	$f_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$
VIGA ANILLO	$f_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$
MURO CIRCULAR	$f_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$
ZAPATA CORRIDA Y LOSA DE FONDO	$f_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$
SOLADO	$f_c = 100 \text{ kgf/cm}^2$
 - USAR ADITIVO PLASTIFICANTE Y REDUCTOR DE AGUA.
 - CEMENTO: USAR CEMENTO PORTLAND TIPO I, EN LA ESTRUCTURA.
- ACERO DE REFUERZO**
SERÁ GRADO 60, CON ESFUERZO DE FLUENCIA MÍNIMO DE 4200 Kg/cm².
- DOBLADO AL FRÍO
- NO SOLDADO, NI REMACHES EN ACERO VERTICAL DEL MURO CIRCULAR.
- RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS**

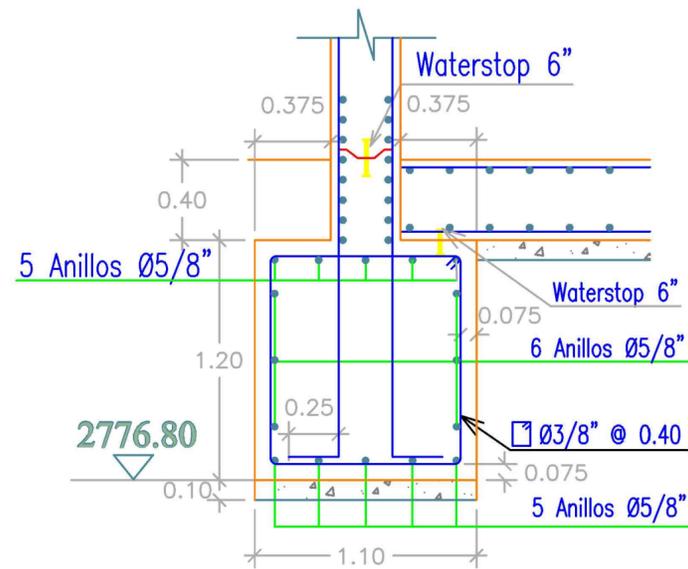
CÚPULA	0.03 m
VIGA ANILLO	0.04 m
MURO CIRCULAR	0.04 m
ZAPATA CORRIDA	0.075 m
LOSA DE FONDO	0.04 m
- SUPERFICIE INTERIOR EN CONTACTO CON EL AGUA**
LA SUPERFICIE INTERIOR EN CONTACTO CON EL AGUA SERÁ REVESTIDO EN 2 CAPAS:
PRIMERA CAPA: A LAS 24 HORAS CON MEZCLA DE CEMENTO ARENA 1:5, ESPESOR 1.5cm CON ACABADO RAYADO
SEGUNDA CAPA: A LAS 24 HORAS CON MEZCLA DE CEMENTO ARENA 1:3, ESPESOR 15 mm ACABADO FROTACHADO ; EN AMBOS CASOS SE UTILIZARÁ ADITIVO O IMPERMEABILIZANTE.
- TERRENO**
PRESIÓN ADMISIBLE SOBRE EL TERRENO: 2.55 Kgf/cm²

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA	
	FACULTAD DE INGENIERÍA	
	ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
	TEMA: "INFLUENCIA DEL AGRIETAMIENTO EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE RESERVORIOS CIRCULARES APOYADOS DE CONCRETO ARMADO"	
	PLANO: ESTRUCTURAS	ESCALA: Indizada
BACHILLER: HENRY ALEXIS CHÁVEZ MUÑOZ	PLANO N°: 02	
ASESOR: DR. ING. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO		
FUENTE: E.P.S. SEDACAJ S.A. REDIBUADO: H. CHÁVEZ FECHA: Cajamarca, Diciembre-2020		



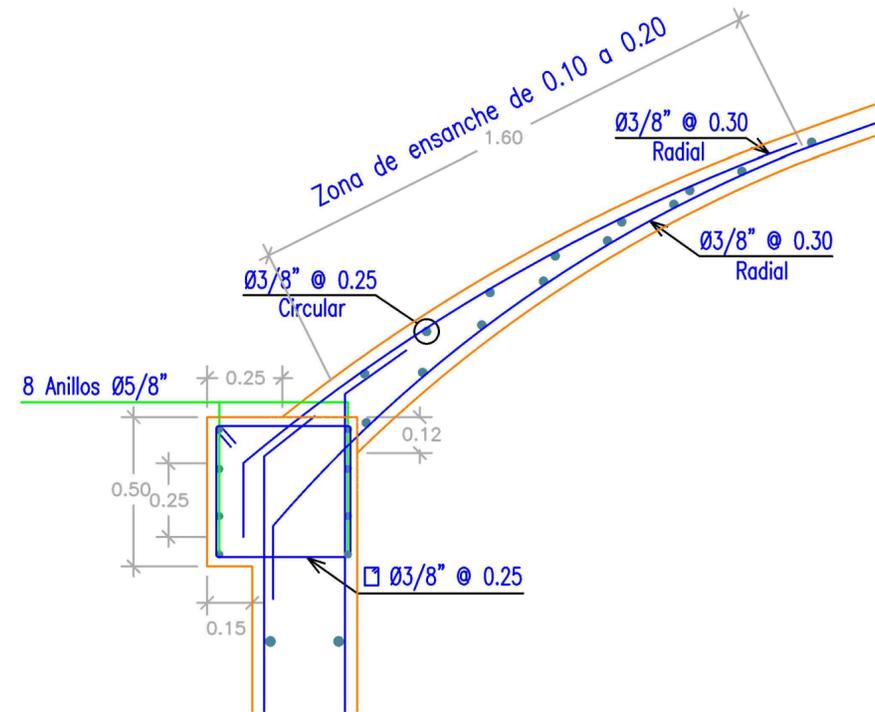
DETALLES DE LA TOLVA DE SALIDA

Esc. 1/25



DETALLE 2

Esc. 1/25



DETALLE 1

Esc. 1/15

Recomendación para el encofrado de la cúpula

Como recomendación para encofrar la cúpula se puede utilizar el sistema BINISHELL.

Este es un método novedoso, se trata de un encofrado inflable que permite colocar el concreto de una forma geoméricamente eficiente con el objetivo de reducir los costos de ejecución.

El proceso constructivo consiste en presurizar del encofrado en su emplazamiento, tras el vaciado del concreto y posterior endurecimiento, el encofrado se deshincha y se extrae para su uso posterior.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: "INFLUENCIA DEL AGRIETAMIENTO EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE RESERVORIOS CIRCULARES APOYADOS DE CONCRETO ARMADO"

PLANO: **DETALLES** ESCALA: **Indicada**

BACHILLER: **HENRY ALEXIS CHÁVEZ MUÑOZ** PLANO N°:

ASESOR: **DR. ING. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO**

FUENTE: E.P.S. SEDACAJ S.A. REDIBUJADO: **H. CHÁVEZ** FECHA: **Cajamarca, Diciembre-2020**

03