

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

ESCUELA DE POSGRADO



MAESTRIA EN CIENCIAS

MENCIÓN: INGENIERÍA CIVIL

TESIS

Comportamiento sísmico en reservorios apoyados circulares y rectangulares de diferentes volúmenes considerando las zonas sísmicas de Cajamarca

Para optar el Grado Académico de

MAESTRO EN CIENCIAS

Presentada por:

FRANCISCO ALEJANDRO MARTOS SALAS

Asesor

Dr. Miguel Angel Mosqueira Moreno

CAJAMARCA, PERÚ

2018

COPYRIGHT © 2018 by
FRANCISCO ALEJANDRO MARTOS SALAS
Todos los derechos reservados

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

ESCUELA DE POSGRADO



MAESTRÍA EN CIENCIAS

MENCIÓN: INGENIERÍA CIVIL

TESIS APROBADA:

Comportamiento sísmico en reservorios apoyados circulares y rectangulares de diferentes volúmenes considerando las zonas sísmicas de Cajamarca

Para optar el Grado Académico de

MAESTRO EN CIENCIAS

Presentada por:
FRANCISCO ALEJANDRO MARTOS SALAS

Comité Científico

Dr. Miguel Angel Mosqueira Moreno
Asesor

M. Cs. José Marchena Araujo
Miembro de Comité Científico

M.Cs. Mauro Centurión Vargas
Miembro de Comité Científico

M. Cs. Lincoln Minchán Pajares
Miembro de Comité Científico

Cajamarca - Perú

2018



Universidad Nacional de Cajamarca

Escuela de Posgrado

PROGRAMA DE MAESTRÍA EN CIENCIAS

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

Siendo las *10:00 am* de la mañana del día 17 de agosto de dos mil dieciocho, reunidos en el Auditorio de la Escuela de Posgrado de la Universidad Nacional de Cajamarca, el Jurado Evaluador presidido por el **M.Cs. JOSÉ MARCHENA ARAUJO**, y como integrantes del Jurado Titular **M.Cs. MAURO CENTURIÓN VARGAS** y **M.Cs. LINCOLN MINCHÁN PAJARES**, en calidad de Asesor el **Dr. MIGUEL MOSQUEIRA MORENO**. Actuando de conformidad con el Reglamento Interno y el Reglamento de Tesis de Maestría de la Escuela de Posgrado de la Universidad Nacional de Cajamarca, se dio inicio a la Sustentación de la Tesis titulada “**COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN RESERVORIOS APOYADOS CIRCULARES Y RECTANGULARES DE DIFERENTES VOLÚMENES CONSIDERANDO LAS ZONAS SÍSMICAS DE CAJAMARCA**”, presentada por el **Bach. en Ingeniería Civil FRANCISCO ALEJANDRO MARTOS SALAS**, con la finalidad de optar el Grado Académico de **MAESTRO EN CIENCIAS**, de la Unidad de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, con Mención en **INGENIERÍA CIVIL**.

Realizada la exposición de la Tesis y absueltas las preguntas formuladas por el Jurado Evaluador, y luego de la deliberación, se acordó.... *APROBAR*.... con la calificación de *DIECIOCHO (18) = EXCELENTE*.... la mencionada Tesis; en tal virtud, el **Bach. en Ingeniería Civil FRANCISCO ALEJANDRO MARTOS SALAS**, está apto para recibir en ceremonia especial el Diploma que lo acredita como **MAESTRO EN CIENCIAS**, de la Unidad de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, con Mención en **INGENIERÍA CIVIL**.

Siendo las *11:00 am* horas del mismo día, se dio por concluido el acto.

.....
M.Cs. José Marchena Araujo
JURADO EVALUADOR

.....
Dr. Miguel Mosqueira Moreno
Asesor

.....
M.Cs. Mauro Centurión Vargas
JURADO EVALUADOR

.....
M.Cs. Lincoln Minchán Pajares
JURADO EVALUADOR

DEDICATORIA

A Cristo, por ser mi guía en cada paso que doy, a mi mamá por su apoyo y entrega durante todos los años de mi vida, a mi papá por el apoyo que me ha brindado, a toda mi familia por su gran amor, paciencia y por darme la fuerza necesaria para seguir adelante. También a todos aquellos amigos y compañeros que fueron sinceros y me mostraron su apoyo incondicional.

El autor

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Miguel Angel Mosqueira Moreno, por su constante motivación y asesoría a lo largo del desarrollo de la tesis, dedicando parte de su valioso tiempo.

A los docentes de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca, por haberme impartido su conocimiento y las bases necesarias para mi formación profesional.

A los docentes de la Escuela de Postgrado de la Universidad Nacional de Cajamarca, con quienes profundicé los conocimientos profesionales, necesarios para realizar la investigación.

A Alex Henry Palomino Encinas, por compartir sus conocimientos en ingeniería estructural, sin los cuales la elaboración de la tesis no hubiera sido posible.

A Christian Gonzalo Salcedo Malaver, por ser un amigo incondicional y el primero en guiarme hacia el camino de la ingeniería estructural.

El autor

Entender la naturaleza salvará muchas vidas en un terremoto

—Julio Kuroiwa

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTOS	vii
ÍNDICE GENERAL	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	xvii
ÍNDICE DE TABLAS	xxiii
ÍNDICE DE CUADROS	xxviii
LISTA DE ABREVIATURAS Y SIGLAS USADAS	xxix
RESUMEN	xxx
ABSTRACT	xxxi
CAPÍTULO I	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1. Planteamiento del problema	1
1.1.1. Contextualización.	1
1.1.2. Descripción del Problema	4
1.1.3. Formulación del Problema	8
1.2. Justificación e importancia de la investigación	8
1.2.1. Justificación científica	8
1.2.2. Justificación técnica-práctica	9

1.2.3.	Justificación institucional y personal	9
1.3.	Delimitación de la Investigación	9
1.4.	Objetivos de la Investigación	11
1.4.1.	Objetivo General	11
1.4.2.	Objetivos Específicos	11
CAPÍTULO II		12
MARCO TEÓRICO		12
2.1.	Antecedentes de la investigación	12
2.1.1.	Antecedentes Internacionales	12
2.1.2.	Antecedentes Nacionales	15
2.1.3.	Antecedentes Locales	16
2.2.	Marco Conceptual	17
2.2.1.	Método Estático de la PCA y predimensionamiento de reservorios	17
2.2.1.1.	Método de la PCA para reservorios circulares	19
2.2.1.2.	Método de la PCA para reservorios rectangulares	23
2.2.1.3.	Predimensionamiento de muros	29
2.2.1.4.	Predimensionamiento de losa de fondo	29
2.2.1.5.	Predimensionamiento de cúpula para reservorios circulares	30
2.2.1.6.	Predimensionamiento de la viga anular	31
2.2.1.7.	Predimensionamiento de losa de techo para reservorios rectangulares	32
2.2.1.8.	Predimensionamiento del ancho de cimentación	33
2.2.1.9.	Verificación por estabilidad vertical	34
2.2.2.	Método Dinámico en reservorios apoyados	35
2.2.2.1.	Parámetros de sismicidad	36

2.2.2.2.	Modelo Hidrodinámico de Housner	45
2.2.2.3.	Cortantes Basales	52
2.2.2.4.	Distribución de presiones dinámicas por linealización equivalente	56
2.2.2.5.	Altura de desborde	62
2.2.2.6.	Momentos de volteo	63
2.2.3.	Consideraciones adicionales por exposición medioambiental	66
2.2.3.1.	Resistencia del concreto	66
2.2.3.2.	Muros	66
2.2.3.3.	Combinaciones de carga	67
2.3.	Definición de términos básicos	69
 CAPÍTULO III		71
 PLANTEAMIENTO DE LA HIPÓTESIS		71
3.1.	Hipótesis	71
3.1.1.	Hipótesis General	71
3.2.	Variables	71
3.3.	Operacionalización de los componentes de la hipótesis	71
 CAPÍTULO IV		74
 MARCO METODOLÓGICO		74
4.1.	Ubicación geográfica	74
4.2.	Diseño de la investigación	75
4.2.1.	Propiedades de los materiales	75
4.2.2.	Predimensionamiento de reservorios circulares	76

4.2.2.1.	Geometría de los reservorios circulares	76
4.2.2.2.	Elementos estructurales en reservorios circulares	76
4.2.3.	Predimensionamiento de reservorios rectangulares	77
4.2.3.1.	Geometría de los reservorios rectangulares	77
4.2.3.2.	Elementos estructurales en reservorios rectangulares	78
4.2.4.	Parámetros de sismicidad por zona sísmica	78
4.2.5.	Propiedades del Modelo Hidrodinámico de Housner	79
4.2.5.1.	Propiedades dinámicas en reservorios circulares	80
4.2.5.2.	Propiedades dinámicas en reservorios rectangulares	82
4.2.6.	Cortante basal	85
4.2.6.1.	Espectro de diseño por Norma ASCE/SEI 7-10	85
4.2.6.2.	Cortante del suelo	87
4.2.6.3.	Cortante basal total	88
4.2.7.	Presiones dinámicas en los muros por linealización equivalente	90
4.2.7.1.	Presión dinámica en reservorios circulares	91
4.2.7.2.	Presión dinámica en reservorios rectangulares	93
4.2.7.3.	Presión inercial impulsiva	95
4.2.7.4.	Presión por aceleración vertical	96
4.2.8.	Determinación de la altura de desborde y borde libre mínimo	97
4.2.8.1.	Altura de desborde en reservorios circulares	98
4.2.8.2.	Altura de desborde en reservorios rectangulares	98
4.2.9.	Momentos de volteo y estabilidad lateral	100
4.2.9.1.	Momentos de volteo y estabilidad lateral en reservorios circulares	100
4.2.9.2.	Momentos de volteo y estabilidad lateral en reservorios rectangulares	102
4.2.10.	Modelamiento de los reservorios en SAP2000	104
4.2.10.1.	Combinaciones de carga	105
4.2.10.2.	Esfuerzos y deformaciones en reservorios circulares	107
4.2.10.3.	Esfuerzos y deformaciones en reservorios rectangulares	115

4.2.11.	Determinación de la variación entre parámetros y comportamiento sísmico	124
4.3.	Métodos de investigación	125
4.4.	Población, muestra, unidad de análisis y unidad de observación	126
4.4.1.	Población	126
4.4.2.	Muestra	126
4.4.3.	Unidad de análisis	126
4.4.4.	Unidad de observación	127
4.5.	Técnicas e instrumentos de recopilación de información	127
4.6.	Técnicas para el procesamiento y análisis de la información	128
4.7.	Equipos, materiales e insumos	128
4.8.	Matriz de consistencia metodológica	128
CAPÍTULO V		130
RESULTADOS Y DISCUSIÓN		130
5.1.	Presentación de resultados	130
5.1.1.	Comportamiento sísmico en reservorios apoyados circulares	130
5.1.1.1.	Cortante basal en reservorios apoyados circulares	130
5.1.1.2.	Momentos de volteo en reservorios apoyados circulares	131
5.1.1.3.	Altura de desborde en reservorios circulares	133
5.1.1.4.	Esfuerzo anular en reservorios circulares	134
5.1.1.5.	Esfuerzo a flexión en reservorios circulares	135
5.1.1.6.	Esfuerzo cortante en reservorios circulares	137
5.1.1.7.	Deformación máxima en reservorios circulares	139

5.1.1.8.	Variación del comportamiento sísmico en reservorios circulares	141
5.1.2.	Comportamiento sísmico en reservorios apoyados rectangulares	141
5.1.2.1.	Cortante basal en reservorios apoyados rectangulares	141
5.1.2.2.	Momentos de volteo en reservorios apoyados rectangulares	143
5.1.2.3.	Altura de desborde en reservorios rectangulares	144
5.1.2.4.	Cortante diagonal en reservorios rectangulares	145
5.1.2.5.	Esfuerzo a flexión en reservorios rectangulares	147
5.1.2.6.	Esfuerzo cortante en reservorios rectangulares	150
5.1.2.7.	Deformación máxima en reservorios rectangulares	153
5.1.2.8.	Variación del comportamiento sísmico en reservorios rectangulares	154
5.2.	Análisis, interpretación y discusión de resultados	155
5.2.1.	Comparación del comportamiento sísmico en reservorios apoyados circulares	
	156	
5.2.1.1.	Comparación de cortante basal en reservorios circulares	156
5.2.1.2.	Comparación de momentos de volteo en reservorios circulares	157
5.2.1.3.	Comparación de altura de desborde en reservorios circulares	158
5.2.1.4.	Comparación de esfuerzo anular en reservorios circulares	159
5.2.1.5.	Comparación de esfuerzo a flexión en reservorios circulares	160
5.2.1.6.	Comparación de esfuerzo cortante en reservorios circulares	161
5.2.1.7.	Comparación de deformación máxima en reservorios circulares	161
5.2.1.8.	Interpretación de la variación del comportamiento sísmico en reservorios circulares	162
5.2.2.	Comparación del comportamiento sísmico en reservorios apoyados rectangulares	162
5.2.2.1.	Comparación de cortante basal en reservorios rectangulares	162
5.2.2.2.	Comparación de momentos de volteo en reservorios rectangulares	163
5.2.2.3.	Comparación de altura de desborde en reservorios rectangulares	164

5.2.2.4.	Comparación de cortante diagonal en reservorios rectangulares	165
5.2.2.5.	Comparación de esfuerzo a flexión en reservorios rectangulares	165
5.2.2.6.	Comparación de esfuerzo cortante en reservorios rectangulares	166
5.2.2.7.	Comparación de deformación máxima en reservorios rectangulares	167
5.2.2.8.	Interpretación de la variación del comportamiento sísmico en reservorios rectangulares	168
5.3.	Contrastación de la hipótesis	169
	CONCLUSIONES	171
	RECOMENDACIONES	174
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	176
	APÉNDICE 1	181
	PREDIMENSIONAMIENTO DE RESERVORIOS CIRCULARES	181
	AP.1. Predimensionamiento por Método estático	181
AP.1.1.	Predimensionamiento del espesor del muro	181
AP.1.2.	Predimensionamiento del espesor de la losa de fondo	183
AP.1.3.	Predimensionamiento de la cúpula del reservorio	183
AP.1.4.	Predimensionamiento de la viga anular	185
AP.1.5.	Predimensionamiento de la cimentación	186
AP.1.6.	Verificación de la estabilidad vertical	190
	APÉNDICE 2	193
	PREDIMENSIONAMIENTO DE RESERVORIOS RECTANGULARES	193

AP.2. Predimensionamiento por Método estático	193
AP.2.1. Predimensionamiento del espesor del muro	193
AP.2.2. Predimensionamiento del espesor de la losa de fondo	196
AP.2.3. Predimensionamiento de la losa de techo	196
AP.2.4. Predimensionamiento de la cimentación	197
AP.2.5. Verificación de la estabilidad vertical	201
APÉNDICE 3	204
MODELAMIENTO ESTRUCTURAL	204
AP.3. Modelamiento de reservorios en SAP2000	204
AP.3.1. Configuración inicial y definiciones básicas	204
AP.3.2. Importación y dibujo de elementos en SAP2000	206
AP.3.3. Asignación del módulo de balasto	210
AP.3.4. Asignación de cargas estáticas	211
AP.3.5. Asignación de cargas hidrodinámicas	214
AP.3.6. Combinaciones de carga	218
ANEXO 1	222
MÓDULO DE BALASTO	222

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Subducción de la Placa de Nazca (Kuroiwa, 2012).....	2
Figura 2. Reservorio elevado colapsado en el terremoto de Bhuj (Rai, 2003)	2
Figura 3. Modelo de Acoplamiento Cercano (Toledo, 2011)	3
Figura 4. Modelo dinámico en reservorios apoyados (ACI b, 2006)	4
Figura 5. Idealización según PCA (PCA a y b, 1993).....	5
Figura 6. Modelo de Masas y Resortes en reservorios apoyados (Palomino, 2014)	5
Figura 7. Colapso del reservorio Huayrapongo (Mosqueira, 2014)	7
Figura 8. Cambio de zonificación sísmica en Perú (MCVS, 2003 y MCVS, 2016).....	7
Figura 9. Modelo de masas y resortes de Housner (Housner, 1963)	12
Figura 10. Modelo de masas y resortes en reservorio rectangular, (Deepak et. al. 2016)	13
Figura 11. Chapoteo por excitación sísmica (Chaduvula et. al. 2013).....	13
Figura 12. Masa convectiva en diferentes modelos (Li y Wang, 2012).....	14
Figura 13. Altura convectiva en diferentes modelos (Li y Wang, 2012)	14
Figura 14. Presiones hidrodinámicas en reservorios a) bajos b) altos (Moslemi y Kianoush, 2012).....	15
Figura 15. Distribución de esfuerzos por fuerza sísmica (Acero y Mejía, 2005)	16
Figura 16. Condiciones de carga para el análisis (Palomino, 2014)	18
Figura 17. Idealización estática para reservorio circular (PCA a, 1993)	19
Figura 18. Distribución de la tensión anular en reservorio con base fija y borde libre (PCA a, 1993).....	21
Figura 19. Sistema de coordenadas para placas (PCA b, 1993).....	24
Figura 20. Idealización según condición de contorno (PCA b, 1993)	27
Figura 21. Geometría de cúpula circular (Palomino, 2014)	31
Figura 22. Distribución de las presiones dinámicas.....	57
Figura 23. Linealización equivalente de la presión impulsiva (IS, 2006).....	58

Figura 24. Linealización equivalente de la presión convectiva (IS, 2006).....	60
Figura 25. Ubicación del reservorio R-6 (Google, 2017).....	74
Figura 26. Espectro de diseño de componente impulsiva en zona 3.....	86
Figura 27. Espectro de diseño de componente convectiva en zona 3.....	86
Figura 28. Espectro de diseño de componente impulsiva en zona 2.....	86
Figura 29. Espectro de diseño de componente convectiva en zona 2.....	87
Figura 30. Presiones dinámicas para reservorio circular de 1000 m ³	91
Figura 31. Presiones dinámicas para reservorio circular de 1500 m ³	92
Figura 32. Presiones dinámicas para reservorio circular de 2000 m ³	92
Figura 33. Presiones dinámicas para reservorio circular de 2500 m ³	92
Figura 34. Presión impulsiva para reservorio rectangular de 1000 m ³	93
Figura 35. Presión convectiva para reservorio rectangular de 1000 m ³	93
Figura 36. Presión impulsiva para reservorio rectangular de 1500 m ³	94
Figura 37. Presión convectiva para reservorio rectangular de 1500 m ³	94
Figura 38. Presión impulsiva para reservorio rectangular de 2000 m ³	94
Figura 39. Presión convectiva para reservorio rectangular de 2000 m ³	95
Figura 40. Presión impulsiva para reservorio rectangular de 2500 m ³	95
Figura 41. Presión convectiva para reservorio rectangular de 2500 m ³	95
Figura 42. Esfuerzo Anular en reservorio circular de 1000 m ³	107
Figura 43. Esfuerzo Anular en reservorio circular de 1500 m ³	108
Figura 44. Esfuerzo Anular en reservorio circular de 2000 m ³	108
Figura 45. Esfuerzo Anular en reservorio circular de 2500 m ³	109
Figura 46. Esfuerzo a Flexión en reservorio circular de 1000 m ³	109
Figura 47. Esfuerzo a Flexión en reservorio circular de 1500 m ³	110
Figura 48. Esfuerzo a Flexión en reservorio circular de 2000 m ³	110
Figura 49. Esfuerzo a Flexión en reservorio circular de 2500 m ³	111
Figura 50. Esfuerzo Cortante en reservorio circular de 1000 m ³	111
Figura 51. Esfuerzo Cortante en reservorio circular de 1500 m ³	112

Figura 52. Esfuerzo Cortante en reservorio circular de 2000 m ³	112
Figura 53. Esfuerzo Cortante en reservorio circular de 2500 m ³	113
Figura 54. Deformaciones en reservorio circular de 1000 m ³	113
Figura 55. Deformaciones en reservorio circular de 1500 m ³	114
Figura 56. Deformaciones en reservorio circular de 2000 m ³	114
Figura 57. Deformaciones en reservorio circular de 2500 m ³	115
Figura 58. Esfuerzo a Flexión en reservorio rectangular de 1000 m ³ Dir. E-O	116
Figura 59. Esfuerzo a Flexión en reservorio rectangular de 1000 m ³ Dir. N-S.....	116
Figura 60. Esfuerzo a Flexión en reservorio rectangular de 1500 m ³ Dir. E-O	116
Figura 61. Esfuerzo a Flexión en reservorio rectangular de 1500 m ³ Dir. N-S.....	117
Figura 62. Esfuerzo a Flexión en reservorio rectangular de 2000 m ³ Dir. E-O	117
Figura 63. Esfuerzo a Flexión en reservorio rectangular de 2000 m ³ Dir. N-S.....	117
Figura 64. Esfuerzo a Flexión en reservorio rectangular de 2500 m ³ Dir. E-O	118
Figura 65. Esfuerzo a Flexión en reservorio rectangular de 2500 m ³ Dir. N-S.....	118
Figura 66. Esfuerzo Cortante en reservorio rectangular de 1000 m ³ Dir. E-O	119
Figura 67. Esfuerzo Cortante en reservorio rectangular de 1000 m ³ Dir. N-S	119
Figura 68. Esfuerzo Cortante en reservorio rectangular de 1500 m ³ Dir. E-O	119
Figura 69. Esfuerzo Cortante en reservorio rectangular de 1500 m ³ Dir. N-S	120
Figura 70. Esfuerzo Cortante en reservorio rectangular de 2000 m ³ Dir. E-O	120
Figura 71. Esfuerzo Cortante en reservorio rectangular de 2000 m ³ Dir. N-S	120
Figura 72. Esfuerzo Cortante en reservorio rectangular de 2500 m ³ Dir. E-O	121
Figura 73. Esfuerzo Cortante en reservorio rectangular de 2500 m ³ Dir. N-S	121
Figura 74. Deformaciones en reservorio rectangular de 1000 m ³ Dir. E-O	122
Figura 75. Deformaciones en reservorio rectangular de 1000 m ³ Dir. N-S	122
Figura 76. Deformaciones en reservorio rectangular de 1500 m ³ Dir. E-O	122
Figura 77. Deformaciones en reservorio rectangular de 1500 m ³ Dir. N-S	123
Figura 78. Deformaciones en reservorio rectangular de 2000 m ³ Dir. E-O	123
Figura 79. Deformaciones en reservorio rectangular de 2000 m ³ Dir. N-S	123

Figura 80. Deformaciones en reservorio rectangular de 2500 m ³ Dir. E-O	124
Figura 81. Deformaciones en reservorio rectangular de 2500 m ³ Dir. N-S	124
Figura 82. Cortantes basales en reservorios circulares.....	131
Figura 83. Variación de cortantes basales en reservorios circulares	131
Figura 84. Momentos de volteo en reservorios circulares	132
Figura 85. Variación de Momentos de volteo en reservorios circulares.....	132
Figura 86. Altura de desborde en reservorios circulares	133
Figura 87. Variación de Altura de desborde en reservorios circulares.....	133
Figura 88. Diagramas de tensión anular en reservorios circulares	134
Figura 89. Esfuerzo anular en reservorios circulares	135
Figura 90. Variación del Esfuerzo anular en reservorios circulares	135
Figura 91. Diagramas de momento en reservorios circulares	136
Figura 92. Esfuerzo a flexión en reservorios circulares	137
Figura 93. Variación del Esfuerzo a flexión en reservorios circulares.....	137
Figura 94. Diagramas de cortante en reservorios circulares	138
Figura 95. Esfuerzo cortante en reservorios circulares	139
Figura 96. Variación del Esfuerzo cortante en reservorios circulares	139
Figura 97. Deformaciones máximas en reservorios circulares	140
Figura 98. Variación de la Deformación máxima en reservorios circulares	140
Figura 99. Cortantes basales en reservorios rectangulares	142
Figura 100. Variación de cortantes basales en reservorios rectangulares Dir. E-O...	142
Figura 101. Variación de cortantes basales en reservorios rectangulares Dir. N-S ...	143
Figura 102. Momentos de volteo en reservorios rectangulares	143
Figura 103. Variación de Momentos de volteo en reservorios rectangulares Dir. E-O	144
Figura 104. Variación de Momentos de volteo en reservorios rectangulares Dir. N-S	144
Figura 105. Altura de desborde en reservorios rectangulares	144
Figura 106. Variación de Altura de desborde en reservorios rectangulares Dir. E-O.	145

Figura 107. Variación de Altura de desborde en reservorios rectangulares Dir. N-S.	145
Figura 108. Cortante diagonal en reservorios rectangulares	146
Figura 109. Variación del Cortante diagonal en reservorios rectangulares Dir. E-O..	146
Figura 110. Variación del Cortante diagonal en reservorios rectangulares Dir. N-S..	146
Figura 111. Diagramas de momento en reservorios rectangulares Dir. E-O	147
Figura 112. Diagramas de momento en reservorios rectangulares Dir. N-S.....	148
Figura 113. Esfuerzo a flexión en reservorios rectangulares.....	149
Figura 114. Variación del Esfuerzo a flexión en reservorios rectangulares Dir. E-O..	149
Figura 115. Variación del Esfuerzo a flexión en reservorios rectangulares Dir. N-S..	149
Figura 116. Diagramas de cortante en reservorios rectangulares Dir. E-O	150
Figura 117. Diagramas de cortante en reservorios rectangulares Dir. N-S.....	151
Figura 118. Esfuerzo cortante en reservorios rectangulares	152
Figura 119. Variación del Esfuerzo cortante en reservorios rectangulares Dir. E-O..	152
Figura 120. Variación del Esfuerzo cortante en reservorios rectangulares Dir. N-S ..	152
Figura 121. Deformaciones máximas en reservorios rectangulares	153
Figura 122. Variación de la Deformación máxima en reservorios rectangulares Dir. E-O	154
Figura 123. Variación de la Deformación máxima en reservorios rectangulares Dir. N-S	154
Figura 124. Sistema de coordenadas para reservorio circular en SAP2000.....	204
Figura 125. Sistema de coordenadas para reservorio rectangular en SAP2000	205
Figura 126. Propiedades de los materiales en SAP2000	205
Figura 127. Propiedades de las secciones en SAP2000.....	206
Figura 128. Reservorio circular en Autocad	207
Figura 129. Importación de elementos desde AutoCAD a SAP2000.....	207
Figura 130. Reservorio circular importado en SAP2000.....	208
Figura 131. Dibujo de la zapata y losa de fondo en SAP2000.....	208
Figura 132. Modelo final de reservorio circular en SAP2000.....	209

Figura 133. Modelo final de reservorio rectangular en SAP2000.....	209
Figura 134. Asignación de restricciones en la base del muro.....	210
Figura 135. Asignación del módulo de balasto en SAP2000	211
Figura 136. Definición de patrones de cargas estáticas	212
Figura 137. Combinaciones de cargas estáticas en SAP2000	212
Figura 138. Asignación de patrones en nudos en SAP2000	213
Figura 139. Asignación de cargas laterales estáticas en SAP2000.....	213
Figura 140. Asignación de cargas uniformes por unidad de área en SAP2000	214
Figura 141. Patrones de carga sísmica en reservorios circulares en SAP2000.....	214
Figura 142. Patrones de carga sísmica en reservorios rectangulares en SAP2000 ..	215
Figura 143. Distribución de la presión impulsiva en SAP2000	216
Figura 144. Distribución de presión convectiva en SAP2000	216
Figura 145. Distribución de la presión inercial impulsiva en SAP2000	217
Figura 146. Distribución de la presión por aceleración vertical en SAP2000	217
Figura 147. Presión inercial en muros paralelos al sismo en SAP2000.....	218
Figura 148. Combinación para la carga impulsiva en SAP2000	219
Figura 149. Combinación para la carga sísmica en SAP2000.....	219
Figura 150. Combinación Comb 4 para Flexión y Tensión en SAP2000	220
Figura 151. Combinación Comb 4 para Cortante en SAP2000	220
Figura 152. Combinación Servicio 2 SAP2000.....	220
Figura 153. Combinaciones de carga en reservorios circulares SAP2000	221
Figura 154. Combinaciones de carga en reservorios rectangulares SAP2000	221

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coeficientes para el cálculo del esfuerzo anular	20
Tabla 2. Coeficientes para el cálculo del esfuerzo cortante	22
Tabla 3. Coeficientes para esfuerzo cortante – Caso 3	27
Tabla 4. Coeficientes para esfuerzo cortante – Caso 4	28
Tabla 5. Factores de Zona	37
Tabla 6. Aceleraciones espectrales en zonas sísmicas de la NTE E.030 2003	38
Tabla 7. Aceleraciones espectrales en zonas sísmicas de la NT E.030 2016	38
Tabla 8. Clasificación de Sitio	39
Tabla 9. Coeficiente de Sitio, F_a	40
Tabla 10. Coeficiente de Sitio, F_v	40
Tabla 11. Categoría de Riesgo	41
Tabla 12. Factor de Importancia Sísmica I_e	42
Tabla 13. Categoría de Diseño Sísmico para S_{DS}	43
Tabla 14. Categoría de Diseño Sísmico para S_{D1}	43
Tabla 15. Factor de Reducción de Respuesta Sísmica ASCE	44
Tabla 16. Factor de Reducción de Respuesta Sísmica ACI	44
Tabla 17. Tabla de derivas para condición activa o pasiva por tipo de suelo	54
Tabla 18. Tabla de derivas para condición activa o pasiva por tipo de suelo	63
Tabla 19. Cuantía mínima por repartición y temperatura	67
Tabla 20. Combinaciones de carga	68
Tabla 21. Tensión permisible f_s	68
Tabla 22. Operacionalización de las componentes de la hipótesis	72
Tabla 23. Propiedades del agua, suelo, concreto y acero	75
Tabla 24. Dimensiones geométricas en reservorios circulares	76
Tabla 25. Dimensiones de elementos estructurales en reservorios circulares	77
Tabla 26. Dimensiones geométricas en reservorios rectangulares	78

Tabla 27. Dimensiones de elementos estructurales en reservorios rectangulares	78
Tabla 28. Parámetros de sismicidad por zona sísmica	79
Tabla 29. Peso de elementos en reservorios circulares	80
Tabla 30. Propiedades dinámicas en reservorio circular de 1000 m³	80
Tabla 31. Propiedades dinámicas en reservorio circular de 1500 m³	81
Tabla 32. Propiedades dinámicas en reservorio circular de 2000 m³	81
Tabla 33. Propiedades dinámicas en reservorio circular de 2500 m³	82
Tabla 34. Peso de elementos en reservorios rectangulares	83
Tabla 35. Propiedades dinámicas en reservorio rectangular de 1000 m³	83
Tabla 36. Propiedades dinámicas en reservorio rectangular de 1500 m³	84
Tabla 37. Propiedades dinámicas en reservorio rectangular de 2000 m³	84
Tabla 38. Propiedades dinámicas en reservorio rectangular de 2500 m³	85
Tabla 39. Cortante del suelo en reservorios circulares	87
Tabla 40. Cortante del suelo en reservorios rectangulares	88
Tabla 41. Cortante basal en reservorios circulares en la zona 3	88
Tabla 42. Cortante basal en reservorios circulares en la zona 2	89
Tabla 43. Cortante basal en reservorios rectangulares zona 3 Dir. E-O	89
Tabla 44. Cortante basal en reservorios rectangulares zona 3 Dir. N-S	89
Tabla 45. Cortante basal en reservorios rectangulares zona 2 Dir. E-O	90
Tabla 46. Cortante basal en reservorios rectangulares zona 2 Dir. N-S	90
Tabla 47. Presión inercial impulsiva en reservorios circulares	96
Tabla 48. Presión inercial impulsiva en reservorios rectangulares Dir. E-O	96
Tabla 49. Presión inercial impulsiva en reservorios rectangulares Dir. N-S	96
Tabla 50. Presión por aceleración vertical en reservorios circulares	97
Tabla 51. Presión por aceleración vertical en reservorios rectangulares	97
Tabla 52. Altura de desborde en reservorios circulares zona 3	98
Tabla 53. Altura de desborde en reservorios circulares zona 2	98

Tabla 54. Altura de desborde en reservorios rectangulares zona 3 Dir. E-O.....	99
Tabla 55. Altura de desborde en reservorios rectangulares zona 3 Dir. N-S.....	99
Tabla 56. Altura de desborde en reservorios rectangulares zona 2 Dir. E-O.....	99
Tabla 57. Altura de desborde en reservorios rectangulares zona 2 Dir. N-S.....	100
Tabla 58. Momentos de volteo y estabilidad reservorios circulares zona 3	101
Tabla 59. Momentos de volteo y estabilidad reservorios circulares zona 2	101
Tabla 60. Momentos de volteo y estabilidad reservorios rectangulares zona 3 Dir. E-O	102
Tabla 61. Momentos de volteo y estabilidad reservorios rectangulares zona 3 Dir. N-S	103
Tabla 62. Momentos de volteo y estabilidad reservorios rectangulares zona 2 Dir. E-O	103
Tabla 63. Momentos de volteo y estabilidad reservorios rectangulares zona 2 Dir. N-S	104
Tabla 64. Factor de exposición medioambiental	105
Tabla 65. Combinaciones de carga para Momentos y Tensiones	105
Tabla 66. Combinaciones de carga para Cortantes.....	106
Tabla 67. Métodos usados en la investigación	125
Tabla 68. Matriz de consistencia metodológica	129
Tabla 69. Espesor del muro y relación para coeficientes de la PCA.....	181
Tabla 70. Tensión Anular por Método de la PCA.....	182
Tabla 71. Comprobación del módulo de ruptura en el muro	182
Tabla 72. Comprobación del muro por cortante	183
Tabla 73. Espesor de cúpula para el reservorio de 1000 m³	184
Tabla 74. Espesor de cúpula para el reservorio de 1500 m³	184
Tabla 75. Espesor de cúpula para el reservorio de 2000 m³	184
Tabla 76. Espesor de cúpula para el reservorio de 2500 m³	184
Tabla 77. Dimensionamiento de viga anular para reservorio de 1000 m³	185

Tabla 78. Dimensionamiento de viga anular para reservorio de 1500 m³	185
Tabla 79. Dimensionamiento de viga anular para reservorio de 2000 m³	185
Tabla 80. Dimensionamiento de viga anular para reservorio de 2500 m³	186
Tabla 81. Datos de suelo y cimentación en reservorios circulares	186
Tabla 82. Capacidad admisible en reservorios circulares	187
Tabla 83. Cálculo del ancho de cimentación para reservorio de 1000 m³	187
Tabla 84. Cálculo del ancho de cimentación para reservorio de 1500 m³	188
Tabla 85. Cálculo del ancho de cimentación para reservorio de 2000 m³	188
Tabla 86. Cálculo del ancho de cimentación para reservorio de 2500 m³	189
Tabla 87. Cálculo del espesor y peralte de cimentación reservorio de 1000 m³	189
Tabla 88. Cálculo del espesor y peralte de cimentación reservorio de 1500 m³	190
Tabla 89. Cálculo del espesor y peralte de cimentación reservorio de 2000 m³	190
Tabla 90. Cálculo del espesor y peralte de cimentación reservorio de 2500 m³	190
Tabla 91. Estabilidad vertical para reservorio de 1000 m³	191
Tabla 92. Estabilidad vertical para reservorio de 1500 m³	191
Tabla 93. Estabilidad vertical para reservorio de 2000 m³	191
Tabla 94. Estabilidad vertical para reservorio de 2500 m³	192
Tabla 95. Relación longitud y altura para cada dirección y carga unitaria	193
Tabla 96. Cortante en reservorio rectangular de 1000 m³	193
Tabla 97. Cortante en reservorio rectangular de 1500 m³	194
Tabla 98. Cortante en reservorio rectangular de 2000 m³	194
Tabla 99. Cortante en reservorio rectangular de 2500 m³	194
Tabla 100. Comprobación del muro por cortante	194
Tabla 101. Comprobación de cortante bajo tensión reservorio de 1000 m³	195
Tabla 102. Comprobación de cortante bajo tensión reservorio de 1500 m³	195
Tabla 103. Comprobación de cortante bajo tensión reservorio de 2000 m³	195
Tabla 104. Comprobación de cortante bajo tensión reservorio de 2500 m³	195
Tabla 105. Espesores de muro en reservorios rectangulares	196

Tabla 106. Espesores de losa de techo en reservorios rectangulares	196
Tabla 107. Datos de suelo y cimentación en reservorios rectangulares	197
Tabla 108. Capacidad admisible en reservorios rectangulares.....	198
Tabla 109. Cálculo del ancho de cimentación para reservorio de 1000 m³.....	198
Tabla 110. Cálculo del ancho de cimentación para reservorio de 1500 m³.....	199
Tabla 111. Cálculo del ancho de cimentación para reservorio de 2000 m³.....	199
Tabla 112. Cálculo del ancho de cimentación para reservorio de 2500 m³.....	200
Tabla 113. Cálculo del espesor y peralte de cimentación reservorio de 1000 m³	200
Tabla 114. Cálculo del espesor y peralte de cimentación reservorio de 1500 m³	201
Tabla 115. Cálculo del espesor y peralte de cimentación reservorio de 2000 m³	201
Tabla 116. Cálculo del espesor y peralte de cimentación reservorio de 2500 m³	201
Tabla 117. Estabilidad vertical para reservorio de 1000 m³	202
Tabla 118. Estabilidad vertical para reservorio de 1500 m³	202
Tabla 119. Estabilidad vertical para reservorio de 2000 m³	202
Tabla 120. Estabilidad vertical para reservorio de 2500 m³	203
Tabla 121. Módulo de balasto para reservorios circulares	210
Tabla 122. Módulo de balasto para reservorios rectangulares.....	210

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1. Variación del comportamiento sísmico para reservorios circulares .	141
Cuadro 2. Variación del comportamiento sísmico para reservorios rectangulares	155
Cuadro 3. Rango de variación del comportamiento sísmico en reservorios circulares.....	169
Cuadro 4. Rango de variación del comportamiento sísmico en reservorios rectangulares	170

LISTA DE ABREVIATURAS Y SIGLAS USADAS

- ACI: American Concrete Institute.
- ASCE: American Society of Civil Engineers.
- CEPIS: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria.
- cm.: Centímetros.
- Coef.: Coeficiente.
- Comb.: Combinación de diseño.
- Ec.: Ecuación.
- EMA.: Exposición medioambiental.
- ft.: Pies.
- IS: Indian Standard.
- Kg.: Kilogramos.
- Lb.: Libras.
- m.: Metros.
- MPC: Municipalidad Provincial de Cajamarca.
- MVCS: Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento.
- NT: Norma Técnica.
- NTE: Norma Técnica de Edificación.
- PCA: Portland Cement Association.
- psi.: Libras por pulgadas al cuadrado.
- rad.: Radianes.
- s: Segundos.
- SEDAPAL: Servicio de Agua Potable y Alcantarillado de Lima.
- SEI: Structural Engineering Institute.
- Tn.: Toneladas.
- USGS: United States Geological Survey.

RESUMEN

Los reservorios apoyados son estructuras clasificadas como esenciales que no deben fallar durante ni después de un sismo importante, no obstante, en Perú no se tiene una normatividad específica para el análisis y diseño de estas estructuras; adicionalmente, con la actualización de la NT E.030 al año 2016, la Región Cajamarca se ha dividido en dos zonas sísmicas, es por ello que la investigación fue realizada teniendo como objetivo principal determinar el comportamiento sísmico en reservorios apoyados circulares y rectangulares de diferentes volúmenes considerando las dos zonas sísmicas de Cajamarca, el cual fue realizado comparando la zona sísmica 3 y 2 de la NT E.030. Los resultados obtenidos, fueron válidos para reservorios apoyados con geometría circular y rectangular con volúmenes de 1000 m³, 1500 m³, 2000 m³ y 2500 m³ cuyos componentes estructurales fueron predimensionados mediante el método estático de la PCA, luego se determinaron las propiedades dinámicas y parámetros del comportamiento sísmico, de acuerdo a las normas internacionales ACI 350.3-06 y ASCE/SEI 7-10, las cuales recomiendan la linealización de las presiones hidrodinámicas en el modelo mecánico equivalente de George W. Housner; posteriormente se obtuvieron los esfuerzos y deformaciones mediante el modelamiento en el programa computacional SAP2000. Se concluyó que el comportamiento sísmico en reservorios apoyados circulares y rectangulares de diferentes volúmenes, varía entre un 4% a un 30% entre las zonas sísmicas 3 y 2 a las que pertenece Cajamarca, de acuerdo a la NT E.030 del año 2016, siendo más crítico para la zona 3.

Palabras clave: Tanque, almacenamiento, análisis sísmico, agua potable, esfuerzos, deformaciones.

ABSTRACT

The ground supported tanks are an essential structures that should not fail during or after earthquake; however, Peru has not any normative for the analysis and design of these structures; additionally, with the update of NT E.030 2016, Cajamarca has been divided into two seismic zones; this is why the research had the main objective of determining the seismic behaviour in circular and rectangular ground supported tanks with different storage, including the seismic zones of Cajamarca, which was made by comparison between the seismic zone 3 and 2 from NT E.030. The results were valid for ground supported tanks with circular and rectangular geometry with approximate storage of 1000 m³, 1500 m³, 2000 m³ and 2500 m³, the structural components were pre-dimensioned by the static method of the PCA, then the seismic and dynamic parameters were determined according to international standards ACI 350.3-06 and ASCE/SEI 7-10, which recommend the equivalent linearization of hydrodynamic pressures in mechanical model of George W. Housner. The efforts and displacements were obtained with the engineering software SAP2000. It was concluded that the seismic behaviour in circular and rectangular ground supported tanks with different storage, oscillates from 4% to 30% between seismic zone 3 and 2 of Cajamarca, according to NT E.030 from 2016, being more critical for zone 3.

Keywords: Tank, storage, seismic analysis, water treatment, efforts, displacements.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

1.1.1. Contextualización.

El desafío de la Ingeniería Sismorresistente consiste en estudiar el comportamiento de las estructuras ante una acción sísmica con la finalidad de garantizar su protección y seguridad, para ello se realizan diferentes investigaciones con el objetivo de elaborar métodos de cálculo que conlleven a la más cercana simulación de dichas acciones, las cuales deben ser tomadas en cuenta con mayor importancia en aquellas estructuras clasificadas como esenciales (Villareal, 2015).

El Perú es uno de los países que bordean al cinturón de fuego del pacífico, debido a la subducción de la placa de Nazca, como muestra la Figura 1, por lo que existe una alta probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico de importante magnitud. Por ejemplo, el terremoto de Pisco en el año 2007, mostró la falla de 4 reservorios elevados que quedaron inoperativos debido a daños en la estructura de soporte (Huaranga, 2015).

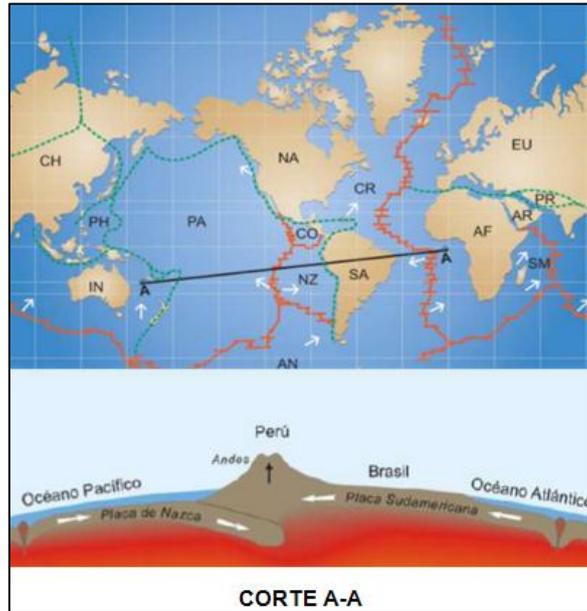


Figura 1. Subducción de la Placa de Nazca (Kuroiwa, 2012)

Los reservorios apoyados circulares y rectangulares, son estructuras de almacenamiento de agua con una vital importancia para la humanidad, debido al uso poblacional para el que son destinados, por lo tanto, son clasificados como estructuras esenciales y cuyo funcionamiento no debe interrumpirse después de un sismo severo (MVCS, 2016).



Figura 2. Reservorio elevado colapsado en el terremoto de Bhuj (Rai, 2003)

Es por ello que las estructuras de reservorios apoyados circulares y rectangulares deben contemplar un adecuado modelamiento, análisis y diseño de los

elementos que lo componen, a fin de garantizar un buen comportamiento estructural durante y después de un sismo de magnitud importante.

En Perú, en la NT E.030 de 2016 se establecen los parámetros sísmicos para el cálculo y diseño de edificaciones, cuyo modelo matemático es idealizado mediante un sistema de varios grados de libertad, de tal modo que en los entresijos se concentran las masas en las que se aplican fuerzas distribuidas en cada nivel; conocido como el modelo de Acoplamiento Cercano, mostrado en la Figura 3 (Toledo, 2011).

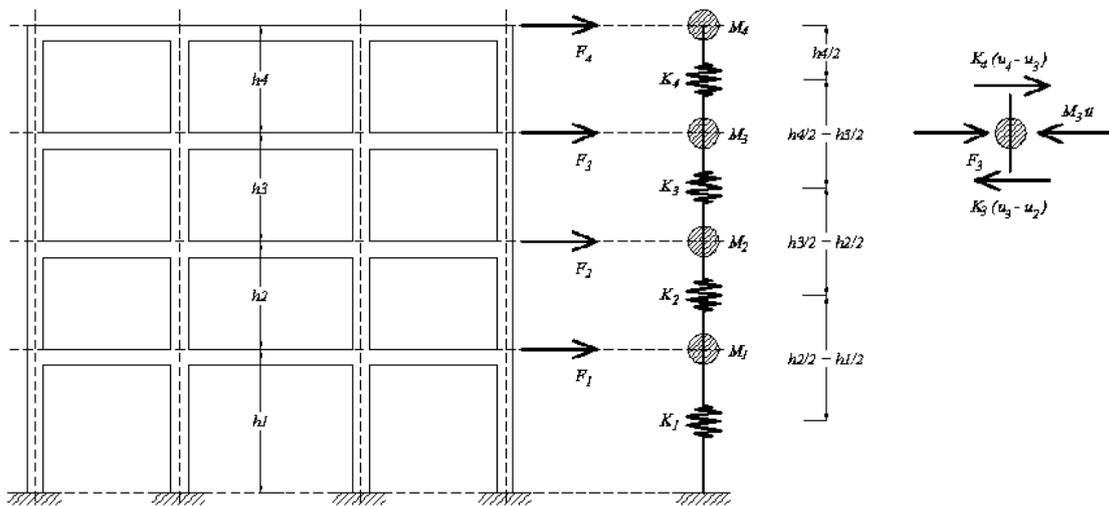


Figura 3. Modelo de Acoplamiento Cercano (Toledo, 2011)

Sin embargo, el comportamiento de un reservorio no posee las mismas características que una edificación; por ende, a nivel mundial se realizan diversas investigaciones con el fin de obtener modelos que simplifiquen el comportamiento hidrodinámico del agua. Por ejemplo, se encuentra el modelo que realizaron Chandrasekaran y Krishna en 1954, para reservorios elevados, que considera un grado de libertad concentrado en la cúpula, mientras las paredes de la estructura debieran someterse únicamente a cargas hidrostáticas. (Huaranga, 2015)

Luego del terremoto de Chile en 1960 se estudió el comportamiento hidrodinámico del agua, ya que la misma no se comporta como una sola masa, debido a la superficie de rebose que posee, por lo que durante un movimiento sísmico se producirá un efecto de chapoteo del agua. El modelo de Housner de 1963, en la Figura 4, muestra los efectos del comportamiento hidrodinámico del agua idealizando la misma en dos masas sujetadas por resortes; este modelo es considerado en algunas normas internacionales (Huaranga, 2015).

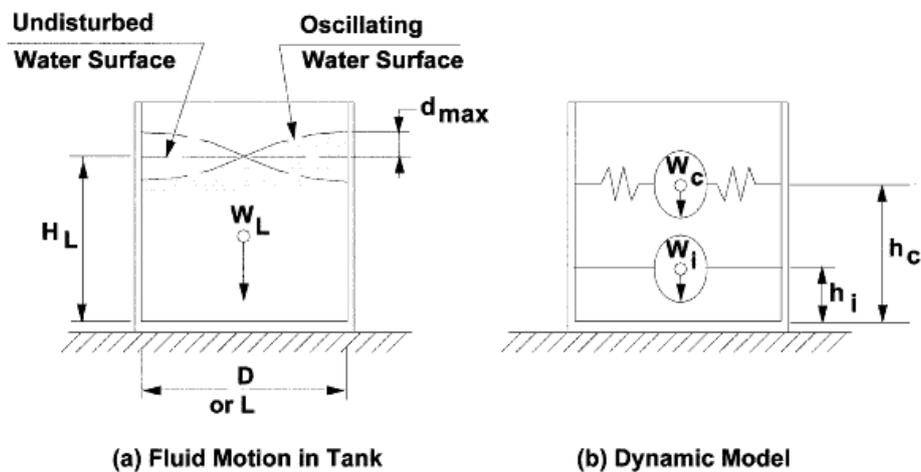


Figura 4. Modelo dinámico en reservorios apoyados (ACI b, 2006)

En Perú no existe una metodología para analizar reservorios, a pesar de ser clasificados como estructuras esenciales, es por ello que se consideró realizar una investigación que evalúe el comportamiento sísmico en reservorios apoyados utilizando como modelo matemático a la idealización propuesta por Housner, para lo cual se tomó en cuenta la forma geométrica, el volumen y la zona sísmica.

1.1.2. Descripción del Problema

Para el análisis y diseño de reservorios apoyados circulares y rectangulares se han realizado una serie de modelos, entre ellos el análisis estático propuesto por la Asociación de Cemento Portland (PCA), donde se proporcionan coeficientes que permiten la obtención de los esfuerzos producidos en las paredes del reservorio como

en las losas de cimentación, el mismo que hoy tan sólo es considerado con fines de predimensionamiento.

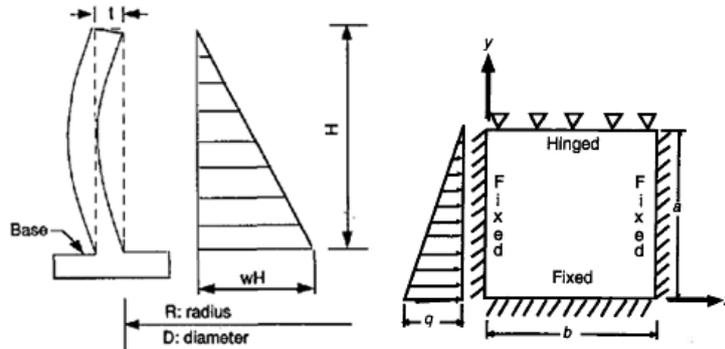


Figura 5. Idealización según PCA (PCA a y b, 1993)

Sin embargo, en el mundo se conoce la importancia que poseen las acciones sísmicas adicionales a las estáticas, ya que cuando un reservorio que almacena agua es sometido a vibración, el líquido ejerce una presión hidrodinámica impulsiva y convectiva que se suman a la hidrostática, por lo tanto, se evalúan estas fuerzas con diferentes modelos, uno de los más importantes es el de Masas y Resortes propuesto por George W. Housner en 1963, visualizado en la Figura 6 (Palomino, 2014).

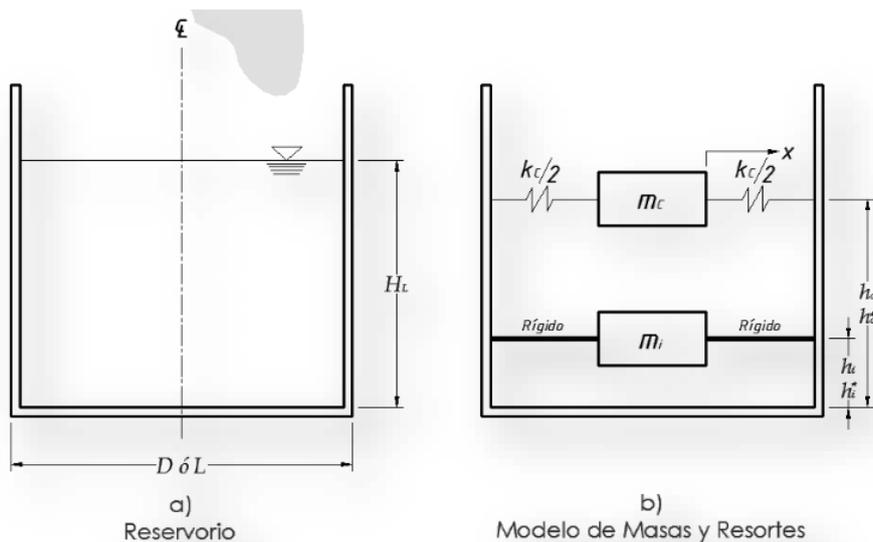


Figura 6. Modelo de Masas y Resortes en reservorios apoyados (Palomino, 2014)

Se han encaminado diversas investigaciones respecto al estudio de reservorios incluyendo las componentes impulsiva y convectiva, una de ellas realizada en la India contempla un estudio comparativo de diferentes normas de diseño con volúmenes de: 50 m^3 , 100 m^3 y 200 m^3 (Deepak et. al., 2016); otra investigación, en la India, incluye las componentes dinámicas para el comportamiento sísmico de reservorios elevados mediante la interacción del fluido, estructura y suelo (Chaduvula et. al., 2013). En Canadá, se realizó un estudio paramétrico en el comportamiento dinámico para reservorios circulares apoyados, usando el método de elementos finitos en tres dimensiones (Moslemi y Kianoush, 2012).

De igual modo se ha puesto bastante énfasis en el estudio de la componente convectiva que genera el chapoteo del agua; es así que en México, se investigó el efecto del chapoteo no lineal en reservorios de almacenamiento (Hernández et. al., 2015); en China, se realizaron estudios con fines de determinar una solución exacta del modelo equivalente para el chapoteo del fluido en reservorios rectangulares (Li y Wang, 2012).

Por ello las normas internacionales, como el ASCE/SEI 7-10 y el ACI 350.3-06, brindan una adecuada metodología para poder analizar y diseñar estructuras de este tipo teniendo como base el modelo hidrodinámico, sin embargo, se debe tener en cuenta los parámetros de aceleración de respuesta espectral para periodos cortos (S_s) y para periodos de 1 segundo (S_1) los cuales varían de acuerdo a la zonificación sísmica.

En Perú, la NT E.030 del 2016 no dispone parámetros sísmicos necesarios para realizar el modelamiento dinámico que permita cuantificar el comportamiento sísmico que poseen los reservorios apoyados circulares y rectangulares, esto conlleva a que en muchas ocasiones se dejen de lado al sismo e incluso criterios básicos como: la durabilidad de la estructura, resistencia de los componentes estructurales,

estabilidad lateral y vertical, mismas que de no ser consideradas pueden ocasionar fallas importantes que involucren pérdidas de vidas humanas, como ocurrió en el colapso del reservorio de Huayrapongo, Figura 7.



Figura 7. Colapso del reservorio Huayrapongo (Mosqueira, 2014)

Adicionalmente, la NT E.030 ha tenido un cambio fundamental en cuanto a la zonificación sísmica, ya que anteriormente con la NTE E.030 del 2003 se tenían tres zonas sísmicas, siendo la zona 3 la que se consideraba con más alta sismicidad. Mediante la actualización de la NT E.030 del 2016 el Perú se divide en 4 zonas sísmicas, donde Cajamarca pertenece a las zonas 2 y 3, según la Figura 8 (MVCs, 2016).

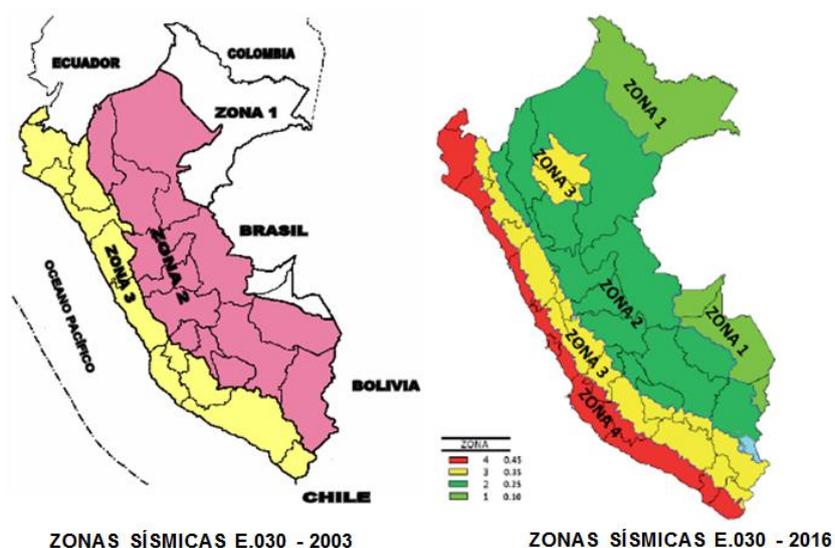


Figura 8. Cambio de zonificación sísmica en Perú (MVCs, 2003 y MVCs, 2016)

Ante la carencia de una normativa peruana especificada para reservorios apoyados circulares y rectangulares que contemple la acción de las componentes impulsiva y convectiva, los profesionales en Ingeniería Civil desconocen la variación del comportamiento sísmico de estas estructuras en las dos zonas sísmicas contempladas para Cajamarca en la NT E.030 del año 2016, considerando diferentes volúmenes, por lo que fue pertinente realizar dicho estudio.

1.1.3. Formulación del Problema

¿Cuál es la variación del comportamiento sísmico en reservorios apoyados circulares y rectangulares de diferentes volúmenes al considerar las dos zonas sísmicas de Cajamarca?

1.2. Justificación e importancia de la investigación

1.2.1. Justificación científica

El análisis y diseño de reservorios contempla las presiones hidrodinámicas impulsiva y convectiva, mismos temas que son relevantes en la actualidad, mientras que en Perú la norma de diseño sismorresistente no contempla el análisis de este tipo de estructuras y se ha cambiado la zonificación sísmica; es por ello que mediante la investigación se permitió encontrar la variación del comportamiento sísmico en reservorios apoyados circulares y rectangulares con diferentes volúmenes al considerar las dos zonas sísmicas de Cajamarca, en la que fue aplicada el modelamiento de masas y resortes propuesto por George Housner, habiendo usado la metodología propuesta en las normas internacionales ASCE/SEI 7-10 y ACI 350.3-06 de forma adecuada.

1.2.2. Justificación técnica-práctica

Tras haber solucionado el problema planteado, el profesional en Ingeniería Civil, que se desempeña en proyectos de sistemas de agua potable, tendrá un criterio adecuado en cuanto a la variación del comportamiento sísmico de estructuras esenciales como lo son los reservorios apoyados circulares y rectangulares (de diferentes formas y volúmenes), con el fin de garantizar la seguridad estructural frente a un evento sísmico importante.

1.2.3. Justificación institucional y personal

La Universidad Nacional de Cajamarca, por medio de la Escuela de Postgrado, tiene como fin solucionar problemas en beneficio de la comunidad, es por ello que uno de sus objetivos es expandir los conocimientos aplicados a la Ingeniería Civil, respecto al estudio de la Ingeniería Sísmica, con el fin de garantizar un comportamiento seguro durante eventos sísmicos.

El tesista ha demostrado la capacidad, motivación e interés suficiente para la elaboración de la misma, tras conocer los conceptos básicos que implicaron su ejecución, por lo cual se logró el fiel cumplimiento de los objetivos que se plantearon.

1.3. Delimitación de la Investigación

La investigación se limitó al estudio del comportamiento sísmico estructural para reservorios apoyados circulares y rectangulares variando las zonas sísmicas de la Región Cajamarca, el mismo que fue evaluado mediante modelos estructurales, haciendo uso de las normas internacionales ASCE/SEI 7-10 y ACI 350.3-06; por lo

cual se empleó el modelo de masas y resortes propuesto por George W. Housner transformado a una idealización mediante linealización equivalente.

Como se investigó la variación del comportamiento sísmico por efectos hidrodinámicos, se consideró evaluar los esfuerzos y deformaciones bajo la condición de carga con el reservorio lleno, sin considerar la presión ejercida por el suelo de relleno.

Para fines de la investigación, se tomó como muestra representativa a reservorios apoyados circulares y rectangulares prototipos con capacidades aproximadas a 1000 m³, 1500 m³, 2000 m³ y 2500 m³, elegidos tras considerar los volúmenes más críticos de reservorio en Cajamarca con un aumento cada 500 m³.

Ya que la investigación se centró en variar únicamente la zonificación sísmica, se optó por emplear los parámetros geotécnicos del Reservorio R-6 de Cajamarca el cual posee un suelo tipo S₃.

Por lo tanto, los resultados fueron obtenidos únicamente para los modelos prototipo con las capacidades de almacenamiento y tipo de suelo mencionados, además de considerar únicamente a las zonas sísmicas 3 y 2 de la Región Cajamarca de acuerdo a la N.T E.030 2016, siendo que pueden considerarse otras líneas de investigación evaluando diferentes formas de reservorios, tipos de apoyo, tipos de suelo y las zonas sísmicas 1 y 4 de Perú.

1.4. Objetivos de la Investigación

1.4.1. Objetivo General

Determinar el comportamiento sísmico en reservorios apoyados circulares y rectangulares de diferentes volúmenes considerando las zonas sísmicas de Cajamarca.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Determinar el comportamiento sísmico en reservorios apoyados circulares con volúmenes de 1000 m³, 1500 m³, 2000 m³ y 2500 m³, considerando las zonas sísmicas de Cajamarca.
- Determinar el comportamiento sísmico en reservorios apoyados rectangulares con volúmenes de 1000 m³, 1500 m³, 2000 m³ y 2500 m³, considerando zonas sísmicas de Cajamarca.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

2.1.1. Antecedentes Internacionales

Desde hace más de 50 años, los reservorios de almacenamiento han sido estudiados, siendo el aporte más importante el modelo simplificado mediante masas y resortes, a fin de representar las presiones hidrodinámicas desarrolladas cuando un fluido almacenado es sujeto a aceleraciones horizontales (Housner, 1963).

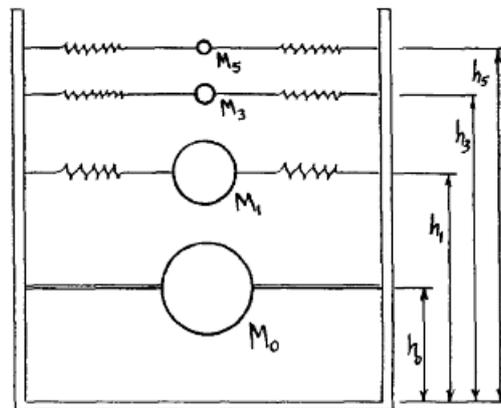


Figura 9. Modelo de masas y resortes de Housner (Housner, 1963)

A nivel mundial, se han realizado diversas investigaciones respecto al estudio de los efectos hidrodinámicos que se producen en los reservorios. Deepak et. al. (2016), en la India, en su investigación: Estudio comparativo del análisis dinámico de reservorios de líquido rectangulares usando disposiciones de códigos, Figura 10, concluye que los valores del comportamiento sísmico, considerando la componente impulsiva y convectiva, obtenidos en con la Norma IS 1893 Parte 2 son más críticos que los de la Norma IS 3370-1967 IV.

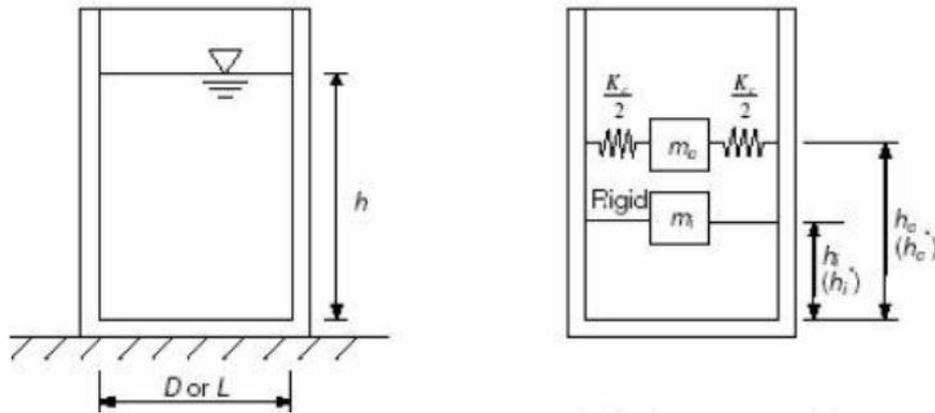


Figura 10. Modelo de masas y resortes en reservorio rectangular, (Deepak et. al. 2016)

Chaduvula et. al. (2013), en la India, en su investigación: Efectos de la interacción fluido-estructura-suelo en el comportamiento sísmico de los reservorios de agua elevados, Figura 11, se concluye que debido a la no linealidad de la estructura de acero considerada para el tanque elevado, la presión impulsiva disminuye conforme aumenta la aceleración de la base mientras la presión convectiva se incrementa.

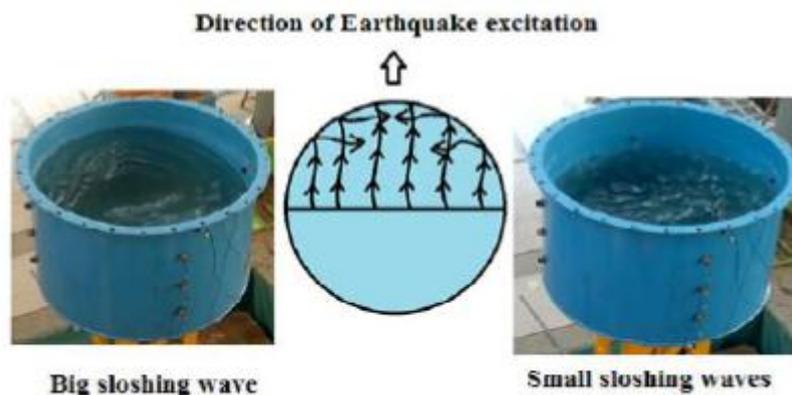


Figura 11. Chapoteo por excitación sísmica (Chaduvula et. al. 2013)

Li y Wang (2012), en China, en su investigación: Una solución complementaria exacta de un modelo mecánico equivalente para el chapoteo del fluido en un tanque rectangular, Figuras 12 y 13, concluyen en expresiones para el cálculo del chapoteo del agua, las cuales muestran una mayor aproximación al modelo de Housner.

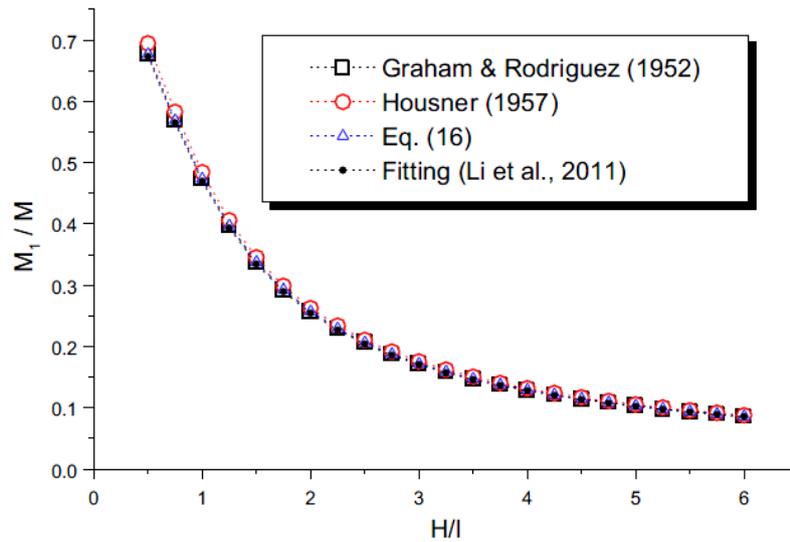


Figura 12. Masa convectiva en diferentes modelos (Li y Wang, 2012)

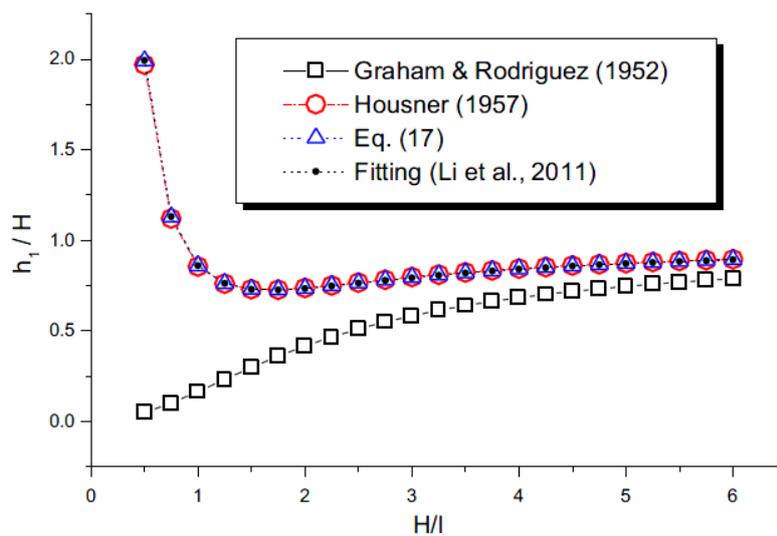


Figura 13. Altura convectiva en diferentes modelos (Li y Wang, 2012)

Moslemi y Kianoush (2012), en Canadá, en su investigación: Estudio paramétrico en el comportamiento dinámico de reservorios cilíndricos apoyados, Figura 14, concluyen en que el procedimiento de los Elementos Finitos se puede emplear con precisión en el análisis de reservorios cilíndricos apoyados, además infieren que en comparación con la norma ACI 350.3-06, se obtiene que las presiones convectivas tienen un alto grado de aproximación, mientras que en la distribución de presiones impulsiva la norma es más conservadora.

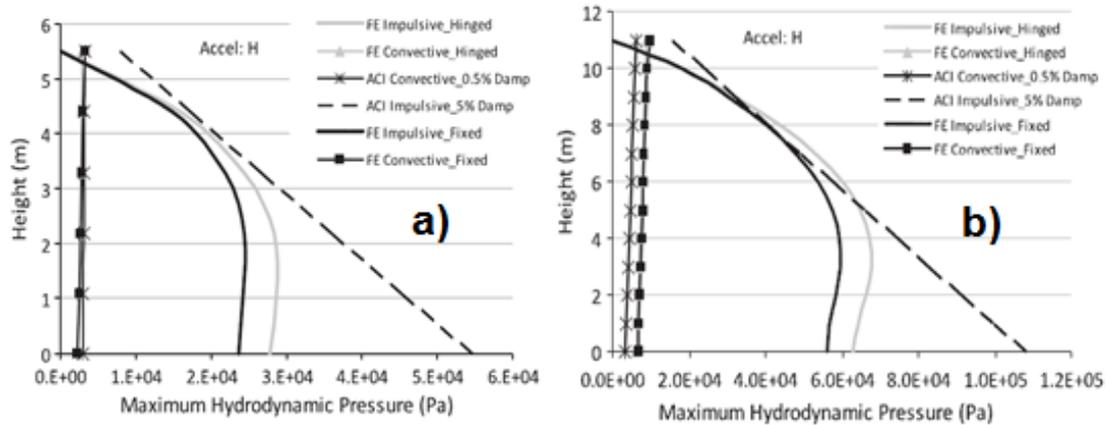


Figura 14. Presiones hidrodinámicas en reservorios a) bajos b) altos (Moslemi y Kianoush, 2012)

Hernández et. al. (2015), en México, en su investigación: Efecto del oleaje no lineal en tanques de almacenamiento sometidos a sismos intensos, concluyen en la importancia del estudio del chapoteo, el cual de ser subestimado puede ocasionar: derramamiento de líquido, contaminación ambiental, explosiones o pérdida de agua potable, de acuerdo al uso del reservorio.

2.1.2. Antecedentes Nacionales

En el ámbito nacional, se realizó una investigación sobre la evaluación de la respuesta sísmica no lineal de los reservorios R-1 y R-2 tipo INTZE de SEDAPAL en la ciudad de Lima, donde se emplean las recomendaciones de las Normas ACI 350.3-06, ACI 371 R-98, la NTE E.030 del 2003, el ASCE/SEI 07-5 y el EUROCODIGO-8, obteniéndose los parámetros del mapa sísmico mundial desarrollado por la USGS. En dicha investigación se concluye que ambos reservorios poseen un diseño adecuado (Huaranga, 2015).

Acero y Mejía (2005), presentaron una publicación titulada: Análisis dinámico de tanques superficiales, circulares y rectangulares; en la misma que emplean el

modelo de Housner bajo las consideraciones del ACI 350.3-01, concluyendo que la presión hidrodinámica se incrementa en un 40% como máximo en condiciones de servicio, por lo que no debe ser ignorada en el diseño de reservorios.

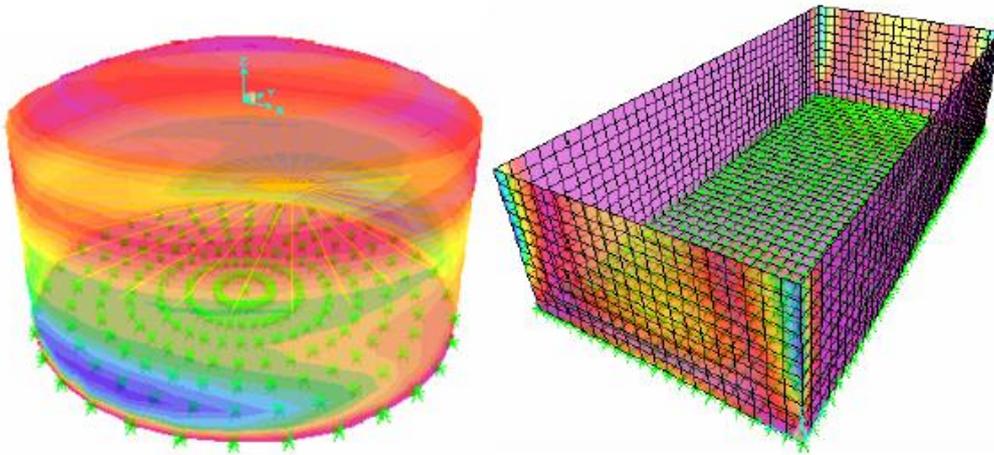


Figura 15. Distribución de esfuerzos por fuerza sísmica (Acero y Mejía, 2005)

2.1.3. Antecedentes Locales

En el ámbito local, Martos y Mosqueira (2013) en la tesis: Evaluación de los esfuerzos de un reservorio circular entre el método estático y el método dinámico del diseño sismorresistente, compararon el método estático de la PCA y el método dinámico de la norma ACI 350.3R-01 para un modelo prototipo de reservorio circular apoyado, donde se concluyó que el método dinámico posee una mayor exactitud al considerar acciones mecánicas que no son consideradas en el método estático.

Silva (2013) en su tesis: Evaluación del comportamiento estructural de reservorios apoyados de concreto armado de sección circular y rectangular, concluye que los reservorios circulares presentan un mejor comportamiento estructural al tener mayor uniformidad en la distribución de esfuerzos respecto a los rectangulares.

Núñez y Mosqueira (2014) en la tesis: Esfuerzos hidrodinámicos en reservorios circulares de concreto armado, por la variación de esbeltez; altura del agua-diámetro, concluyen que el comportamiento de esfuerzos es adecuado con esbelteces que varían entre $H_L/D=0.30$ hasta $H_L/D=1.20$.

Adicionalmente a lo revisado, en Perú aún no se ha implementado una norma para este tipo de estructuras, por lo que se desconocen diversos criterios adecuados para su análisis y diseño, siendo necesario utilizar reglamentos internacionales como el ASCE/SEI 7-10 y el ACI 350.3-06.

2.2. Marco Conceptual

2.2.1. Método Estático de la PCA y predimensionamiento de reservorios

Como se vio anteriormente en los Antecedentes, los métodos estáticos para análisis de estructuras ya no son objeto de investigación actual, ya que hoy en día se intenta conocer la aproximación más real del comportamiento estructural frente a cargas dinámicas debidas a un sismo (sobre todo en estructuras esenciales); sin embargo la aplicación de éste método aún es factible con fines de predimensionamiento de los principales componentes estructurales, teniendo en cuenta criterios de exposición medioambiental, mismos que se encuentran en el Código ACI del año 2006 (ACI350-06), por lo que en la investigación sólo se tocaron los puntos necesarios para dicho objetivo.

La Asociación de Cemento Portland, desarrolló una metodología de cálculo para poder realizar el diseño de los distintos componentes estructurales que conforman a un reservorio, misma que mediante el empleo de coeficientes permiten obtener como resultados los esfuerzos y deformaciones necesarios con fines de verificación y diseño.

Los coeficientes propuestos por la PCA, están en función de la geometría del reservorio, las distintas condiciones de contorno conforme a lo que se construye en la realidad y también el tipo de servicio al que la estructura estará sometida durante su vida útil. Es así que en la Figura 16 se plantean tres tipos de condiciones para el análisis: con la estructura llena sin considerar el relleno, estructura vacía sin considerar el agua y estructura vacía frente a fuerzas de empuje vertical (Palomino, 2014).

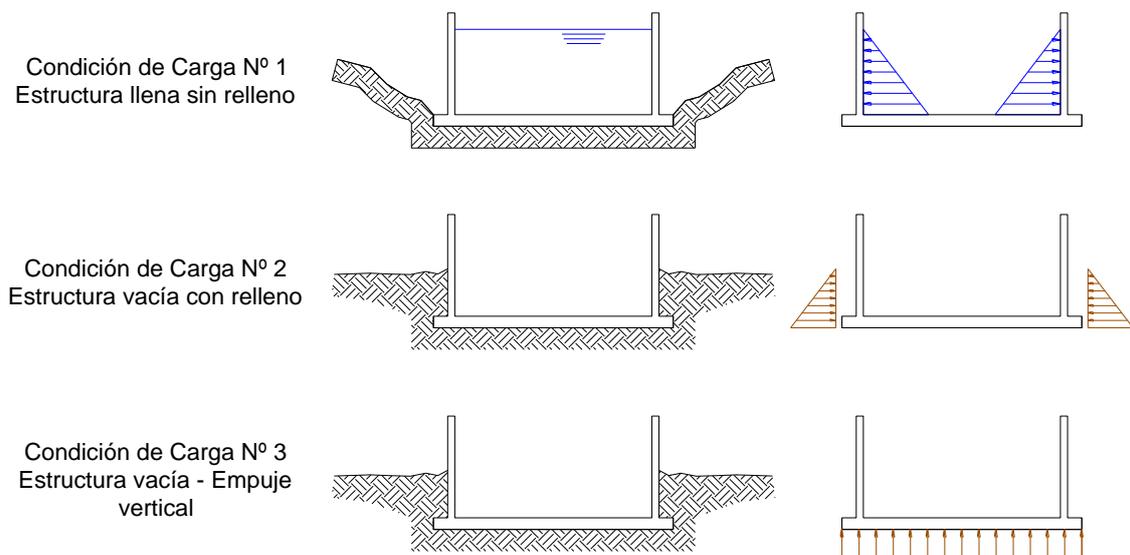


Figura 16. Condiciones de carga para el análisis (Palomino, 2014)

Para reservorios de almacenamiento de agua potable, los casos más críticos son la condición 1 y la condición 3, ya que no suele emplearse que estas estructuras estén enterradas a grandes profundidades, es por ello que para fines de la investigación, se usaron sólo las condiciones mencionadas.

Sin embargo, la aplicación de los coeficientes para el método de la PCA está en función a la geometría del reservorio, por lo que a continuación se muestra el procedimiento para los casos de la investigación.

2.2.1.1. Método de la PCA para reservorios circulares

En la Figura 17, se muestra la idealización estructural que posee la pared de un reservorio circular, bajo la condición de empotramiento en la base (base fija) y asumiendo que la parte superior del muro puede desplazarse además de rotar, muro mismo que es sometido frente a una carga triangular ejercida por la presión hidrostática en toda su altura y sin considerar borde libre.

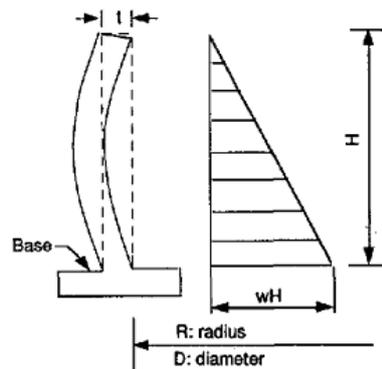


Figura 17. Idealización estática para reservorio circular (PCA a, 1993)

Para fines de predimensionamiento del muro del reservorio, interesa verificar su resistencia frente al esfuerzo anular, así como al esfuerzo cortante.

Por lo tanto, el esfuerzo anular puede ser obtenido mediante la siguiente expresión:

$$T = Coef. \cdot xw_u HR \quad \text{Ec. (2.1)}$$

Donde:

T: Esfuerzo anular (Kg/m)

Coef.: Coeficiente para el cálculo del esfuerzo anular con incremento de 0.1H.

w_u : Presión hidrostática última, expresada por:

$$w_u = S_d \times 1.7 \times \gamma_w \quad \text{Ec. (2.2)}$$

S_d : Factor sanitario para tensión, igual a 1.65 según ACI 350-06/C.9.2.9.

γ_w : Peso específico del agua (1000 Kg/m³).

R: Radio interno del reservorio.

H: Altura total del muro del reservorio.

Los coeficientes para el esfuerzo anular son obtenidos de la Tabla A-1 de la PCA.

Tabla 1. Coeficientes para el cálculo del esfuerzo anular

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

(Fuente: PCA a, 1933)

Para otras relaciones H^2/Dt , los coeficientes pueden obtenerse mediante interpolación o extrapolación. Finalmente, estos coeficientes permiten mostrar la distribución del esfuerzo anular a lo largo del muro del reservorio con una variación de 0.10 veces la altura, como se muestra en la Figura 18.

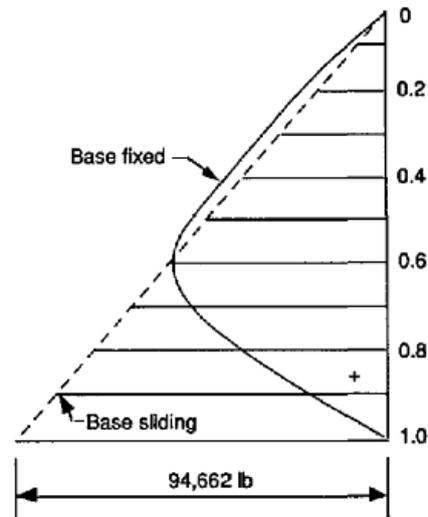


Figura 18. Distribución de la tensión anular en reservorio con base fija y borde libre
(PCA a, 1993)

El esfuerzo anular último, se divide entre los factores de amplificación: 1.65×1.7 , obteniéndose el esfuerzo anular máximo de servicio, con el que se verifica el espesor de la pared del reservorio por condiciones de agrietamiento, mediante la siguiente expresión otorgada por la PCA:

$$f_r \geq \frac{CE_s A_s + T_{\max(\text{servicio})}}{A_g + nA_s}; f_r = 2\sqrt{f_c'} \quad \text{Ec. (2.3)}$$

Donde:

f_r : Módulo de ruptura del concreto.

C: Coeficiente de contracción del concreto colado=0.0003 a 0.0008.

E_s : Módulo de elasticidad del acero de refuerzo; $E_s=2039000 \text{ Kg/cm}^2$.

A_s : Área de acero de refuerzo.

A_g : Área de la sección bruta del concreto.

$T_{\max(\text{servicio})}$: Tensión máxima anular sin aplicar coeficientes de amplificación de cargas (Kg/m).

n: Relación modular, $n=E_s/E_c$.

E_c : Módulo de elasticidad del concreto (Kg/cm^2), que según ACI 318-14 puede calcularse como:

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (2.4)}$$

f'_c : Resistencia del concreto a la compresión (Kg/cm^2).

Con la misma relación H^2/Dt , se obtiene el coeficiente respectivo para obtener el esfuerzo cortante, el cual también es necesario para verificar el espesor del muro del reservorio, mismo que se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$V = \text{Coef.} \times w_u H^2 \quad \text{Ec. (2.5)}$$

Donde:

V: Esfuerzo cortante (Kg/m).

Coef.: Coeficiente para el cálculo del esfuerzo cortante con incremento de $0.1H$.

w_u : Presión hidrostática última, según la Ec (2.2).

S_d : Factor sanitario para cortante, igual a 1 (PCA a, 1993).

Los coeficientes para estimar el esfuerzo cortante máximo son obtenidos de la Tabla A-12 de la PCA, los que al igual que el esfuerzo anular son calculados de acuerdo a la relación: altura, diámetro del reservorio y espesor del muro: H^2/Dt .

Tabla 2. Coeficientes para el cálculo del esfuerzo cortante

H^2/Dt	Carga Triangular Base Fija	Carga Rectangular Base Fija
0.4	0.436	0.755
0.8	0.374	0.552
1.2	0.339	0.460
1.6	0.317	0.407
2	0.299	0.370

3	0.262	0.310
4	0.236	0.271
5	0.213	0.243
6	0.197	0.222
7	0.186	0.208
8	0.174	0.193
9	0.166	0.183
10	0.158	0.172
11	0.152	0.165
12	0.145	0.158
14	0.135	0.147
16	0.127	0.137

(Fuente: PCA a, 1933)

Dicho cortante actuante se compara con el cortante nominal que es capaz de resistir el concreto, el mismo que está expresado de la siguiente manera:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b_w d \quad \text{Ec. (2.6)}$$

Donde:

Vc: Esfuerzo cortante del concreto (Kg/m)

ϕ : Factor de reducción de resistencia al corte, para el método estático se toma como 0.85 según el Apéndice C del Código ACI 350-06/C.9.3.2.3.

b_w : Ancho del alma de la sección.

d: Peralte efectivo de la sección.

2.2.1.2. Método de la PCA para reservorios rectangulares

A diferencia de los reservorios circulares, los coeficientes que propuso la PCA para reservorios rectangulares, fueron elaborados realizando un análisis mediante elementos finitos bidimensionales del tipo *plate* [placa], como se ve en la Figura 19, los mismos que fueron verificados usando el software computacional SAP90 (PCA b, 1993).

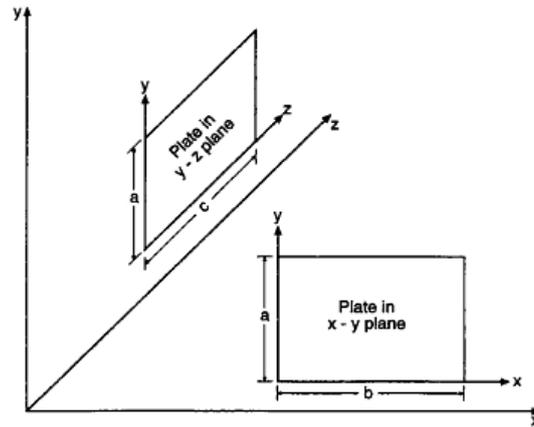


Figura 19. Sistema de coordenadas para placas (PCA b, 1993)

En las tablas brindadas por la PCA, se disponen coeficientes para determinar los momentos M_x , M_y , M_z , M_{xy} y M_{yz} , los mismos que se denotan de la siguiente manera:

$$M_x = M_x \text{Coef.} \cdot xqa^2 / 1000 \quad \text{Ec. (2.7)}$$

$$M_y = M_y \text{Coef.} \cdot xqa^2 / 1000 \quad \text{Ec. (2.8)}$$

$$M_z = M_z \text{Coef.} \cdot xqa^2 / 1000 \quad \text{Ec. (2.9)}$$

$$M_{xy} = M_{xz} \text{Coef.} \cdot xqa^2 / 1000 \quad \text{Ec. (2.10)}$$

$$M_{yz} = M_{yz} \text{Coef.} \cdot xqa^2 / 1000 \quad \text{Ec. (2.11)}$$

Donde:

M_x : Momento por ancho unitario alrededor del eje X, estirando las fibras en el eje Y, usado para determinar el acero en la dirección Y (barras verticales).

M_y : Momento por ancho unitario alrededor del eje Y, estirando las fibras en el eje X, usado para determinar el acero en la dirección X (barras horizontales).

M_z : Momento por ancho unitario alrededor del eje Z, estirando las fibras en el eje Y, usado para determinar el acero en la dirección Y (barras verticales).

M_{XY} y M_{XZ} : Momentos torsores o de giro para la placa en los planos XY & YZ respectivamente.

q: Presión en la base de la placa o muro para una carga triangular.

a: Altura de la placa o muro.

Para determinar el acero de refuerzo cuando la placa está en el plano XY, se puede usar el momento M_{XY} adicionando sus efectos a los momentos ortogonales M_X y M_Y ; mientras el momento M_{YZ} puede ser usado para la placa en el plano YZ.

Por lo tanto, los momentos ortogonales equivalentes estarían denotados por M_{tx} y M_{ty} bajo las siguientes consideraciones:

Cuando los momentos positivos producen tensión:

$$M_{tx} = M_X + |M_{XY}| \quad \text{Ec. (2.12)}$$

$$M_{ty} = M_Y + |M_{XY}| \quad \text{Ec. (2.13)}$$

En caso de uno de estos momentos sea negativo, su valor es cambiado a cero, por lo que no necesita refuerzo, mientras el otro momento se obtiene de la siguiente manera:

$$\text{Si } M_{tx} < 0, M_{tx} = 0 \text{ y } M_{ty} = M_Y + \left| \frac{M_{XY}^2}{M_X} \right| > 0 \quad \text{Ec. (2.14)}$$

$$\text{Si } M_{ty} < 0, M_{ty} = 0 \text{ y } M_{tx} = M_X + \left| \frac{M_{XY}^2}{M_Y} \right| > 0 \quad \text{Ec. (2.15)}$$

Cuando los momentos negativos producen tensión:

$$M_{tx} = M_X - |M_{XY}| \quad \text{Ec. (2.16)}$$

$$M_{ty} = M_Y - |M_{XY}| \quad \text{Ec. (2.17)}$$

En caso de uno de estos momentos sea positivo, su valor es cambiado a cero, mientras el otro momento se obtiene de la siguiente manera:

$$\text{Si } M_{tx} > 0, M_{tx} = 0 \text{ y } M_{ty} = M_Y - \left| \frac{M_{XY}^2}{M_X} \right| > 0 \quad \text{Ec. (2.18)}$$

$$\text{Si } M_{ty} > 0, M_{ty} = 0 \text{ y } M_{tx} = M_X - \left| \frac{M_{XY}^2}{M_Y} \right| > 0 \quad \text{Ec. (2.19)}$$

Para la investigación, estos momentos fueron calculados de forma automática mediante el software SAP2000, sin embargo, es necesario conocer la adecuada interpretación de los mismos.

Para fines de predimensionamiento, los reservorios rectangulares no poseen esfuerzos de tensión anular, a diferencia de los circulares, por lo que las verificaciones se realizan para cortante máximo y por cortante transferido en los bordes laterales de la placa. El cortante se calcula de la siguiente manera:

$$V = \text{Coef.} \times q \times h_w \quad \text{Ec. (2.20)}$$

$$q = K_{aw} \gamma_w h_w \quad \text{Ec. (2.21)}$$

Donde:

V: Esfuerzo cortante (Kg/m).

Coef.: Coeficiente para el cálculo del esfuerzo cortante.

q: Presión en la base de la placa o muro para una carga triangular.

K_{aw} : Coeficiente por empuje activo (para agua es igual a 1).

h_w : Altura del muro (m).

γ_w : Peso específico del agua (1000 Kg/m³).

Sin embargo, los coeficientes de corte están en función de las condiciones de contorno que posee el muro, es decir, si el reservorio posee una tapa se considera que la placa posee restricciones articuladas en el tope, mientras que si el reservorio no posee tapa se considera que la placa está libre en el borde.

Estas condiciones se muestran en la PCA como el Caso 3: reservorio sin tapa y el Caso 4: reservorio con tapa, como se muestra en la Figura 20.

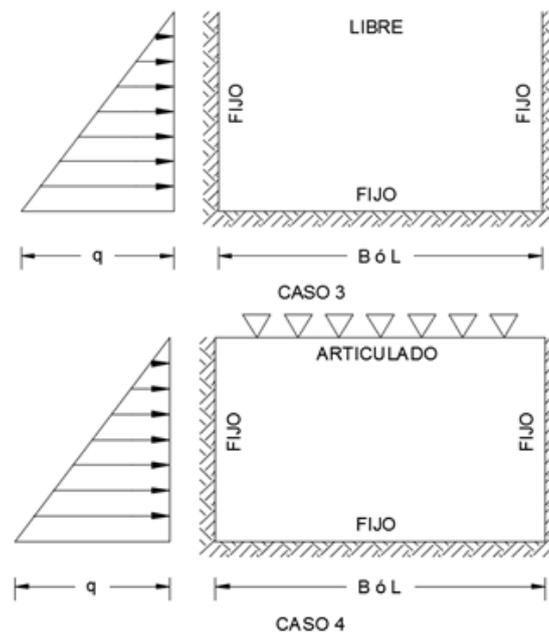


Figura 20. Idealización según condición de contorno (PCA b, 1993)

Por lo tanto, siendo que la relación b/a , representa al ancho (B) o largo (L) dividido entre la altura del muro (h_w), se obtienen los coeficientes respectivos para cada caso, así como la ubicación:

Tabla 3. Coeficientes para esfuerzo cortante – Caso 3

b/a	4	3	2.5	2	1.75	1.5	1.25	1	0.75	0.5
Localización										
Cara inferior (punto medio)	0.5	0.5	0.48	0.45	0.43	0.4	0.36	0.32	0.26	0.19
Cara lateral (máximo)	0.38	0.37	0.33	0.27	0.26	0.26	0.25	0.24	0.22	0.17
Cara lateral (punto medio)	0.23	0.24	0.25	0.26	0.26	0.26	0.25	0.23	0.19	0.13

(Fuente: PCA b, 1933)

Tabla 4. Coeficientes para esfuerzo cortante – Caso 4

	b/a										
Localización	4	3	2.5	2	1.75	1.5	1.25	1	0.75	0.5	
Cara inferior (punto medio)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.39	0.38	0.36	0.32	0.26	0.2	
Cara lateral (máximo)	0.26	0.26	0.26	0.27	0.26	0.26	0.25	0.24	0.22	0.17	
Cara lateral (punto medio)	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.25	0.23	0.19	0.13	
Cara superior (punto medio)	0.1	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.09	0.07	0.05	0.03	

(Fuente: PCA b, 1933)

Una vez obtenido los cortantes actuantes, se procede a realizar la verificación mediante la resistencia a corte nominal del concreto, de acuerdo a la ubicación del cortante calculado. Para ello se aplica el factor de amplificación equivalente a F_c según el Apéndice C del Código ACI 350/06/C.9.3.2.3 y se comprueba con la expresión de la Ec. (2.6).

$$V_u = F_c x V \quad \text{Ec. (2.22)}$$

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante último actuante (Kg/m)

F_c : Factor de amplificación, $F_c=1.4$.

A diferencia de los reservorios circulares, en los rectangulares los cortantes laterales producen un efecto de tensión por transferencia de carga en los bordes, es por ello que la Ec. (2.6) se reescribe considerando el efecto de esta carga tal y como lo indica el Código ACI 350-06/11.3.2.3 del siguiente modo:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{35A_g} \right) \sqrt{f'c} b_w d \quad \text{Ec. (2.23)}$$

Donde:

N_u : Tensión última producida por el cortante último perpendicular a la placa (Kg/m)

A_g : Área de la sección bruta.

2.2.1.3. Predimensionamiento de muros

De acuerdo al Código ACI 350-06 en la sección 14.5.3.1, sugiere que el espesor del muro se determine mediante la siguiente expresión:

$$t_w = \max\left(\frac{h_w}{25}; 20\right) \quad \text{Ec. (2.24)}$$

Sin embargo, el mismo Código ACI 350-06 en la sección 14.6.2, exige que para alturas mayores o iguales a los 3.00 m. el espesor mínimo debiera ser 30 cm.

El espesor predimensionado puede ser verificado mediante el método de la PCA ya descrito.

2.2.1.4. Predimensionamiento de losa de fondo

De acuerdo al Código ACI 350-06 en el apéndice H.3, sugiere los siguientes espesores mínimos para losas de fondo:

- 0.10 m. Para losas con una capa de refuerzo.
- 0.125 m. Para losas con refuerzo preesforzado.
- 0.15 m. Para losas con dos capas de refuerzo.

El recubrimiento mínimo se puede considerar como 3.75 cm. de acuerdo al Apéndice H.4.4 del Código ACI 350-06.

Para la investigación, se trabajaron con losas de fondo con un espesor mínimo de 0.20 m. esto con el fin de evitar congestionamiento de acero de refuerzo.

2.2.1.5. Predimensionamiento de cúpula para reservorios circulares

En reservorios circulares suele emplearse el techo de forma curva, es por ello que en el Apéndice G del Código ACI 350-06, sección G.2.3.1.2, se recomienda utilizar la siguiente expresión:

$$t_d = r_d \sqrt{\frac{1.5P_u}{\phi B_i B_c E_c}}, \phi = 0.70 \quad \text{Ec. (2.25)}$$

Donde:

t_d : Espesor de la cúpula (mínimo 10 cm según ACI 350-06/19.2.7)

r_d : Radio interno de cúpula (ft).

P_u : Presión unitaria de diseño que incluye factores de amplificación (Lb/ft²).

B_i : Pandeo por imperfecciones geométricas (Lb/ft²).

$$B_i = \left(\frac{r_d}{r_i}\right)^2, r_i = 1.4r_d \rightarrow B_i = 0.5 \quad \text{Ec. (2.26)}$$

B_c : Pandeo por Creep, no linealidad y fisuración del concreto.

$$B_c = \begin{cases} 0.44 + 0.003(L), & \text{para } 12 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2} < L < 30 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2} \\ 0.53, & \text{para } L \geq 30 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2} \end{cases} \quad \text{Ec. (2.27)}$$

L : Carga viva sin amplificar Lb/ft².

E_c : Módulo de elasticidad del concreto (psi).

Según Palomino (2014), la geometría en elevación de la cúpula puede dimensionarse mediante la Figura 21 y las fórmulas mostradas a continuación.

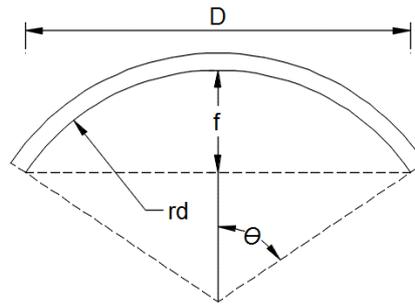


Figura 21. Geometría de cúpula circular (Palomino, 2014)

$$f = \frac{1}{5} D \quad \text{Ec. (2.28)}$$

$$(r_d - f)^2 = \left(r_d^2 - \frac{D}{2}\right) \quad \text{Ec. (2.29)}$$

$$r_d = \frac{4f^2 + D^2}{8f} \quad \text{Ec. (2.30)}$$

$$\theta = \arcsen\left(\frac{D}{2R}\right) \quad \text{Ec. (2.31)}$$

Donde:

f: Flecha de la cúpula (m).

r_d : Radio interno de la cúpula (m).

θ : Ángulo semi central.

2.2.1.6. Predimensionamiento de la viga anular

La viga anular sirve para absorber los esfuerzos de tensión meridional producidos en la cúpula y las expresiones que permiten estimar sus dimensiones son las siguientes (Palomino, 2014):

$$T = \frac{P_u r_d}{1 + \cos \theta} \quad \text{Ec. (2.32)}$$

$$T_b = \frac{D}{2} T \cos \theta + T_{agua} \quad \text{Ec. (2.33)}$$

$$A_{st} = \frac{T_b}{0.9f_y} \quad \text{Ec. (2.34)}$$

$$A_b = \frac{T_b}{f_r} - (n - 1)A_{st} \quad \text{Ec. (2.35)}$$

Donde:

T: Tensión meridional producida por la cúpula (Kg/m).

r_d : Radio interno de la cúpula (m).

θ : Ángulo semi central.

T_b : Tensión en la viga (Kg/m)

T_{agua} : Tensión producida en la pared del reservorio por efectos del agua (Kg/m).

A_{st} : Acero requerido (cm²).

f_r : Módulo de ruptura del concreto (ver Ec. 2.3).

2.2.1.7. Predimensionamiento de losa de techo para reservorios rectangulares

Los techos horizontales pueden dimensionarse de acuerdo a las recomendaciones de la sección 9.5.2.1 del Código ACI 350-06.

$$t_r = \frac{B}{28} \quad \text{Ec. (2.36)}$$

Donde:

t_r : Espesor del techo (m).

B: Ancho del reservorio rectangular (m).

2.2.1.8. Predimensionamiento del ancho de cimentación

El ancho de cimentación, se determina de acuerdo a los datos obtenidos del estudio de suelos, para ello se debe determinar la carga última neta.

Para la investigación se trabajó con la expresión modificada de Meyerhof (1963), ya que ésta considera diversos factores de modificación de forma, profundidad, así como inclinación (Das, 2001).

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma_sBN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \quad \text{Ec. (2.37)}$$

Donde:

c: Cohesión del suelo.

q: Esfuerzo efectivo a nivel del fondo de la cimentación, $q = \gamma_s D_f$.

B: Ancho de la cimentación (o diámetro para cimentaciones circulares).

L: Largo de la cimentación (en cimentaciones circulares $B=L=D$).

F_{cs} , F_{qs} , $F_{\gamma s}$: Factores de forma.

$$F_{cs} = 1 + \frac{BN_q}{LN_c}; F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan\phi; F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}; L > B \quad \text{Ec. (2.38)}$$

ϕ : Ángulo de fricción del suelo.

F_{cd} , F_{qd} , $F_{\gamma d}$: Factores de profundidad.

$$\begin{aligned} & \text{Para: } D_f/B \leq 1 \\ & F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}; F_{qd} = 1 + 2 \tan\phi (1 - \sin\phi)^2 \frac{D_f}{B}; F_{\gamma d} = 1 \\ & \text{Para: } D_f/B > 1 \\ & F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right); F_{qd} = 1 + 2 \tan\phi (1 - \sin\phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right); F_{\gamma d} = 1 \end{aligned} \quad \text{Ec. (2.39)}$$

F_{ci} , F_{qi} , $F_{\gamma i}$: Factores de inclinación de la carga.

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2; F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2 \quad \text{Ec. (2.40)}$$

β : Ángulo de inclinación respecto a la vertical.

N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad de la carga.

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi \tan \phi}; N_c = (N_q - 1) \cot \phi; N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

$$\text{Ec. (2.41)}$$

γ_s : Peso específico del suelo.

El peralte de la cimentación se calcula teniendo en cuenta que el acero de refuerzo vertical debe tener una longitud de desarrollo a compresión, con el fin de garantizar la condición de contorno como base fija, dicha longitud se determina de acuerdo al Código ACI 350-06/12.3.2 al Capítulo 15 del mismo Código y al Código ACI 318-14/25.4.9.1 (Palomino, 2014).

$$l_{dc} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left(0.075 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}\right) d_b \\ (0.0044 f_y) d_b \\ 20 \end{array} \right. (cm) \quad \text{Ec. (2.42)}$$

$$h_z = l_{dc} + 7.5 (cm) \quad \text{Ec. (2.43)}$$

$$d \geq \frac{\sigma_{UN}(B - a - t)}{\phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w + \sigma_{UN}} \geq 15cm \quad \text{Ec. (2.44)}$$

2.2.1.9. Verificación por estabilidad vertical

El otro caso más crítico de acuerdo a lo tratado en el Método de la PCA, viene a ser la Condición N°3, cuando el reservorio está vacío y es sometido a un empuje vertical del suelo. Esta condición permite tener un adecuado criterio para dimensionar la profundidad a la que será enterrada la estructura (Palomino, 2014).

Entonces la fuerza de empuje vertical del suelo se calcula mediante la siguiente expresión:

$$F_E = P_S \times \text{Área del Reservorio} \quad \text{Ec. (2.45)}$$

Donde:

F_E : Empuje vertical del suelo (Kg).

P_S : Presión ejercida por el suelo (Kg/m²).

$$P_S = \gamma_S \times (H_S + t_f) \quad \text{Ec. (2.46)}$$

γ_S : Peso específico del suelo.

t_f : Espesor de la losa de fondo.

Finalmente se recomienda que la estabilidad vertical tenga un factor de seguridad mayor o igual a 1.10, la misma que se determina con la siguiente expresión:

$$FS = \frac{(W_R + W_S)}{F_E} \quad \text{Ec. (2.47)}$$

Donde:

FS: Factor de seguridad.

W_R : Peso del reservorio vacío (Kg).

W_S : Peso del suelo sobre el volado inferior de la base del reservorio (Kg).

2.2.2. Método Dinámico en reservorios apoyados

A nivel mundial, se siguen realizando investigaciones que tienen como fin determinar modelos que expliquen la forma más aproximada del comportamiento sísmico generado por las presiones hidrodinámicas producidas por el agua como

efecto de una excitación sísmica; esto debido a que los reservorios no se comportan bajo el mismo modelo matemático que una edificación.

Como se mencionó en el Capítulo I, es a partir del terremoto de Chile de 1960 en que se estudia el comportamiento hidrodinámico del agua, al no poder idealizarse ésta como una sola masa; esto se debe a que los reservorios poseen un borde libre, el mismo que permite la oscilación del agua mediante el efecto de chapoteo.

Es por ello que el modelo mecánico equivalente de Housner (1963), es el que hasta ahora sigue siendo el de mayor importancia para las investigaciones por la aproximación al comportamiento hidrodinámico del agua y es utilizado en normas de diseño como la Norma ASCE/SEI 7-10, que para este tipo de estructuras se complementa con la Norma ACI 350.3-06.

El método dinámico contempla la determinación de: parámetros de sismicidad, las propiedades dinámicas del reservorio y el modelamiento hidrodinámico basado en el modelo de masas y resortes de Housner. Cada uno de estos aspectos es tratado a continuación.

2.2.2.1. Parámetros de sismicidad

Corresponden a todos los diversos parámetros que están en función a: la zonificación sísmica, la aceleración espectral que experimenta la estructura, tipo de suelo, importancia de la estructura, tipo de estructura y la categoría de diseño sísmico.

a) Zonificación Sísmica

Representa la distribución espacial de la sismicidad observada, así como las características de los sismos, su disminución por la distancia epicentral e información geotectónica (MVCS, 2016).

La NT E.030 del año 2016 muestra una actualización respecto a la NTE del año 2003, ya que antes el país estaba dividido en 3 zonas sísmicas, sin embargo, hoy se presenta una zonificación basada en 4 zonas.

De acuerdo a la NT E.030 del 2016, la Zonificación Sísmica determina el factor de zona Z, cuyos valores se muestran a continuación:

Tabla 5. Factores de Zona

ZONA	Z
1	0.10
2	0.25
3	0.35
4	0.45

(Fuente: MVCS, 2016)

b) Parámetros de aceleración del suelo para periodos cortos (S_s) y periodos de 1 segundo (S_1)

Estos parámetros representan la aceleración espectral que experimenta una estructura para un periodo de 0.2s y 1.0s, los mismos que deben ser obtenidos con el fin de utilizar las Normas internacionales como el ASCE/SEI 7-10 o el ACI 350.3-06.

Cabe destacar que, en Perú, como en otros países, las zonas sísmicas son basadas en mapas de riesgo sísmico con un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, lo que representa a un periodo de retorno de 475 años correspondiente a un sismo raro. Sin embargo, las Normas internacionales como el ASCE/SEI 7-10 y el ACI 350.3-06 presentan mapas de riesgo sísmico con una probabilidad de excedencia de

2/50, es decir 2% de excedencia en 50 años, lo que representa un periodo de retorno de 2500 años, por lo que no se tienen parámetros para poder comparar y usar algunos requisitos de las normas internacionales (Toledo, 2014).

Sin embargo, existen propuestas para relacionar ambos parámetros, por ejemplo, Muñoz et. al. (2013) presentan equivalencias basadas para la zonificación anterior de la NTE E.030 del año 2003, las mismas que se muestran a continuación:

Tabla 6. Aceleraciones espectrales en zonas sísmicas de la NTE E.030 2003

Región	S_s	S₁	Z (PGA)
Costa	1	0.42	0.4
Sierra	0.75	0.31	0.3
Selva	0.375	0.16	0.15

(Fuente: Muñoz, et. al, 2013)

Con la nueva actualización a la NT E.030 del año 2016, Toledo (2014) presenta una equivalencia entre los factores de zona y las aceleraciones espectrales, por lo tanto, para periodos cortos la aceleración se obtiene al multiplicar el factor de zona por 4.4, mientras que para periodos de 1 segundo se multiplica por 1.8. Teniendo en cuenta dicha consideración, en la siguiente tabla se muestran tales equivalencias.

Tabla 7. Aceleraciones espectrales en zonas sísmicas de la NT E.030 2016

Factor de Zona Norma Vigente "Z"		Factores de Zona para una probabilidad de 2/50	
ZONA	Z	Sa (0.2), S_s	Sa (1.0), S₁
1	0.100	0.440	0.180
2	0.250	1.100	0.450
3	0.350	1.540	0.630
4	0.450	1.980	0.810

(Fuente: Toledo, 2014)

c) Clase de Sitio y Coeficientes de Sitio (F_a y F_v)

La clase de sitio está en función a las características del suelo donde se cimentará la estructura, la misma que se describe en la sección 20.3 del ASCE/SEI 7-10, la cual está en función de la velocidad promedio de onda de corte (\bar{v}_s), resultados del ensayo de penetración estándar y la resistencia no drenada al corte (\bar{S}_u), esta clasificación se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 8. Clasificación de Sitio

Clase de Sitio	\bar{V}_s	\bar{N} o \bar{N}_{ch}	\bar{S}_a
A. Roca dura	>5000 ft/s	NA	NA
B. Roca	2500 a 5000 ft/s	NA	NA
C. Suelo Compacto y Roca Suave	1200 a 2500 ft/s	>50	>2000 psf
D. Suelo rígido	600 a 1200 ft/s	15 a 50	1000 a 2000 psf
E. Arcilla Blanda	<600 ft/s	<15	<1000 psf
	Cualquier perfil de suelo con más de 10 ft con las siguientes características		
	- Índice de plasticidad $IP > 20$		
	- Contenido de humedad $w \geq 40\%$		
	- Resistencia no drenada al corte < 500 psf		
F. suelos que requieren un análisis conforme al ASCE/SEI 7-10/21.1	Revisar la sección 20.3.1 del ASCE/SEI 7-10		

(Fuente: ASCE, 2010)

Según la Norma ASCE/SEI 7-10/11.4.2, en caso de que las propiedades del suelo no se conozcan con suficiente detalle para determinar la Clase de Sitio, deberá usarse la Clase D, por lo tanto, en la investigación se tomó en cuenta esta recomendación, ya que lo que se ha estudiado es la variación por Zonificación Sísmica y no por tipo de suelo.

Para el caso de los Coeficientes de Sitio, la Norma ASCE/SEI 7-10 presenta las tablas 11.4-1 y 11.4-2, las mismas que se obtienen de acuerdo a la Clasificación de Sitio, la aceleración espectral para periodos cortos S_s y periodos de 1 segundo S_1 , tablas que se muestran a continuación.

Tabla 9. Coeficiente de Sitio, F_a

Clase de Sitio	Mapeo de riesgo orientado al Sismo Considerado Máximo (MCE _R) Parámetro de Aceleración de Respuesta Espectral para Periodos Cortos				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Ver ASCE/SEI 7-10/11.4.7				

(Fuente: ASCE, 2010)

Tabla 10. Coeficiente de Sitio, F_v

Clase de Sitio	Mapeo de riesgo orientado al Sismo Considerado Máximo (MCE _R) Parámetro de Aceleración de Respuesta Espectral para Periodos de 1s				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Ver ASCE/SEI 7-10/11.4.7				

(Fuente: ASCE, 2010)

Para ambos casos la Norma ASCE/SEI 7-10 indica en las mismas tablas que para valores intermedios se debe usar una interpolación lineal.

d) Aceleraciones Espectrales para un Sismo Considerado Máximo MCE_R (S_{MS} y S_{M1})

La sección 11.4.3 de la Norma ASCE/SEI 7-10 muestra las expresiones con las que se determina la aceleración de respuesta espectral para un Sismo Considerado Máximo (MCE_R) tanto para periodos cortos S_{MS} como para periodos de 1 segundo S_{M1} , con las expresiones que se muestran.

$$S_{MS} = F_a S_S$$

Ec. (2.48)

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad \text{Ec. (2.49)}$$

e) Aceleraciones Espectrales de Diseño (S_{DS} y S_{D1})

De acuerdo a la sección 11.4.4 de la Norma ASCE/SEI 7-10 para obtener la aceleración espectral de diseño se multiplica por 2/3 a las aceleraciones del sismo considerado máximo, resultando en las siguientes expresiones.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad \text{Ec. (2.50)}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad \text{Ec. (2.51)}$$

f) Categoría de Riesgo

La Categoría de Riesgo se encuentra definida en la tabla 1.5-1 de la Norma ASCE/SEI 7-10, la misma que sirve para determinar el Factor de Importancia y que se muestra a continuación:

Tabla 11. Categoría de Riesgo

Uso u ocupación de edificios y estructuras	Categoría de riesgo
Edificaciones y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla.	I
Todas las edificaciones y otras estructuras que no estén indicadas en las Categorías de Riesgo I, III y IV.	II
Edificaciones y otras estructuras cuya falla puede suponer un sustancial riesgo para la vida humana.	III
Edificios y otras estructuras no incluidas en la Categoría de Riesgo IV, con el potencial de causar impactos económicos y/o interrupción masiva de la vida civil en caso de falla.	

Edificios y otras estructuras no incluidas en la Categoría de Riesgo IV (incluyendo pero no limitado a: instalaciones que fabrican, procesan, manejan, almacenan, usan o eliminan sustancias tales como combustibles peligrosos, sustancias químicas peligrosas, residuos peligrosos o explosivos) que contengan sustancias tóxicas o explosivas, cuando su cantidad excede al límite establecido por la autoridad competente y si representa una amenaza pública en caso de ser liberadas.

Edificios y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales.

Edificaciones y otras estructuras cuya falla puede suponer un sustancial riesgo para la vida humana.

Edificios y otras estructuras (incluyendo pero no limitado a: instalaciones que fabrican, procesan, manejan, almacenan, usan o eliminan sustancias tales como combustibles peligrosos, sustancias químicas peligrosas, residuos peligrosos o explosivos) que contengan sustancias tóxicas o explosivas, cuando su cantidad excede al límite establecido por la autoridad competente y si representa una amenaza pública en caso de ser liberadas. (Ver ASCE 7-10).

IV

Edificios y otras estructuras necesarias para mantener la funcionalidad de otras estructuras de Categoría de Riesgo IV.

(Fuente: ASCE, 2010)

g) Factor de Importancia (I_e)

El Factor de Importancia se obtiene de la Tabla 1.5-2 de la Norma ASCE/SEI 7-10, donde se muestra el mismo para diferentes tipos de carga. En la investigación interesa el factor de importancia sísmica el cual se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 12. Factor de Importancia Sísmica I_e

Categoría de Riesgo	Factor de Importancia Sísmica I_e
I	1
II	1
III	1.25
IV	1.5

(Fuente: ASCE, 2010)

h) Periodos de diseño T_S , T_0 y T_L

De acuerdo a la Norma ASCE/SEI 7-10 se recomienda que para Categorías de Riesgo I, II y III, se determine el valor para periodos largos T_L como 4s, mientras que para determinar los periodos T_S y T_0 se cuentan con las siguientes expresiones según la sección 11.3 de la misma norma.

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad \text{Ec. (2.52)}$$

$$T_0 = 0.2x \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad \text{Ec. (2.53)}$$

i) Categoría de Diseño Sísmico

De acuerdo las aceleraciones espectrales de diseño para periodos cortos como para periodos de 1 segundo, la Norma ASCE/SEI 7-10 dispone en las tablas 11.6-1 y 11.6-2 la Categoría de Diseño de acuerdo a la Categoría de Riesgo.

Tabla 13. Categoría de Diseño Sísmico para S_{DS}

Valor de S_{DS}	Categoría de Riesgo	
	I ó II ó III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

(Fuente: ASCE, 2010)

Tabla 14. Categoría de Diseño Sísmico para S_{D1}

Valor de S_{D1}	Categoría de Riesgo	
	I ó II ó III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

(Fuente: ASCE, 2010)

j) Factor de Reducción de Respuesta Sísmica

El Capítulo 15 del ASCE/SEI 7-10 presenta los requerimientos de diseño sísmico para estructuras que no son edificaciones, por ello de la tabla 15.4-2 se extrajo la sección correspondiente para reservorios apoyados de concreto armado, donde se encuentra el factor de reducción (R) necesario para la componente impulsiva, el factor de sobre resistencia (Ω_0) y el factor de amplificación de deflexión (C_d) de acuerdo al tipo de base del reservorio.

Tabla 15. Factor de Reducción de Respuesta Sísmica ASCE

Reservorios apoyados de concreto reforzado o preesforzado	R	Ω_0	C_d
Base Reforzada no deslizante	2	2	2
Base Flexible Anclada	3.25	2	2
Base Flexible sin anclar y sin restricciones	1.5	1.5	1.5

(Fuente: ASCE, 2010)

Para el caso de la componente convectiva la Norma ASCE/SEI 7-10 exige revisar la Norma ACI 350.3-06, la cual en la Tabla 4.1.1(b) muestra los factores de reducción tanto para la componente impulsiva como convectiva.

Tabla 16. Factor de Reducción de Respuesta Sísmica ACI

Tipo de Estructura	R_i		R_c
	Sobre el suelo	Enterrados	
Reservorios anclados, base flexible	3.25	3.25	1.0
Reservorios con base fija o rotulada	2	3	1.0
Reservorios sin anclar (apoyados)	1.5	2	1.0
Reservorios sobre pedestales	2	—	1.0

(Fuente: ACI b, 2006)

Como se observa, para todos los tipos de reservorios el factor de reducción de respuesta sísmica es igual a 1.

2.2.2.2. Modelo Hidrodinámico de Housner

El Modelo Hidrodinámico de George W. Housner (1963), anteriormente mostrado en la Figura 4, viene a ser un modelo mecánico equivalente que representa a las fuerzas hidrodinámicas ejercidas por el agua sobre las paredes del reservorio, mismas que incluyen el efecto de interacción entre la pared del reservorio con el líquido que almacena.

Cuando un reservorio que contiene líquido es sometido a vibración, el mismo ejerce una presión hidrodinámica impulsiva y convectiva sobre los muros de la estructura, así como la losa de fondo, sobrepresiones que se adicionan a la presión hidrostática. Estas sobrepresiones son modeladas mediante resortes donde hay una masa impulsiva sujeta de forma rígida a las paredes del reservorio en la parte inferior representando el movimiento inercial propio de la estructura, mientras en la parte superior se concentra otra masa como efecto del chapoteo del agua producto de la vibración del reservorio, a esta masa se le conoce como masa convectiva y a diferencia de la impulsiva, ésta está sujeta por resortes con rigidez K_c (Palomino, 2014).

En el Capítulo 15 del ASCE/SEI 7-10, exige que se revise a la Norma ACI 350.3-06, ya que en ésta se encuentran las propiedades dinámicas del modelo de Housner tanto para reservorios circulares como rectangulares. Por lo tanto, este apartado trata sobre dichas propiedades.

a) Peso Impulsivo (W_i)

Corresponde a la masa, afectada por la aceleración gravitatoria, que se adhiere de forma rígida a las paredes del reservorio en la parte inferior del mismo. El cálculo

de este peso en reservorios circulares se encuentra en la norma ACI 350.3-06 en la sección 9.3.1, mientras que para rectangulares se revisa la sección 9.2.1.

Para reservorios circulares:

$$W_i = W_L \left[\frac{\tanh\left(0.866 \frac{D}{H_L}\right)}{0.866 \frac{D}{H_L}} \right] \quad \text{Ec. (2.54)}$$

Para reservorios rectangulares:

$$W_i = W_L \left[\frac{\tanh\left(0.866 \frac{L}{H_L}\right)}{0.866 \frac{L}{H_L}} \right] \quad \text{Ec. (2.55)}$$

Donde:

W_L : Peso del agua (Kg).

D : Diámetro interno del reservorio circular (m).

L : Longitud en la dirección de análisis del reservorio rectangular (m).

H_L : Altura del líquido (m).

b) Altura Impulsiva (h_i)

Es la altura a la que se encuentra el centro de gravedad del peso impulsivo, para fines de diseño se determina bajo la condición de excluir la presión en la base: EBP. El cálculo para reservorios circulares se encuentra en la norma ACI 350.3-06 en la sección 9.3.2, mientras que para rectangulares se revisa la sección 9.2.2.

Para reservorios circulares:

$$h_i = \begin{cases} H_L \left[0.5 - 0.09375 \left(\frac{D}{H_L} \right) \right], & \text{para } \frac{H_L}{D} > 0.75 \\ 0.375H_L, & \text{para } \frac{H_L}{D} \leq 0.75 \end{cases} \quad \text{Ec. (2.56)}$$

Para reservorios rectangulares:

$$h_i = \begin{cases} H_L \left[0.5 - 0.09375 \left(\frac{L}{H_L} \right) \right], & \text{para } \frac{H_L}{L} > 0.75 \\ 0.375H_L, & \text{para } \frac{H_L}{L} \leq 0.75 \end{cases} \quad \text{Ec. (2.57)}$$

c) Coeficiente de Masa Efectiva (ϵ)

Es un coeficiente que reduce a la masa participativa de la estructura con fines de determinar el peso impulsivo total. Para reservorios circulares se encuentra en la Norma ACI 350.3-06 en la sección 9.6.2, mientras que para rectangulares se revisa la sección 9.6.1.

Para reservorios circulares:

$$\epsilon = \left[0.0151 \left(\frac{D}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{D}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1 \quad \text{Ec. (2.58)}$$

Para reservorios rectangulares:

$$\epsilon = \left[0.0151 \left(\frac{L}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{L}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1 \quad \text{Ec. (2.59)}$$

d) Peso Impulsivo Total (W_{IT})

Corresponde al peso total inercial de la estructura, afectado por el coeficiente de masa efectiva. Está conforme a la Norma ACI 350.3-06 en la sección 4.1.1 y depende de los componentes estructurales según el tipo de geometría del reservorio: circular o rectangular.

Para reservorios circulares:

$$W_{iT} = W_i + \varepsilon W_w + \varepsilon W_b + W_r \quad \text{Ec. (2.60)}$$

Para reservorios rectangulares:

$$W_{iT} = W_i + \varepsilon W_w + W_r \quad \text{Ec. (2.61)}$$

Donde:

W_w : Peso impulsivo del muro del reservorio (Kg).

W_b : Peso impulsivo de la viga anular en reservorios circulares (Kg).

W_r : Peso impulsivo de la cúpula para reservorios circulares y de la losa de techo para reservorios rectangulares (Kg).

e) Periodo Impulsivo (T_i)

De acuerdo a la investigación, para reservorios apoyados con base fija o articulada, el periodo impulsivo se puede calcular mediante las expresiones mostradas en la Norma ACI 350.3-06, en la sección 9.3.4 para reservorios circulares y 9.2.4 para rectangulares, teniendo un especial cuidado con el uso de unidades.

Para reservorios circulares:

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}, \omega_i = C_L \frac{12}{H_L} \sqrt{\frac{E_c g}{\gamma_c}}, C_L = 10 C_w \sqrt{\frac{t_w}{12r}} \quad \text{Ec. (2.62)}$$

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

Ec. (2.63)

Para reservorios rectangulares:

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}, \quad m = m_w + m_i, \quad k = \frac{E_c}{48} \left(\frac{t_w}{h_{iw}} \right)^3 \quad \text{Ec. (2.64)}$$

Donde:

ω_i : Frecuencia circular para el modo impulsivo (rad/s).

C_L y C_W : Coeficientes para determinar la frecuencia fundamental.

E_c : Módulo de elasticidad del concreto (psi).

g : Aceleración de la gravedad (ft/s²).

γ_c : Peso específico del concreto (Lb/ft³).

t_w : Espesor del muro (in).

r : Radio interior del reservorio circular (ft).

g : Aceleración de la gravedad (ft/s²).

m : Masa total por unidad de ancho del muro (Kg-s²/m).

m_i : Masa impulsiva del agua por unidad de ancho del muro (Kg-s²/m).

m_w : Masa impulsiva del reservorio por unidad de ancho de muro (Kg-s²/m).

k : Rigidez lateral del reservorio (Kg/cm).

h_{iw} : Altura de aplicación de inercia en el muro, se obtiene por promedio ponderado entre los pesos de los elementos estructurales y su centro de gravedad, incluyendo a la masa impulsiva del agua (Kg-s²/m).

f) Peso Convectivo (W_c)

Corresponde a la masa, afectada por la aceleración gravitatoria, que se adhiere de mediante resortes a las paredes del reservorio en la parte superior, ejerciendo el efecto de chapoteo. El cálculo de este peso en reservorios circulares se encuentra en la norma ACI 350.3-06 en la sección 9.3.1, mientras que para rectangulares se revisa la sección 9.2.1.

Para reservorios circulares:

$$W_c = W_L \left[0.230 \left(\frac{D}{H_L} \right) \tanh \left(3.68 \frac{H_L}{D} \right) \right] \quad \text{Ec. (2.65)}$$

Para reservorios rectangulares:

$$W_c = W_L \left[0.264 \left(\frac{L}{H_L} \right) \tanh \left(3.16 \frac{H_L}{L} \right) \right] \quad \text{Ec. (2.66)}$$

g) Altura Convectiva (h_c)

Es la altura a la que se encuentra el centro de gravedad del peso convectivo, para fines de diseño se determina bajo la condición de excluir la presión en la base: EBP. El cálculo de ésta en reservorios circulares se encuentra en la norma ACI 350.3-06 en la sección 9.3.2, mientras que para rectangulares se revisa la sección 9.2.2.

Para reservorios circulares:

$$h_c = H_L \left\{ 1 - \frac{\cosh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right] - 1}{3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \sinh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right]} \right\} \quad \text{Ec. (2.67)}$$

Para reservorios rectangulares:

$$h_c = H_L \left\{ 1 - \frac{\cosh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right] - 1}{3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \sinh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right]} \right\} \quad \text{Ec. (2.68)}$$

h) Periodo Convectivo (T_c)

El periodo convectivo se puede calcular mediante las expresiones mostradas en la Norma ACI 350.3-06, en la sección 9.3.4 para reservorios circulares y 9.2.4 para rectangulares.

Para reservorios circulares:

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

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \left(\frac{2\pi}{\lambda} \right) \sqrt{D}$$

Ec. (2.69)

Para reservorios rectangulares:

$$\lambda = \sqrt{3.16g \tanh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right]}$$

$$T_c = \left(\frac{2\pi}{\lambda} \right) \sqrt{L}$$

Ec. (2.70)

i) Rigidez Convectiva (K_C)

Acero y Mejía (2005) obtienen la rigidez convectiva en base a las siguientes expresiones.

Para reservorios circulares:

$$K_C = 0.836 \frac{W_L}{H_L} \tanh^2 \left(3.68 \frac{H_L}{D} \right)$$

Ec. (2.71)

Para reservorios rectangulares:

$$K_C = 0.833 \frac{W_L}{H_L} \tanh^2 \left(3.16 \frac{H_L}{L} \right)$$

Ec. (2.72)

2.2.2.3. Cortantes Basales

Una vez que se han determinado las propiedades dinámicas, lo siguiente es calcular el cortante total en la base, el cual puede ser obtenido mediante el método de fuerza lateral equivalente (FLE) o mediante un espectro de respuesta.

a) Cortante Estático por Fuerza Lateral Equivalente

En la sección 12.8 de la Norma ASCE/SEI 7-10, el cortante basal se obtiene mediante algunas expresiones, las cuales pueden ser reescritas de acuerdo a los parámetros dinámicos que se han calculado para reservorios.

$$V_{i,c} = C_{s-i,c} W_{i,c} \quad \text{Ec. (2.73)}$$

$$C_{si,c} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R_{i,c}}{I_e}\right)} \quad \text{Ec. (2.74)}$$

$$C_{si,c-\text{máx}} = \begin{cases} \frac{S_{D1}}{T_{i,c} \left(\frac{R_{i,c}}{I_e}\right)}, & \text{Si } T_{i,c} \leq T_L \\ \frac{S_{D1} T_L}{T_{i,c}^2 \left(\frac{R_{i,c}}{I_e}\right)}, & \text{Si } T_{i,c} > T_L \end{cases} \quad \text{Ec. (2.75)}$$

$$C_{si,c-\text{min}} = \begin{cases} 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01 \\ 0.5 \frac{S_1}{\left(\frac{R_{i,c}}{I_e}\right)}, & \text{Si } S_1 \geq 0.6g \end{cases} \quad \text{Ec. (2.76)}$$

Donde:

i, c: Corresponden a la componente impulsiva y convectiva respectivamente.

C_s : Coeficiente de respuesta sísmica.

b) Cortante Dinámico por Espectro de Respuesta

El espectro de respuesta espectral se obtiene bajo las consideraciones de la sección 11.4.5 de la Norma ASCE/SEI 7-10, las cuales indican lo siguiente:

Para periodos menores a T_0 , la aceleración de respuesta espectral será igual a:

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad \text{Ec. (2.77)}$$

Para periodos mayores o iguales a T_0 y menores o iguales a T_S la aceleración de respuesta espectral será igual a S_{DS} .

Para periodos mayores a T_S y menores o iguales a T_L , la aceleración de respuesta espectral será igual a:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad \text{Ec. (2.78)}$$

Para periodos mayores a T_L , la aceleración de respuesta espectral será igual a:

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad \text{Ec. (2.79)}$$

Para la componente convectiva, el amortiguamiento será de 0.5% según la Norma ASCE/SEI 7-10/15.7.2.

Para el cálculo del cortante dinámico en la base, el ASCE/SEI 7-10, dispone las expresiones para reservorios apoyados en la sección 15.7.6.1.

$$V_i = \frac{S_{ai} W_{iT}}{\left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad \text{Ec. (2.80)}$$

$$S_{ai} = S_{DS}, \quad \text{para } T_i \leq T_s$$

$$S_{ai} = \frac{S_{D1}}{T_i}, \quad \text{para } T_s < T_i \leq T_L$$

$$S_{ai} = \frac{S_{D1}T_L}{T_i^2}, \quad \text{para } T_i > T_L$$

Ec. (2.81)

$$V_c = \frac{S_{ac}I_e}{1.5} W_c$$

Ec. (2.82)

$$S_{ac} = \frac{1.5S_{D1}}{T_c} \leq 1.5S_{DS}, \quad \text{para } T_c \leq T_L$$

$$S_{ac} = \frac{1.5S_{D1}T_L}{T_c^2}, \quad \text{para } T_c > T_L$$

Ec. (2.83)

c) Cortante Dinámico del Suelo

Para estimar el cortante basal, la sección 4.1 del ACI 350.3-06, recomienda que se incluya la fuerza producida por el empuje de tierra en la porción enterrada del muro del reservorio.

Según Palomino (2014), se debe evaluar si es que la presión del suelo se encuentra en un estado activo o si de lo contrario está en un estado de reposo, y esto se determina de acuerdo a la deriva máxima que se tenga según el tipo de suelo, la misma que se visualiza en la siguiente tabla:

Tabla 17. Tabla de derivas para condición activa o pasiva por tipo de suelo

Tipo de suelo (relleno)	Δ/H^*	
	Activa	Pasiva
Arena Densa	0.001	0.01
Arena Medianamente Densa	0.002	0.02
Arena Suelta	0.004	0.04
Limo Compactado	0.002	0.02
Arcilla Marga Compactada	0.01	0.055
Arcilla Pesada Compactada	0.01	0.05

(Fuente: Palomino, 2014)

Donde:

Δ/H : Desplazamiento entre el tope del muro / Altura del muro, producido por el empuje del suelo.

Si el suelo se encuentra en estado de reposo, el empuje del suelo estará dado por la siguiente expresión:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_o \gamma_s h_s^2, \quad K_o = 1 - \sin \phi \quad \text{Ec. (2.84)}$$

Donde:

P_{AE} : Empuje lateral del suelo (Kg/m).

K_o : Coeficiente de suelo en reposo.

γ_s : Peso específico del suelo.

h_s : Altura del suelo o de relleno (m).

ϕ : Ángulo de fricción del suelo.

Si el suelo se encuentra en estado de condición activa, el empuje del suelo estará dado por las expresiones de Mononobe Okabe:

$$P_{AE} = K_{AE} \frac{1}{2} [\gamma_s (1 - k_v)] h_s^2, \quad k_v = 0 \quad \text{Ec. (2.85)}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi)}{\cos \psi \cos(\psi + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi)}{\cos(\delta + \psi)}} \right]^2} \quad \text{Ec. (2.86)}$$

$$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right], \quad k_h = \frac{S_{DS}}{2.5} \quad \text{Ec. (2.87)}$$

Donde:

K_{AE} : Coeficiente de empuje sísmico del suelo por condición activa.

k_v : Coeficiente de aceleración vertical.

k_h : Coeficiente de aceleración horizontal.

δ : Ángulo de fricción suelo – muro.

ψ : Ángulo de inercia sísmica.

d) Cortante total en la base

Finalmente, de acuerdo a la Norma ASCE/SEI 7-10 así como el ACI 350.3-06, el cortante total en la base se determina mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de la componente impulsiva (V_i), convectiva (V_c) y del suelo (V_s).

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2 + V_s^2} \quad \text{Ec. (2.88)}$$

2.2.2.4. Distribución de presiones dinámicas por linealización equivalente

El modelo matemático de masas y resortes, se traduce en la generación de presiones hidrodinámicas a lo largo de la pared del reservorio, las cuales son abordadas por diferentes normas de diseño. Sin embargo, con el fin de simplificar los cálculos, las normas toman en consideración una distribución aproximada de dichas presiones, a esta aproximación se le conoce como Linealización Equivalente, tal y como se puede apreciar en la Figura 22.

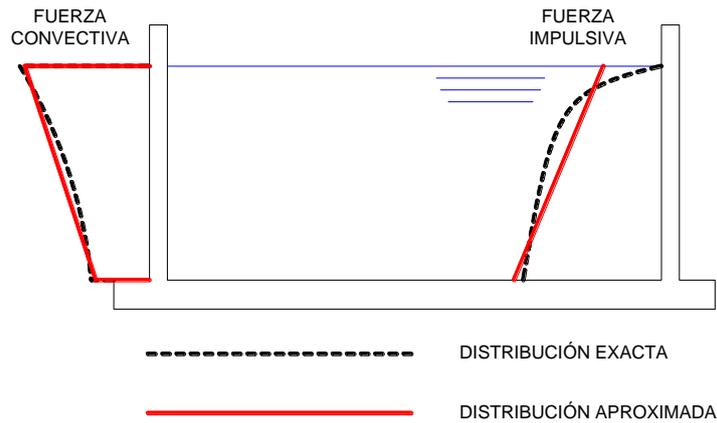


Figura 22. Distribución de las presiones dinámicas

a) Presión Dinámica Impulsiva (P_{wi})

La presión dinámica impulsiva de acuerdo al ACI 350.3-06, así como puede encontrarse en la Norma IS 1893 del año 2006, está en función de la altura del líquido y su expresión depende de la geometría del reservorio.

Para reservorios circulares, la presión dinámica impulsiva está dada por:

$$P_{wi} = \frac{\sqrt{3}}{2} \left[1 - \left(\frac{y}{H_L} \right)^2 \right] \tanh \left(\frac{\sqrt{3}}{2} x \frac{D}{H_L} \right) (A_h)_i \gamma_w H_L \cos \theta \quad \text{Ec. (2.89)}$$

Para reservorios rectangulares, la presión dinámica impulsiva está dada por:

$$P_{wi} = \frac{\sqrt{3}}{2} \left[1 - \left(\frac{y}{H_L} \right)^2 \right] \tanh \left(\frac{\sqrt{3}}{2} x \frac{L}{H_L} \right) (A_h)_i \gamma_w H_L \quad \text{Ec. (2.90)}$$

Donde:

P_{wi} : Presión dinámica impulsiva.

y: Altura del agua medida desde la base.

H_L : Altura del agua.

D: Diámetro interno del reservorio.

L: Longitud interna del reservorio en la dirección de análisis.

$(A_h)_i$: Aceleración horizontal sísmica por componente impulsiva.

γ_w : Peso específico del agua.

θ : Ángulo circunferencial, para fines de máxima presión se considera $\theta=0$.

Las expresiones mostradas determinan la distribución real de la presión impulsiva, sin embargo, esta puede obtenerse mediante la Linealización equivalente, de acuerdo a lo que indica el ACI 350.3-06 así como la Norma IS 1893 del 2006.

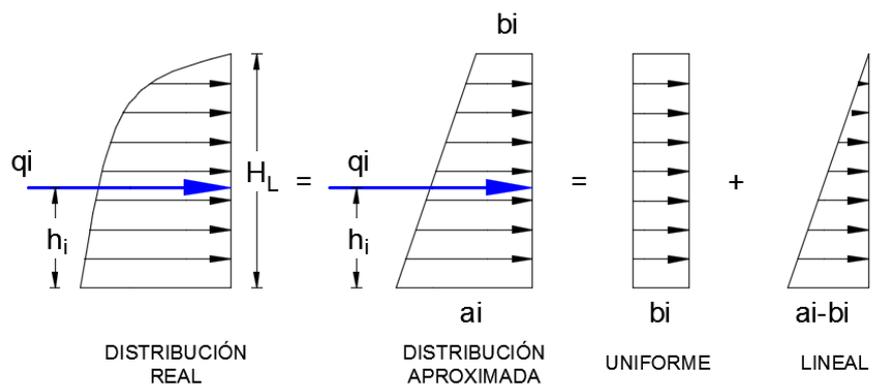


Figura 23. Linealización equivalente de la presión impulsiva (IS, 2006)

Siendo que q_i viene a ser la carga total de la componente impulsiva, m_i la masa impulsiva y h_i la altura a la que se encuentra la misma, las expresiones obtenidas por linealización equivalente son las siguientes:

Para reservorios circulares:

$$q_i = \frac{(A_h)_i m_i}{\pi \frac{D}{2}} g$$

Ec. (2.91)

Para reservorios rectangulares:

$$q_i = \frac{(A_h)_i m_i}{2B} g \quad \text{Ec. (2.92)}$$

Para ambos casos:

$$a_i = \frac{q_i}{H_L^2} (4H_L - 6h_i), \quad \text{Ec. (2.93)}$$

$$b_i = \frac{q_i}{H_L^2} (6h_i - 2H_L) \quad \text{Ec. (2.94)}$$

b) Presión Dinámica Convectiva (P_{wc})

Tal y como la presión impulsiva, la presión dinámica convectiva está en función de la altura del líquido, así como la geometría del reservorio.

Para reservorios circulares, la presión dinámica convectiva está dada por:

$$P_{wc} = \frac{9}{16} \frac{\cosh\left(3\sqrt{\frac{3}{2}} \frac{y}{D}\right)}{\cosh\left(3\sqrt{\frac{3}{2}} \frac{H_L}{D}\right)} (A_h)_c \gamma_w D \left(1 - \frac{1}{3} \cos^2 \theta\right) \cos \theta \quad \text{Ec. (2.95)}$$

Para reservorios rectangulares, la presión dinámica convectiva está dada por:

$$P_{wc} = 0.4165 \frac{\cosh\left(\sqrt{10} \frac{y}{L}\right)}{\cosh\left(\sqrt{10} \frac{H_L}{L}\right)} (A_h)_c \gamma_w L \quad \text{Ec. (2.96)}$$

Donde:

P_{wc} : Presión dinámica convectiva.

$(A_h)_i$: Aceleración horizontal sísmica por componente convectiva.

θ : Ángulo circunferencial, para fines de máxima presión se considera $\theta=0$.

Las expresiones mostradas determinan la distribución real de la presión convectiva, sin embargo, esta también puede obtenerse mediante la Linealización equivalente, de acuerdo a lo que indica el ACI 350.3-06 así como la Norma IS 1893 del 2006.

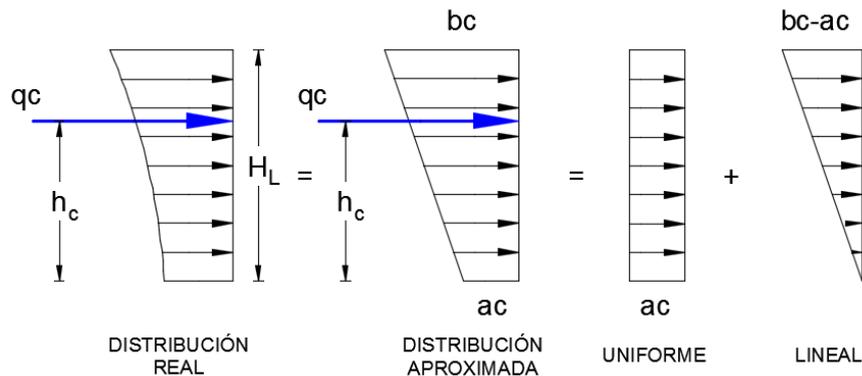


Figura 24. Linealización equivalente de la presión convectiva (IS, 2006)

Siendo que q_c viene a ser la carga total de la componente convectiva, m_c la masa convectiva y h_c la altura a la que se encuentra la misma, las expresiones obtenidas por linealización equivalente son las siguientes:

Para reservorios circulares:

$$q_c = \frac{(A_h)_c m_c}{\pi \frac{D}{2}} g \quad \text{Ec. (2.97)}$$

Para reservorios rectangulares:

$$q_c = \frac{(A_h)_c m_c}{2B} g \quad \text{Ec. (2.98)}$$

Para ambos casos:

$$a_c = \frac{q_c}{H_L^2} (4H_L - 6h_c) \quad \text{Ec. (2.99)}$$

$$b_c = \frac{q_c}{H_L^2} (6h_c - 2H_L) \quad \text{Ec. (2.100)}$$

c) Presión por aceleración vertical (p_{vy})

Adicionalmente a las componentes anteriormente mencionadas, el ACI 350.3-06 en la sección 4.1.4 exige la inclusión de una presión producida por efectos de aceleración vertical.

$$p_{vy} = \ddot{u}_{vy} q_{hy} \quad \text{Ec. (2.101)}$$

$$\ddot{u}_{vy} = S_{av} I_e \left[\frac{b}{R_i} \right] \geq 0.2 S_{DS}, \quad b = \frac{2}{3} \quad \text{Ec. (2.102)}$$

$$q_{hy} = \gamma_w H_L \left(1 - \frac{y}{H_L} \right) \quad \text{Ec. (2.103)}$$

Donde la aceleración vertical S_{av} , se calcula como se sigue:

Para reservorios circulares:

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma_L D H_L^2}{24 g t_w E_c}} \quad \text{Ec. (2.104)}$$

$$\text{Para } T_v \leq T_S \rightarrow S_{av} = S_{DS}$$

$$\text{Para } T_v > T_S \rightarrow S_{av} = \frac{S_{D1}}{T_v} \quad \text{Ec. (2.105)}$$

Para reservorios rectangulares:

$$S_{av} = 0.4 S_{DS} \quad \text{Ec. (2.106)}$$

d) Presión inercial impulsiva (p_w)

Además de la presión impulsiva calculada mediante linealización, el ACI 350.3-06 indica adicionar el efecto de la presión inercial debido al muro y al techo.

e) Presión hidrodinámica total (p)

Obtenidas las presiones y conforme a la Norma ACI 350.3-06 en la sección 5.3.2, indica que las presiones dinámicas deben combinarse mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS).

$$p = \sqrt{(P_{wi} + P_w)^2 + P_{wc}^2 + P_{vy}^2} \quad \text{Ec. (2.107)}$$

2.2.2.5. Altura de desborde

La altura de desborde del agua debe ser tomada en cuenta con la finalidad de evitar que se generen presiones dinámicas en el techo del reservorio, esta consideración se encuentra de acuerdo a la Norma ASCE/SEI 7-10/15.7.6.1.2 (Palomino, 2014).

$$\delta_s = 0.42LI_e S_{ac} \quad \text{Ec. (2.108)}$$

Donde:

δ_s : Altura de desborde.

L: Longitud en la dirección de análisis o diámetro del reservorio.

De acuerdo a ello, la Norma ASCE/SEI 7-10, recomienda que el borde libre mínimo sea determinado como el producto entre la altura de desborde y un factor dependiente de la categoría de riesgo, proporcionado en la siguiente tabla:

Tabla 18. Tabla de derivas para condición activa o pasiva por tipo de suelo

Valor de S_{DS}	Categoría de Riesgo			
	I	II	III	IV
$S_{DS} < 0.167$	a	a	a	1
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	a	a	a	1
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	a	a	0.7	1
$0.50 \leq S_{DS}$	a	a	0.7	1

(Fuente: ASCE, 2010)

Para valores de “a”, la norma establece que no es necesario considerar un borde libre mínimo por requerimiento sísmico.

2.2.2.6. Momentos de volteo

Los momentos de volteo son necesarios para verificar la estabilidad lateral del reservorio, ya que estos suelen ser bastante críticos en aquellas estructuras que posean una alta esbeltez. Para ello es necesario volver a determinar la altura a la que se encuentra la masa impulsiva y convectiva, con la diferencia de que para esta ocasión se determinan bajo la condición de incluir la presión en la base (IBP).

Para reservorios circulares, la altura impulsiva y convectiva se encuentran en la sección 9.3.3 de la Norma ACI 350.3-06, con las siguientes expresiones:

$$h'_i = \begin{cases} 0.45H_L, & \text{para } \frac{D}{H_L} < 0.75 \\ H_L \left(\frac{0.866 \left(\frac{D}{H_L} \right)}{2 \tanh \left[0.866 \left(\frac{D}{H_L} \right) \right]} - \frac{1}{8} \right), & \text{para } \frac{D}{H_L} \geq 0.75 \end{cases} \quad \text{Ec. (2.109)}$$

$$h'_c = H_L \left[1 - \frac{\cosh \left(3.68x \frac{H_L}{D} \right) - 2.01}{3.68x \frac{H_L}{D} \sinh \left(3.68x \frac{H_L}{D} \right)} \right] \quad \text{Ec. (2.110)}$$

De igual forma, para reservorios rectangulares, se revisa la sección 9.2.3 de la Norma ACI 350.3-06, con las siguientes expresiones:

$$h'_i = \begin{cases} 0.45H_L; \frac{L}{H_L} < 0.75 \\ H_L \left(\frac{0.866 \left(\frac{L}{H_L} \right)}{2 \tanh \left[0.866 \left(\frac{L}{H_L} \right) \right]} - \frac{1}{8} \right); \frac{L}{H_L} \geq 0.75 \end{cases} \quad \text{Ec. (2.111)}$$

$$h'_c = H_L \left[1 - \frac{\cosh \left(3.16x \frac{H_L}{L} \right) - 2.01}{3.16x \frac{H_L}{L} \sinh \left(3.16x \frac{H_L}{L} \right)} \right] \quad \text{Ec. (2.112)}$$

Donde:

h'_i : Altura impulsiva en condición IBP.

h'_c : Altura convectiva en condición IBP.

a) Momento de Componente Impulsiva (M'_i)

Se obtiene multiplicando la aceleración impulsiva S_{ai} por el peso impulsivo y el correspondiente a cada elemento estructural, así como por la altura de su centro gravitatorio, la cual debe ser medida desde la losa de fondo.

Para reservorios circulares:

$$M'_i = S_{ai} \left[W_i(h'_i + t_s) + W_w(h_w + t_s) + W_b(h_b + t_s) + W_r(h_r + t_s) + W_s \frac{t_s}{2} \right] \quad \text{Ec. (2.113)}$$

Para reservorios rectangulares:

$$M'_i = S_{ai} \left[W_i(h'_i + t_s) + W_w(h_w + t_s) + W_r(h_r + t_s) + W_s \frac{t_s}{2} \right] \quad \text{Ec. (2.114)}$$

Donde:

S_{ai} : Aceleración sísmica de la componente impulsiva.

$W_{i,w,b,r,s}$: Peso impulsivo del agua o elemento estructural correspondiente.

h'_i : Altura impulsiva en condición IBP.

$h_{w,b,r}$: Centro de gravedad del elemento estructural correspondiente.

t_s : Espesor de la losa de fondo.

b) Momento de Componente Convectiva (M'_c)

Se obtiene multiplicando la aceleración convectiva S_{ac} por el peso correspondiente a dicha componente, así como por la altura de su centro de gravedad, la que debe ser medida desde la losa de fondo.

$$M'_c = S_{ac}[W_c(h'_c + t_s)] \quad \text{Ec. (2.115)}$$

Donde:

S_{ac} : Aceleración sísmica de la componente convectiva.

W_c : Peso convectivo.

h'_c : Altura convectiva en condición IBP.

El momento de volteo total se obtiene mediante combinación SRSS.

2.2.3. Consideraciones adicionales por exposición medioambiental

El Código ACI 350-06, indica algunas provisiones mínimas que deben ser tomadas en cuenta cuando se diseñan estructuras de concreto armado con fines de almacenamiento de líquidos, esto por condiciones de durabilidad, exposición, creep, entre otros (Palomino, 2014).

Para la investigación se mencionan las más relevantes, correspondientes a resistencia, requerimientos para los muros y combinaciones de carga.

2.2.3.1. Resistencia del concreto

Según la sección 1.1.1 del Código ACI 350-06, la resistencia característica de concreto no debe ser menor que 4000 psi, mismo que de acuerdo al apéndice B del ACI 318-14 corresponde a 280 Kg/cm².

2.2.3.2. Muros

De acuerdo con el Capítulo 14 del Código ACI 350-06, se toman las siguientes consideraciones:

La cuantía mínima vertical debe ser de 0.003, mientras que para el acero horizontal se puede disponer según lo indicado en la tabla 7.12.2.1, tal y como se muestra.

Tabla 19. Cuantía mínima por repartición y temperatura

Longitud entre juntas	Cuantía mínima r_{qt}^o	
	Grado 40	Grado 60
Menor a 20 ft	0.003	0.003
20 a menos de 30	0.004	0.003
30 a menos de 40	0.005	0.004
mayor o igual a 40	0.006	0.005

(Fuente ACI a, 2006)

“La tabla aplica para juntas completas de expansión y contracción, si se usaran juntas de contracción parcial, la cuantía mínima se multiplicará por 1.5 veces el valor de la tabla” (ACI a, 2006).

Los muros con espesores mayores o iguales a 25 cm, tendrán refuerzo en cada dirección en dos caras de acuerdo a lo siguiente: una cara con no menos de la mitad o 2/3 del total de refuerzo requerido en cada dirección, dos caras consistentes en el balance del refuerzo requerido en cada dirección.

La deflexión máxima debido a cargas de servicio, no debe exceder a la luz libre dividida entre 150: $l_n/150$.

2.2.3.3. Combinaciones de carga

De acuerdo a la sección 9.2.1 del Código ACI 350-06, la resistencia última requerida debe considerar los efectos de amplificación de cargas, para el caso de la investigación, dichas combinaciones son las siguientes:

Tabla 20. Combinaciones de carga

Combinación	D (Carga Muerta)	F (Carga del Fluido)	Lr (Techo)	E* (Sismo)
Comb1	1.4	1.4	0	0
Comb2	1.2	1.2	0.5	0
Comb3	1.2	0	1.6	0
Comb4	1.2	1.2	0	1
Comb5	0.9	1.2	0	0
Comb6	0.9	1.2	0	1

Conforme a la sección 9.2.6 del Código ACI 350-06, las combinaciones de carga deben ser multiplicadas por un factor de durabilidad.

$$S_d = \frac{\phi f_y}{\gamma f_s} \geq 1.0$$

Ec. (2.116)

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia, igual a 0.9.

f_y : Fluencia del acero (psi).

f_s : Tensión permisible en el refuerzo según el esfuerzo y exposición (psi).

Tabla 21. Tensión permisible f_s

Esfuerzo por	EMA - Normal	EMA - Severa
Flexión y/o Tensión	20000 psi	17000 psi
Cortante	24000 psi	20000 psi

(Fuente: ACI 350 a, 2006)

Para el caso de las cargas sísmicas, el Código ACI 350-06, ordena revisar la sección 21.2.1.8 en la cual indica que el factor de durabilidad S_d no necesita ser aplicado a cargas sísmicas, ya que se tratan de cargas de corta duración y no son frecuentes. Por lo tanto en la investigación, el factor de durabilidad sólo afectó a las cargas estáticas.

2.3. Definición de términos básicos

Reservorio: Estructura de almacenamiento con fines de abastecimiento de agua para consumo humano, cuya función consiste en regular la cantidad de caudal proveniente de la conducción y/o captación para luego repartirla a la aducción y posteriormente a las redes de distribución.

Comportamiento sísmico: Para fines de la investigación, son los resultados obtenidos para los reservorios bajo la aplicación de cargas sísmicas y considerando las combinaciones de cargas de diseño. En la investigación fue definido por: cortantes basales, altura de desborde, momentos de volteo, esfuerzos, cortante diagonal y deformaciones en los muros.

Cortante Basal: Es la fuerza resultante total ocurrida en la base del reservorio apoyado (circular o rectangular) producto de la combinación de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) o combinación cuadrática completa (CQC), según sea el caso, de las componentes inerciales y convectivas que se producen en un reservorio (ASCE, 2010).

Momento de volteo: Es el momento total que produce un volteo debido a la fuerza lateral que es ejercida en el reservorio cuando ocurre una vibración sísmica, el momento de volteo debe ser calculado de acuerdo a la condición: incluyendo la presión en la base (ACI b, 2006).

Altura de desborde: Viene a ser la altura del oleaje (chapoteo del agua) causado por el desplazamiento vertical del fluido, debido a una aceleración horizontal sísmica (Palomino, 2014).

Esfuerzo Anular: Para la investigación es la tensión anular máxima producida de manera circunferencial a causa de las cargas que actúan sobre la pared del reservorio.

Por su naturaleza sólo se aplica a reservorios circulares y es la resultante de todas las fuerzas combinadas ejercidas sobre la pared del reservorio apoyado.

Cortante Diagonal: Es la fuerza cortante de diseño que se produce en el muro paralelo a la dirección del análisis de sismo, para reservorios rectangulares, este cortante proporciona la cuantía requerido de acero horizontal (Palomino, 2014). Por su naturaleza sólo se aplica a reservorios rectangulares.

Esfuerzo a Flexión: Es el momento máximo producido por las fuerzas respecto a la sección en la que actúan. Para la investigación, el esfuerzo a flexión fue considerado como la resultante de todas las cargas combinadas y ejercidas sobre la pared del reservorio apoyado.

Esfuerzo Cortante: Es la fuerza cortante máxima obtenida por la suma de las componentes en la dirección perpendicular a la sección que se está analizando. Para la investigación, el esfuerzo cortante fue considerado como la resultante de todas las cargas combinadas y ejercidas sobre la pared del reservorio.

Deformación máxima: Es el desplazamiento máximo originado por la combinación de las fuerzas actuantes en una estructura. Para fines de la investigación fue referida a la deformación máxima producida en las paredes del reservorio apoyado (circular y rectangular) producto de todas las cargas de servicio (ACI a, 2006).

CAPÍTULO III

PLANTEAMIENTO DE LA HIPÓTESIS

3.1. Hipótesis

3.1.1. Hipótesis General

El comportamiento sísmico en reservorios apoyados circulares y rectangulares de diferentes volúmenes varía entre un 4-30% conforme disminuye la zona sísmica.

3.2. Variables

La investigación presentó como variables independientes a: la zonificación sísmica, la geometría del reservorio y el volumen; la interacción entre estas tres hace que se varíe el comportamiento sísmico.

$$\begin{bmatrix} \textit{Zonificación Sísmica} \\ \textit{Geometría} \\ \textit{Volumen} \end{bmatrix} \rightarrow [\textit{Comportamiento Sísmico}]$$

3.3. Operacionalización de los componentes de la hipótesis

Con el fin de lograr la operacionalización de cada uno de los componentes de la hipótesis, es que la investigación tomó en cuenta la siguiente matriz.

Tabla 22. Operacionalización de las componentes de la hipótesis

COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN RESERVORIOS APOYADOS CIRCULARES Y RECTANGULARES DE DIFERENTES VOLÚMENES CONSIDERANDO LAS ZONAS SÍSMICAS DE CAJAMARCA					
Hipótesis	Definición conceptual de las variables	Definición operacional de las variables			
		Variables	Dimensiones/ Factores	Indicadores/ Cualidades	Fuente de recolección de datos
Hipótesis General: El comportamiento sísmico en reservorios apoyados circulares y rectangulares de diferentes volúmenes varía entre un 4-30% conforme disminuye la zona sísmica.	Zonificación basada en la distribución espacial de la sismicidad, características de los movimientos sísmicos, distancia epicentral e información geotectónica.	Variable: Zonificación Sísmica	Zona 2	Aceleración de respuesta espectral para periodos cortos (S_s)	Norma de diseño Sismorresistente E.030 y Norma ASCE/SEI 7-10
				Aceleración de respuesta espectral para periodos de 1 segundo (S_1)	
			Zona 3	Aceleración de respuesta espectral para periodos cortos (S_s)	Norma de diseño Sismorresistente E.030 y Norma ASCE/SEI 7-10
				Aceleración de respuesta espectral para periodos de 1 segundo (S_1)	
	Forma geométrica del reservorio.	Variable: Geometría	Circular	Diámetro	Reservorios usados para agua potable en Cajamarca.
				Altura	
			Rectangular	Largo	Reservorios usados para agua potable en Cajamarca.
				Ancho	
	Capacidad de almacenamiento del reservorio apoyado.	Variable: Volumen	Dimensiones geométricas del reservorio	1000 m ³	Reservorios con los volúmenes más críticos de Cajamarca.
				1500 m ³	
2000 m ³					

			2500 m ³	
Resultados obtenidos para los reservorios bajo la aplicación de cargas sísmicas y considerando las combinaciones de cargas de diseño	Variable: Comportamiento Sísmico	Fuerzas	Cortante Basal	Análisis sísmico del reservorio
			Momento de Volteo	
		Oleaje	Altura de desborde	
		Esfuerzos	Esfuerzo Anular	
			Cortante Diagonal	
			Esfuerzo a Flexión	
			Esfuerzo Cortante	
		Deformaciones	Deformación máxima	

CAPÍTULO IV

MARCO METODOLÓGICO

4.1. Ubicación geográfica

Los reservorios apoyados circulares y rectangulares fueron evaluados utilizando las características geotécnicas del reservorio R-6, debido al tipo de geometría, capacidad de almacenamiento y por encontrarse en la misma zona que el reservorio R-4, mismo que está inoperativo por fallas estructurales.

El reservorio R-6 está ubicado en la ciudad de Cajamarca, en el Sector: Santa Elena Parte Alta, Distrito de Cajamarca, Provincia de Cajamarca, Región Cajamarca (MPC, 2013).



Figura 25. Ubicación del reservorio R-6 (Google, 2017)

El estrato de apoyo de la cimentación presenta una arcilla inorgánica de alta plasticidad con un suelo del tipo S3, compresibilidad alta y consolidada. (GEOCON, 2013).

4.2. Diseño de la investigación

4.2.1. Propiedades de los materiales

Siendo que la investigación estuvo orientada al análisis sísmico de reservorios destinados para consumo humano de agua potable, se utilizaron las propiedades del agua tal como el peso específico, sin considerar agentes agresivos para el concreto armado.

La resistencia del concreto fue considerada como la mínima que exige el Código ACI 350-06. También se tuvo en cuenta que el acero de refuerzo es del tipo corrugado bajo la especificación ASTM A615-Grado 60.

Además, se emplearon los datos del Estudio de Suelos pertenecientes al reservorio R-6 de la ciudad de Cajamarca elaborados por GEOCON (2013). Todos los datos preliminares se resumieron como se muestra en la tabla.

Tabla 23. Propiedades del agua, suelo, concreto y acero

Descripción	Valor
Peso específico del Agua:	$\gamma_w=1000.00 \text{ Kg/m}^3$
Peso específico del suelo:	$\gamma_s=1620.00 \text{ Kg/m}^3$
Ángulo de fricción del suelo:	$\phi=11.24^\circ$
Densidad del Concreto del Reservorio:	$\gamma_c=2400.00 \text{ Kg/m}^3$
Cohesión, c:	0.26 Kg/cm^2
Resistencia del Concreto:	$f'_c=280.00 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo de Elasticidad del Concreto:	$E_c=252671.33 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo de Elasticidad del Acero:	$E_s=2039000.00 \text{ Kg/cm}^2$
Fluencia del Acero:	$f_y=4200.00 \text{ Kg/cm}^2$

4.2.2. Predimensionamiento de reservorios circulares

Como se vio en el Capítulo II, es factible usar el método estático propuesto por la PCA con fines de predimensionamiento, así que con el mismo se determinaron las dimensiones de los elementos estructurales aplicando también las recomendaciones establecidas en el Código ACI 350-06.

4.2.2.1. Geometría de los reservorios circulares

Para fines de la geometría de los reservorios, se tuvo en cuenta que los volúmenes sean aproximados a 1000 m³, 1500 m³, 2000 m³ y 2500 m³, además que la relación D/H_L esté entre el rango de 0.5 y 3 conforme a las recomendaciones de CEPIS (2004) y también por las conclusiones de la investigación de Núñez y Mosqueira (2014) en cuanto al efecto de la esbeltez en reservorios.

Por lo tanto, las dimensiones geométricas de los reservorios fueron las siguientes:

Tabla 24. Dimensiones geométricas en reservorios circulares

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Altura del Suelo o de Relleno:	Hs=1.10m	Hs=1.30m	Hs=1.40m	Hs=1.40m
Altura del Líquido:	HL=6.50m	HL=7.50m	HL=8.20m	HL=8.90m
Altura del muro + viga:	hw=7.50m	hw=8.50m	hw=9.20m	hw=9.90m
Diámetro Interno del Reservorio:	D=14.00m	D=16.00m	D=17.70m	D=19.00m
Volumen del Reservorio:	1000.60m ³	1507.96m ³	2017.67m ³	2523.41m ³
Relación D/H _L :	2.15	2.13	2.16	2.13
Voladizo inferior:	0.30m	0.50m	0.60m	0.70m

4.2.2.2. Elementos estructurales en reservorios circulares

Los elementos estructurales para la investigación, fueron obtenidos mediante el método estático (Ver Apéndice 1).

Tabla 25. Dimensiones de elementos estructurales en reservorios circulares

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Espesor de muro, t_w :	30.00 cm	35.00 cm	40.00 cm	40.00 cm
Espesor de losa de fondo, t_s :	20.00 cm	20.00 cm	20.00 cm	20.00 cm
Espesor de cúpula, t_d :	10.00 cm	10.00 cm	10.00 cm	10.00 cm
Ancho de viga anular, b :	40.00 cm	45.00 cm	50.00 cm	50.00 cm
Peralte de viga anular, h :	40.00 cm	40.00 cm	40.00 cm	50.00 cm
Espesor de cimentación, h_z :	40.00 cm	40.00 cm	40.00 cm	50.00 cm
Ancho de cimentación, B :	1.60 m	2.00 m	2.50 m	2.90 m

4.2.3. Predimensionamiento de reservorios rectangulares

Bajo el mismo criterio se realizó el predimensionamiento de los elementos estructurales que para los reservorios rectangulares, empleando el método estático de la PCA aplicado a este tipo de estructuras.

4.2.3.1. Geometría de los reservorios rectangulares

Al igual que en los reservorios circulares, se tuvo en cuenta que los volúmenes sean aproximados a 1000 m³, 1500 m³, 2000 m³ y 2500 m³, además que la relación B/H_L esté entre el rango de 0.5 y 3 conforme a las recomendaciones mencionadas anteriormente.

Las dimensiones geométricas de los reservorios rectangulares fueron las siguientes que se muestran.

Tabla 26. Dimensiones geométricas en reservorios rectangulares

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Altura del Suelo o de Relleno:	Hs=1.10m	Hs=1.30m	Hs=1.40m	Hs=1.40m
Altura del Líquido:	HL=5.00m	HL=6.00m	HL=6.80m	HL=7.25m
Altura del muro:	hw=5.80m	hw=6.85m	hw=7.65m	hw=8.10m
Largo del Tanque:	L=20.00m	L=21.00m	L=22.70m	L=24.70m
Ancho del Tanque:	B=10.00m	B=12.00m	B=13.00m	B=14.00m
Relación B/HL:	2.00	2.00	1.91	1.93
Volumen del Reservorio:	1000.00m ³	1512.00m ³	2006.68m ³	2507.05m ³
Voladizo inferior:	0.30m	0.50m	0.60m	0.70m
Voladizo superior:	0.15m	0.15m	0.15m	0.15m

4.2.3.2. Elementos estructurales en reservorios rectangulares

Los elementos estructurales para la investigación, fueron obtenidos mediante el método estático (Ver Apéndice 2).

Tabla 27. Dimensiones de elementos estructurales en reservorios rectangulares

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Espesor de muro, t_w :	35.00 cm	42.50 cm	50.00 cm	55.00 cm
Espesor de losa de fondo, t_s :	20.00 cm	20.00 cm	20.00 cm	20.00 cm
Espesor de la losa de techo, t_r :	35.00 cm	42.50 cm	45.00 cm	50.00 cm
Espesor de cimentación, h_z :	40.00 cm	40.00 cm	40.00 cm	40.00 cm
Ancho de cimentación, B:	1.20 m	1.45 m	1.65 m	1.80 m

4.2.4. Parámetros de sismicidad por zona sísmica

La investigación trabajó con la Norma ASCE/SEI 7-10, por lo tanto, se utilizó la Tabla 7 mediante la propuesta de Toledo (2014) con el fin de desarrollar cada uno de los parámetros de sismicidad, empezando por las aceleraciones espectrales para periodos cortos y de 1 segundo.

Se desarrolló el procedimiento indicado en la sección 2.2.2.1 de la investigación, para las zonas sísmicas 2 y 3 que corresponden a la Región Cajamarca,

considerando que los reservorios que se han estudiado poseen una base reforzada no deslizable o base fija.

Por ende, los parámetros quedan definidos como se muestra para todos los reservorios.

Tabla 28. Parámetros de sismicidad por zona sísmica

Parámetro de sismicidad	Zona sísmica 3	Zona sísmica 2
Aceleración espectral para periodos cortos, S_s :	1.54 g	1.1 g
Aceleración espectral para periodos de 1 s, S_1 :	0.63 g	0.45 g
Clase de Sitio:	D	D
Coefficiente de sitio, F_a :	1.00	1.06
Coefficiente de sitio, F_v :	1.50	1.55
Aceleración espectral para MCE_R , S_{MS} :	1.54 g	1.166 g
Aceleración espectral para MCE_R , S_{M1} :	0.945 g	0.6975 g
Aceleración espectral de diseño, S_{DS} :	1.026667 g	0.777333 g
Aceleración espectral de diseño, S_{D1} :	0.63 g	0.465 g
Categoría de riesgo:	III	III
Factor de Importancia, I_e :	1.25	1.25
Periodo de diseño, T_s :	0.614 s	0.598 s
Periodo de diseño, T_L :	4.00 s	4.00 s
Periodo de diseño, T_0 :	0.12 s	0.12 s
Categoría de diseño sísmico, CDS :	D	D
Factor de reducción impulsiva, R_i :	2	2
Factor de sobrerresistencia, Ω_0 :	2	2
factor de amplificación de deflexión, C_d :	2	2
Factor de reducción convectiva, R_c :	1	1

4.2.5. Propiedades del Modelo Hidrodinámico de Housner

Como se vio en el Capítulo II, las propiedades dinámicas del modelo de Housner dependen de las características del reservorio, entonces, tras dimensionar por el método estático, se determinaron las mismas.

4.2.5.1. Propiedades dinámicas en reservorios circulares

Para los reservorios circulares, las propiedades dinámicas son las mismas en cualquier dirección dada la simetría geométrica que poseen estas estructuras, por lo que, sólo bastó realizar el análisis en una dirección y se emplearon las ecuaciones: Ec. (2.54), Ec. (2.56), Ec. (2.58), Ec. (2.60), Ec. (2.62), Ec. (2.63), Ec. (2.65), Ec. (2.67), Ec. (2.69) y Ec. (2.71).

Para ello primero se definió el peso del agua, así como los elementos de la superestructura, ya que como se vio en el Capítulo II, de acuerdo al ACI 350.3-06 la cimentación no interviene en las propiedades dinámicas, resaltando que estas propiedades tampoco dependen de la zona sísmica.

Tabla 29. Peso de elementos en reservorios circulares

Descripción	Peso (Kg)			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Peso del Agua, $W_L=$	1000597.26	1507964.47	2017670.60	2523405.76
Peso de Cúpula, $W_r=$	42856.35	55975.64	68825.38	78934.40
Peso de los Muros, $W_w=$	229655.45	349487.73	480377.16	549984.80
Peso de la Viga, $W_b=$	17371.75	22325.41	27444.95	36756.63

Posteriormente se reemplazó valores en las ecuaciones mencionadas.

Tabla 30. Propiedades dinámicas en reservorio circular de 1000 m³

Descripción	• DIRECCIÓN E-O & N-S•
Peso Impulsivo del Agua, W_i :	511319.608 Kg
Coefficiente de Masa Efectiva, ϵ :	0.680095858
Peso Impulsivo Efectivo de los Muros, ϵW_w :	156187.720 Kg
Peso Impulsivo la Viga Anular, ϵW_b :	11814.456 Kg
Peso Impulsivo la Cúpula, W_r :	42856.350 Kg
Peso Impulsivo Total, W_{IT}:	722178.134 Kg
Altura de Aplicación Impulsiva, h_i:	2.438 m
Peso Convectivo del Agua, W_c:	464190.916 Kg
Altura de Aplicación Convectiva, h_c:	3.8624 m
Módulo de Elasticidad del Concreto, E_c :	3597118.1805 psi
P. e del Concreto, γ_c :	149.8271 Lb/ft ³
Coefficiente C_w :	0.158788535

Coeficiente C_L :	0.328723497
Frecuencia Circular Impulsiva, ω_i :	162.5731 rad/s
Periodo Impulsivo, T_i :	0.0386 s
Coeficiente λ :	10.5299
Periodo Convectivo, T_c :	4.0440 s
Frecuencia Circular Convectiva, ω_c :	1.5537 rad/s
Rigidez del Resorte, K_c :	112860.470 Kg/m

Tabla 31. Propiedades dinámicas en reservorio circular de 1500 m³

Descripción	• DIRECCIÓN E-O & N-S•
Peso Impulsivo del Agua, W_i :	776651.869 Kg
Coeficiente de Masa Efectiva, ϵ :	0.682681778
Peso Impulsivo Efectivo de los Muros, ϵW_w :	238588.906 Kg
Peso Impulsivo la Viga Anular, ϵW_b :	15241.153 Kg
Peso Impulsivo la Cúpula, W_r :	55975.641 Kg
Peso Impulsivo Total, W_{IT}:	1086457.569 Kg
Altura de Aplicación Impulsiva, h_i:	2.813 m
Peso Convectivo del Agua, W_c:	694375.657 Kg
Altura de Aplicación Convectiva, h_c:	4.4672 m
Módulo de Elasticidad del Concreto, E_c :	3597118.1805 psi
P. e del Concreto, γ_c :	149.8271 Lb/ft ³
Coeficiente C_w :	0.159098914
Coeficiente C_L :	0.332779254
Frecuencia Circular Impulsiva, ω_i :	142.6350 rad/s
Periodo Impulsivo, T_i :	0.0441 s
Coeficiente λ :	10.5411
Periodo Convectivo, T_c :	4.3186 s
Frecuencia Circular Convectiva, ω_c :	1.4549 rad/s
Rigidez del Resorte, K_c :	148036.827 Kg/m

Tabla 32. Propiedades dinámicas en reservorio circular de 2000 m³

Descripción	• DIRECCIÓN E-O & N-S•
Peso Impulsivo del Agua, W_i :	1029217.832 Kg
Coeficiente de Masa Efectiva, ϵ :	0.679506350
Peso Impulsivo Efectivo de los Muros, ϵW_w :	326419.333 Kg
Peso Impulsivo la Viga Anular, ϵW_b :	18649.020 Kg
Peso Impulsivo la Cúpula, W_r :	68825.384 Kg
Peso Impulsivo Total, W_{IT}:	1443111.568 Kg
Altura de Aplicación Impulsiva, h_i:	3.075 m
Peso Convectivo del Agua, W_c:	937604.594 Kg
Altura de Aplicación Convectiva, h_c:	4.8700 m
Módulo de Elasticidad del Concreto, E_c :	3597118.1805 psi
P. e del Concreto, γ_c :	149.8271 Lb/ft ³
Coeficiente C_w :	0.158717587

Coeficiente C_L :	0.337429784
Frecuencia Circular Impulsiva, ω_i :	132.2820 rad/s
Periodo Impulsivo, T_i :	0.0475 s
Coeficiente λ :	10.5273
Periodo Convectivo, T_c :	4.5482 s
Frecuencia Circular Convectiva, ω_c :	1.3815 rad/s
Rigidez del Resorte, K_c :	180221.712 Kg/m

Tabla 33. Propiedades dinámicas en reservorio circular de 2500 m³

Descripción	• DIRECCIÓN E-O & N-S•
Peso Impulsivo del Agua, W_i :	1298893.259 Kg
Coeficiente de Masa Efectiva, ϵ :	0.682492488
Peso Impulsivo Efectivo de los Muros, ϵW_w :	375360.497 Kg
Peso Impulsivo la Viga Anular, ϵW_b :	25086.127 Kg
Peso Impulsivo la Cúpula, W_r :	78934.400 Kg
Peso Impulsivo Total, W_{IT}:	1778274.282 Kg
Altura de Aplicación Impulsiva, h_i:	3.338 m
Peso Convectivo del Agua, W_c:	1162594.960 Kg
Altura de Aplicación Convectiva, h_c:	5.3002 m
Módulo de Elasticidad del Concreto, E_c :	3597118.1805 psi
P. e del Concreto, γ_c :	149.8271 Lb/ft ³
Coeficiente C_w :	0.159076242
Coeficiente C_L :	0.326417561
Frecuencia Circular Impulsiva, ω_i :	117.9003 rad/s
Periodo Impulsivo, T_i :	0.0533 s
Coeficiente λ :	10.5403
Periodo Convectivo, T_c :	4.7065 s
Frecuencia Circular Convectiva, ω_c :	1.3350 rad/s
Rigidez del Resorte, K_c :	208690.746 Kg/m

4.2.5.2. Propiedades dinámicas en reservorios rectangulares

A diferencia de los circulares, en reservorios rectangulares las propiedades dinámicas no son las mismas en todas las direcciones ya que se tiene un largo y un ancho con diferentes medidas, por esta razón, se realizaron dos análisis: para la dirección Este – Oeste (E-O) y Norte – Sur (N-S); además se emplearon las ecuaciones: Ec. (2.55), Ec. (2.57), Ec. (2.59), Ec. (2.61), Ec. (2.64), Ec. (2.66), Ec. (2.68), Ec. (2.70) y Ec. (2.72).

A continuación, se muestra el peso de los elementos que intervinieron en la obtención de las propiedades dinámicas.

Tabla 34. Peso de elementos en reservorios rectangulares

Descripción	Peso (Kg)			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Peso del Agua, $W_L=$	1000000.00	1512000.00	2006680.00	2507050.00
Peso del Techo, $W_r=$	194040.00	297097.95	370656.00	482328.00
Peso de los Muros, $W_w=$	299140.80	473019.90	673812.00	851083.20

Posteriormente se reemplazó valores en las ecuaciones mencionadas.

Tabla 35. Propiedades dinámicas en reservorio rectangular de 1000 m³

Descripción	• Dirección E-O •	• Dirección N-S •
Peso Impulsivo del Agua, W_i :	288118.361 Kg	542316.304 Kg
Coefficiente de Masa Efectiva, ϵ :	0.499400000	0.699800000
Peso Impulsivo Efectivo de los Muros, W_w :		169601.336 Kg
Peso Impulsivo del Tanque W_T :		363641.336 Kg
Peso Impulsivo Total, W_{iT}:	651759.6963 Kg	905957.6394 Kg
Altura de Aplicación Impulsiva, h_i:	1.875 m	1.875 m
Peso Convectivo del Agua, W_c:	695279.942 Kg	485021.799 Kg
Altura de Aplicación Convectiva, h_c:	2.6224 m	2.9164 m
Altura de Apl. De Inercia en el muro, h_{iw} :	3.3624 m	2.9450 m
Rigidez lateral del Tanque, K :	437855.49 Kg/cm	651620.83 Kg/cm
Periodo Impulsivo, T_i :	0.2448 s	0.2366 s
Frecuencia Circular Impulsiva, ω_i :	25.6674 rad/s	26.5585 rad/s
Coefficiente λ :	8.1817	9.6641
Periodo Convectivo, T_c :	6.2208 s	3.7240 s
Frecuencia Circular Convectiva, ω_c :	1.0100 rad/s	1.6872 rad/s
Rigidez del Resorte, K_c:	72221.510 Kg/m	140581.984 Kg/m

Tabla 36. Propiedades dinámicas en reservorio rectangular de 1500 m³

Descripción	• Dirección E-O •	• Dirección N-S •
Peso Impulsivo del Agua, W_i :	496526.312 Kg	819982.251 Kg
Coefficiente de Masa Efectiva, ϵ :	0.538175000	0.699800000
Peso Impulsivo Efectivo de los Muros, W_w :	282629.940 Kg	
Peso Impulsivo del Tanque W_T :	579727.890 Kg	
Peso Impulsivo Total, W_{IT}:	1076254.2023 Kg	1399710.1417 Kg
Altura de Aplicación Impulsiva, h_i:	2.250 m	2.250 m
Peso Convectivo del Agua, W_c:	1002670.802 Kg	733352.961 Kg
Altura de Aplicación Convectiva, h_c:	3.1884 m	3.4997 m
Altura de Apl. De Inercia en el muro, h_{iw} :	3.8870 m	3.5087 m
Rigidez lateral del Tanque, K :	559488.12 Kg/cm	760666.80 Kg/cm
Periodo Impulsivo, T_i :	0.2783 s	0.2722 s
Frecuencia Circular Impulsiva, ω_i :	22.5787 rad/s	23.0855 rad/s
Coefficiente λ :	8.5421	9.6641
Periodo Convectivo, T_c :	6.1055 s	4.0795 s
Frecuencia Circular Convectiva, ω_c :	1.0291 rad/s	1.5402 rad/s
Rigidez del Resorte, K_c:	108122.170 Kg/m	177133.300 Kg/m

Tabla 37. Propiedades dinámicas en reservorio rectangular de 2000 m³

Descripción	• Dirección E-O •	• Dirección N-S •
Peso Impulsivo del Agua, W_i :	689866.952 Kg	1126760.149 Kg
Coefficiente de Masa Efectiva, ϵ :	0.552336311	0.711423443
Peso Impulsivo Efectivo de los Muros, W_w :	411602.171 Kg	
Peso Impulsivo del Tanque W_T :	782258.171 Kg	
Peso Impulsivo Total, W_{IT}:	1472125.1231 Kg	1909018.3199 Kg
Altura de Aplicación Impulsiva, h_i:	2.550 m	2.550 m
Peso Convectivo del Agua, W_c:	1305565.437 Kg	941136.535 Kg
Altura de Aplicación Convectiva, h_c:	3.6330 m	4.0084 m
Altura de Apl. De Inercia en el muro, h_{iw} :	4.2472 m	3.8588 m
Rigidez lateral del Tanque, K :	757149.88 Kg/cm	1009579.08 Kg/cm
Periodo Impulsivo, T_i :	0.2798 s	0.2759 s
Frecuencia Circular Impulsiva, ω_i :	22.4584 rad/s	22.7733 rad/s
Coefficiente λ :	8.6636	9.7200
Periodo Convectivo, T_c :	6.2588 s	4.2216 s
Frecuencia Circular Convectiva, ω_c :	1.0039 rad/s	1.4883 rad/s
Rigidez del Resorte, K_c:	133971.837 Kg/m	212268.964 Kg/m

Tabla 38. Propiedades dinámicas en reservorio rectangular de 2500 m³

Descripción	• Dirección E-O •	• Dirección N-S •
Peso Impulsivo del Agua, W_i :	845100.719 Kg	1397017.960 Kg
Coefficiente de Masa Efectiva, ϵ :	0.546228994	0.708864923
Peso Impulsivo Efectivo de los Muros, W_w :	515488.408 Kg	
Peso Impulsivo del Tanque W_T :	997816.408 Kg	
Peso Impulsivo Total, W_{iT}:	1842917.1262 Kg	2394834.3672 Kg
Altura de Aplicación Impulsiva, h_i:	2.719 m	2.719 m
Peso Convectivo del Agua, W_c:	1644809.773 Kg	1184740.952 Kg
Altura de Aplicación Convectiva, h_c:	3.8643 m	4.2635 m
Altura de Apl. De Inercia en el muro, h_{iw} :	4.5649 m	4.1395 m
Rigidez lateral del Tanque, K :	880222.80 Kg/cm	1180497.13 Kg/cm
Periodo Impulsivo, T_i :	0.2903 s	0.2858 s
Frecuencia Circular Impulsiva, ω_i :	21.6423 rad/s	21.9864 rad/s
Coefficiente λ :	8.6117	9.7080
Periodo Convectivo, T_c :	6.5679 s	4.3864 s
Frecuencia Circular Convectiva, ω_c :	0.9566 rad/s	1.4324 rad/s
Rigidez del Resorte, K_c:	153267.336 Kg/m	247515.778 Kg/m

4.2.6. Cortante basal

Ya que para reservorios apoyados se emplea el método simplificado mediante linealización equivalente de las presiones hidrodinámicas producidas por la componente impulsiva y convectiva en el modelo de Housner, en la investigación se determinaron los cortantes basales por medio de las expresiones del Capítulo 15 de la Norma ASCE/SEI 7-10.

4.2.6.1. Espectro de diseño por Norma ASCE/SEI 7-10

Los espectros de diseño, dado el procedimiento para su realización, son independientes de la geometría del reservorio, el volumen o la dirección, por lo que sólo varían respecto a la zonificación sísmica.

En las Figuras 26 y 27, se muestran los espectros de diseño para cada componente conforme a la respectiva zona sísmica.

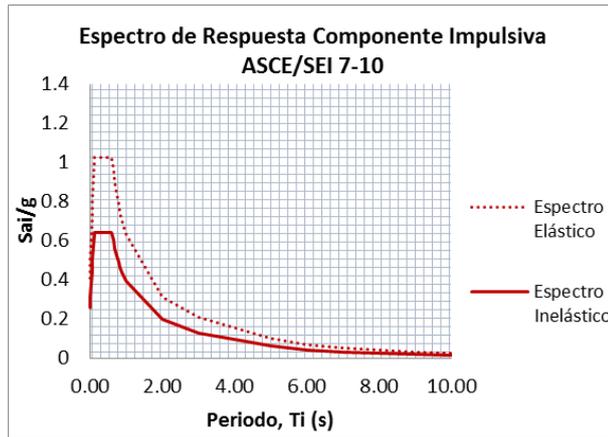


Figura 26. Espectro de diseño de componente impulsiva en zona 3

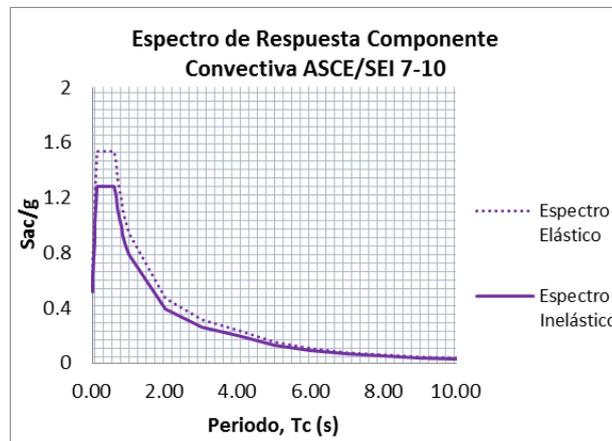


Figura 27. Espectro de diseño de componente convectiva en zona 3

Para la zona sísmica 2, se tuvo lo mostrado en las Figuras 28 y 29.

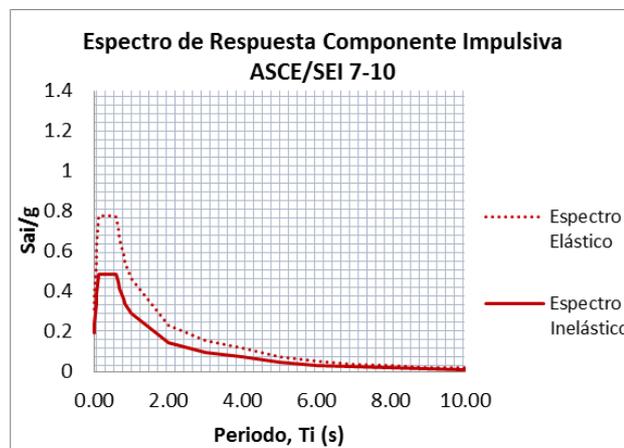


Figura 28. Espectro de diseño de componente impulsiva en zona 2

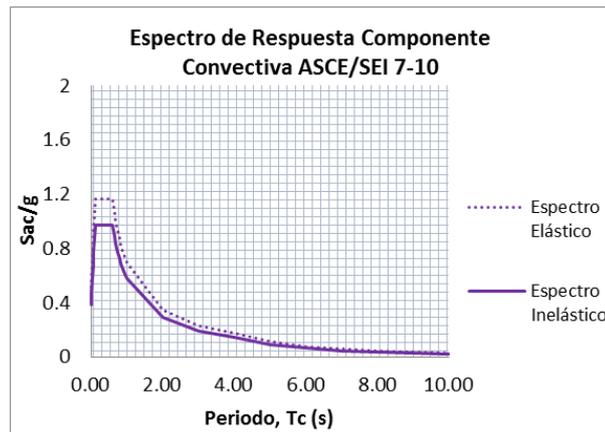


Figura 29. Espectro de diseño de componente convectiva en zona 2

4.2.6.2. Cortante del suelo

De acuerdo a la tabla 17, para que un suelo alcance la condición activa es necesario que se obtenga una deriva de 0.01, correspondiente a suelos arcillosos, sin embargo, esta condición genera desplazamientos excesivos que podrían producirse sólo si los reservorios estuviesen enterrados en su totalidad o en su efecto para muros de contención en voladizo, cosa que no fue el caso de la investigación, por lo tanto, se trabajó el cortante del suelo bajo la condición de reposo.

Para reservorios circulares se obtuvo:

Tabla 39. Cortante del suelo en reservorios circulares

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Coef. De suelo en Reposo, $K_0 =$	0.80508086	0.80508086	0.80508086	0.80508086
Presión del suelo, $P_0 =$	789.06 Kg/m	1102.08 Kg/m	1278.15 Kg/m	1278.15 Kg/m
Cortante del suelo E-O & N-S, $V_s =$	17352.33 Kg	27698.17 Kg	35536.43 Kg	38146.44 Kg

Para reservorios rectangulares se obtuvo:

Tabla 40. Cortante del suelo en reservorios rectangulares

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Coef. De suelo en Reposo, $K_0 =$	0.80508086	0.80508086	0.80508086	0.80508086
Presión del suelo, $P_0 =$	789.06 Kg/m	1102.08 Kg/m	1278.15 Kg/m	1278.15 Kg/m
Cortante Sísmica E-O, $V_s =$	7890.60 Kg	13224.90 Kg	16615.90 Kg	17894.05 Kg
Cortante Sísmica N-S, $V_s =$	15781.20 Kg	23143.58 Kg	29013.92 Kg	31570.22 Kg

4.2.6.3. Cortante basal total

Con las propiedades dinámicas, se procedió a calcular el cortante de la componente impulsiva y de la componente convectiva, las cuales adicionadas al cortante del suelo son combinadas por el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Para ello se emplearon las ecuaciones: Ec. (2.77), Ec. (2.78), Ec. (2.79), Ec. (2.80), Ec. (2.81), Ec. (2.82), Ec. (2.83) y Ec. (2.88).

Para reservorios circulares, el análisis se realizó en una sola dirección, ya que la estructura es completamente simétrica, por lo que los cortantes basales para las zonas 3 y 2 se muestran a continuación.

Tabla 41. Cortante basal en reservorios circulares en la zona 3

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Periodo Impulsivo, $T_i:$	0.0386 s	0.0441 s	0.0475 s	0.0533 s
Aceleración Espectral Impulsiva, $S_{ai}:$	1.0267 g	1.0267 g	1.0267 g	1.0267 g
Periodo Convectivo, $T_c:$	4.0440 s	4.3186 s	4.5482 s	4.7065 s
Aceleración Espectral Convectiva, $S_{ac}:$	0.2311 g	0.2027 g	0.1827 g	0.1706 g
Peso Impulsivo Total, $W_{iT}:$	722178.13 Kg	1086457.57 Kg	1443111.57 Kg	1778274.28 Kg
Peso Convectivo del Agua, $W_c:$	464190.92 Kg	694375.66 Kg	937604.59 Kg	1162594.96 Kg
Cortante Impulsiva, $V_i:$	463397.64 Kg	697143.61 Kg	925996.59 Kg	1141059.33 Kg
Cortante Convectiva, $V_c:$	89409.32 Kg	117276.43 Kg	142773.65 Kg	165327.14 Kg
Cortante del suelo, $V_s:$	17352.33 Kg	27698.17 Kg	35536.43 Kg	38146.44 Kg
Cortante Combinado, $V:$	472263.17 Kg	707481.56 Kg	937612.31 Kg	1153605.05 Kg

Tabla 42. Cortante basal en reservorios circulares en la zona 2

Descripción	Volumen del Reservoirio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Periodo Impulsivo, T _i :	0.0386 s	0.0441 s	0.0475 s	0.0533 s
Aceleración Espectral Impulsiva, S _{ai} :	0.7773 g	0.7773 g	0.7773 g	0.7773 g
Periodo Convectivo, T _c :	4.0440 s	4.3186 s	4.5482 s	4.7065 s
Aceleración Espectral Convectiva, S _{ac} :	0.1706 g	0.1496 g	0.1349 g	0.1260 g
Peso Impulsivo Total, W _{IT} :	722178.13 Kg	1086457.57 Kg	1443111.57 Kg	1778274.28 Kg
Peso Convectivo del Agua, W _c :	464190.92 Kg	694375.66 Kg	937604.59 Kg	1162594.96 Kg
Cortante Impulsiva, V _i :	350858.21 Kg	527837.30 Kg	701111.70 Kg	863944.92 Kg
Cortante Convectiva, V _c :	65992.60 Kg	86561.17 Kg	105380.55 Kg	122027.17 Kg
Cortante del suelo, V _s :	17352.33 Kg	27698.17 Kg	35536.43 Kg	38146.44 Kg
Cortante Combinado, V:	357431.97 Kg	535604.56 Kg	709877.12 Kg	873353.66 Kg

Para reservorios rectangulares, el análisis se realizó en dos direcciones, tal y como fueron calculadas las propiedades dinámicas.

Tabla 43. Cortante basal en reservorios rectangulares zona 3 Dir. E-O

Descripción	Volumen del Reservoirio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Periodo Impulsivo, T _i :	0.2448 s	0.2783 s	0.2798 s	0.2903 s
Aceleración Espectral Impulsiva, S _{ai} :	1.0267 g	1.0267 g	1.0267 g	1.0267 g
Periodo Convectivo, T _c :	6.2208 s	6.1055 s	6.2588 s	6.5679 s
Aceleración Espectral Convectiva, S _{ac} :	0.0977 g	0.1014 g	0.0965 g	0.0876 g
Peso Impulsivo Total, W _{IT} :	651759.70 Kg	1076254.20 Kg	1472125.12 Kg	1842917.13 Kg
Peso Convectivo del Agua, W _c :	695279.94 Kg	1002670.80 Kg	1305565.44 Kg	1644809.77 Kg
Cortante Impulsiva, V _i :	418212.47 Kg	690596.45 Kg	944613.62 Kg	1182538.49 Kg
Cortante Convectiva, V _c :	56595.79 Kg	84729.05 Kg	104985.93 Kg	120106.69 Kg
Cortante del suelo, V _s :	7890.60 Kg	13224.90 Kg	16615.90 Kg	17894.05 Kg
Cortante Combinado, V:	422098.35 Kg	695900.40 Kg	950575.10 Kg	1188756.95 Kg

Tabla 44. Cortante basal en reservorios rectangulares zona 3 Dir. N-S

Descripción	Volumen del Reservoirio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Periodo Impulsivo, T _i :	0.2366 s	0.2722 s	0.2759 s	0.2858 s
Aceleración Espectral Impulsiva, S _{ai} :	1.0267 g	1.0267 g	1.0267 g	1.0267 g
Periodo Convectivo, T _c :	3.7240 s	4.0795 s	4.2216 s	4.3864 s
Aceleración Espectral Convectiva, S _{ac} :	0.2538 g	0.2271 g	0.2121 g	0.1965 g
Peso Impulsivo Total, W _{IT} :	905957.64 Kg	1399710.14 Kg	1909018.32 Kg	2394834.37 Kg
Peso Convectivo del Agua, W _c :	485021.80 Kg	733352.96 Kg	941136.54 Kg	1184740.95 Kg
Cortante Impulsiva, V _i :	581322.82 Kg	898147.34 Kg	1224953.42 Kg	1536685.39 Kg
Cortante Convectiva, V _c :	102565.08 Kg	138809.06 Kg	166342.83 Kg	193963.71 Kg
Cortante del suelo, V _s :	15781.20 Kg	23143.58 Kg	29013.92 Kg	31570.22 Kg
Cortante Combinado, V:	590512.37 Kg	909105.18 Kg	1236536.55 Kg	1549199.98 Kg

Tabla 45. Cortante basal en reservorios rectangulares zona 2 Dir. E-O

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Periodo Impulsivo, T _i :	0.2448 s	0.2783 s	0.2798 s	0.2903 s
Aceleración Espectral Impulsiva, S _{ai} :	0.7773 g	0.7773 g	0.7773 g	0.7773 g
Periodo Convectivo, T _c :	6.2208 s	6.1055 s	6.2588 s	6.5679 s
Aceleración Espectral Convectiva, S _{ac} :	0.0721 g	0.0748 g	0.0712 g	0.0647 g
Peso Impulsivo Total, W _{IT} :	651759.70 Kg	1076254.20 Kg	1472125.12 Kg	1842917.13 Kg
Peso Convectivo del Agua, W _c :	695279.94 Kg	1002670.80 Kg	1305565.44 Kg	1644809.77 Kg
Cortante Impulsiva, V _i :	316646.59 Kg	522880.17 Kg	715207.46 Kg	895350.57 Kg
Cortante Convectiva, V _c :	41773.09 Kg	62538.11 Kg	77489.62 Kg	88650.18 Kg
Cortante del suelo, V _s :	7890.60 Kg	13224.90 Kg	16615.90 Kg	17894.05 Kg
Cortante Combinado, V:	319487.58 Kg	526772.80 Kg	719584.90 Kg	899906.49 Kg

Tabla 46. Cortante basal en reservorios rectangulares zona 2 Dir. N-S

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Periodo Impulsivo, T _i :	0.2366 s	0.2722 s	0.2759 s	0.2858 s
Aceleración Espectral Impulsiva, S _{ai} :	0.7773 g	0.7773 g	0.7773 g	0.7773 g
Periodo Convectivo, T _c :	3.7240 s	4.0795 s	4.2216 s	4.3864 s
Aceleración Espectral Convectiva, S _{ac} :	0.1873 g	0.1676 g	0.1565 g	0.1450 g
Peso Impulsivo Total, W _{IT} :	905957.64 Kg	1399710.14 Kg	1909018.32 Kg	2394834.37 Kg
Peso Convectivo del Agua, W _c :	485021.80 Kg	733352.96 Kg	941136.54 Kg	1184740.95 Kg
Cortante Impulsiva, V _i :	440144.42 Kg	680025.84 Kg	927464.73 Kg	1163490.36 Kg
Cortante Convectiva, V _c :	75702.80 Kg	102454.30 Kg	122776.85 Kg	143163.69 Kg
Cortante del suelo, V _s :	15781.20 Kg	23143.58 Kg	29013.92 Kg	31570.22 Kg
Cortante Combinado, V:	446885.97 Kg	688089.86 Kg	936005.77 Kg	1172690.22 Kg

4.2.7. Presiones dinámicas en los muros por linealización equivalente

Como se mencionó en el Capítulo II, la presión real de Housner puede ser expresada en términos de una distribución lineal de forma trapezoidal tanto para la componente impulsiva como para la convectiva con el fin de facilitar los cálculos, por lo tanto, la investigación utilizó esta consideración.

En todos los casos que se muestran a continuación, las presiones fueron expresadas en función de la aceleración horizontal sísmica tanto impulsiva como convectiva, ya que estas aceleraciones fueron ingresadas directamente en el modelo realizado en el programa SAP2000.

4.2.7.1. Presión dinámica en reservorios circulares

En el caso de la componente impulsiva, la distribución real de las presiones dinámicas fue obtenida usando la Ec. (2.89), mientras que los valores necesarios para la linealización equivalente fueron determinados usando las expresiones Ec. (2.91), Ec. (2.93) y Ec. (2.94).

Para la componente convectiva, la distribución real de las presiones fue determinada con la Ec. (2.95), mientras que los valores para la linealización equivalente se determinaron con las expresiones Ec. (2.97), Ec. (2.99) y Ec. (2.100).

Además, las presiones fueron las mismas para ambas direcciones de análisis. Las Figuras 30, 31, 32 y 33 muestran la distribución de las presiones hidrodinámicas impulsiva y convectiva mediante linealización equivalente para cada volumen.

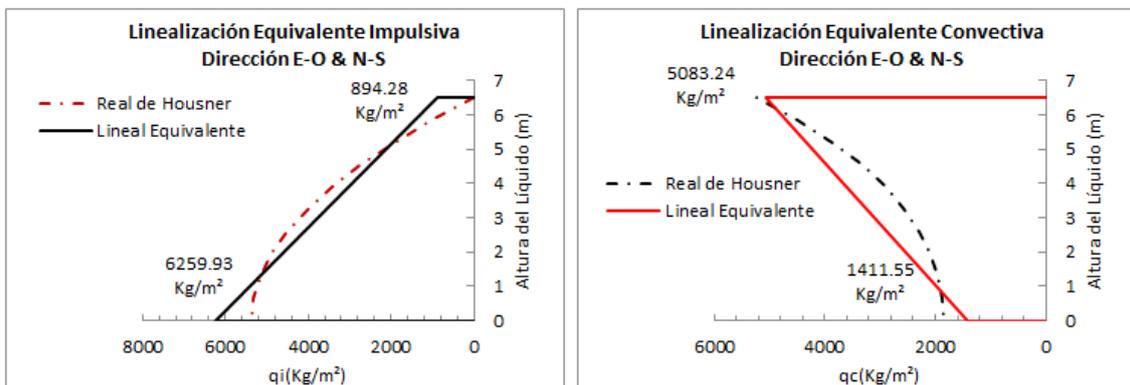


Figura 30. Presiones dinámicas para reservorio circular de 1000 m³

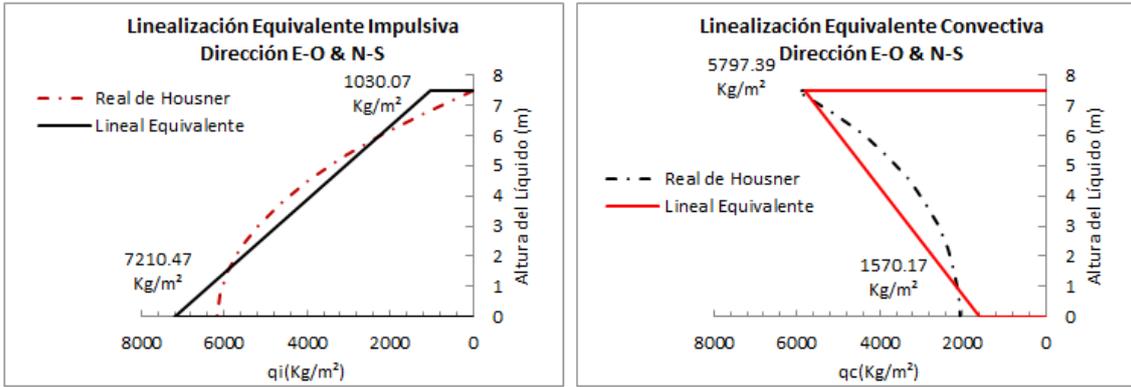


Figura 31. Presiones dinámicas para reservorio circular de 1500 m³

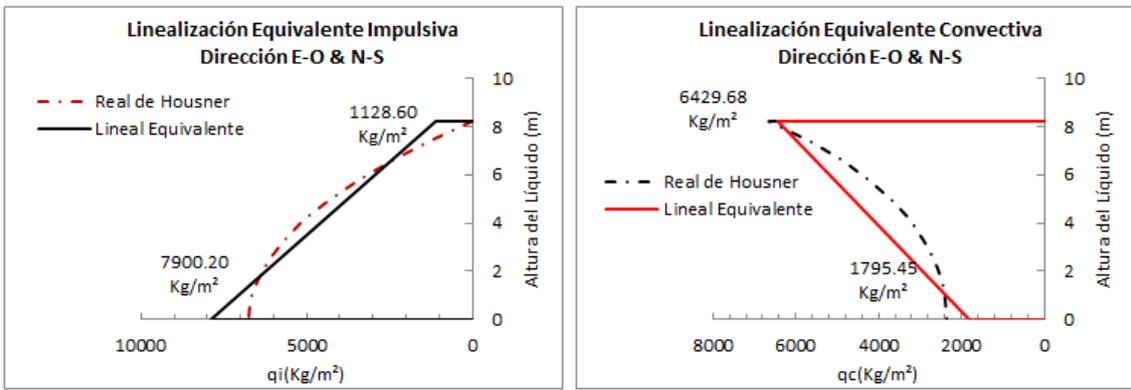


Figura 32. Presiones dinámicas para reservorio circular de 2000 m³

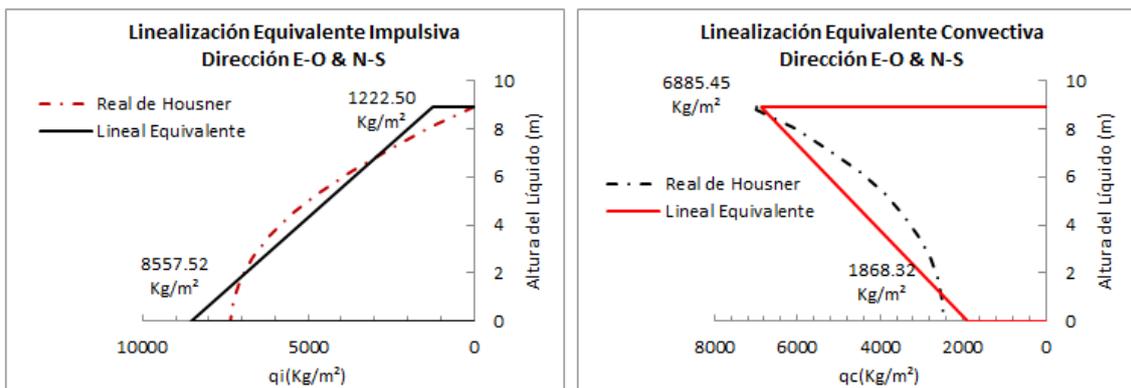


Figura 33. Presiones dinámicas para reservorio circular de 2500 m³

4.2.7.2. Presión dinámica en reservorios rectangulares

En el caso de la componente impulsiva, la distribución real de las presiones dinámicas fue obtenida usando la Ec. (2.90), mientras que los valores necesarios para la linealización equivalente fueron determinados usando las expresiones Ec. (2.92), Ec. (2.93) y Ec. (2.94).

Para la componente convectiva, la distribución real de las presiones fue determinada con la Ec. (2.96), mientras que los valores para la linealización equivalente se determinaron con las expresiones Ec. (2.98), Ec. (2.99) y Ec. (2.100).

Se realizó para la dirección correspondiente de análisis y se muestra en las Figuras 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40 y 41.

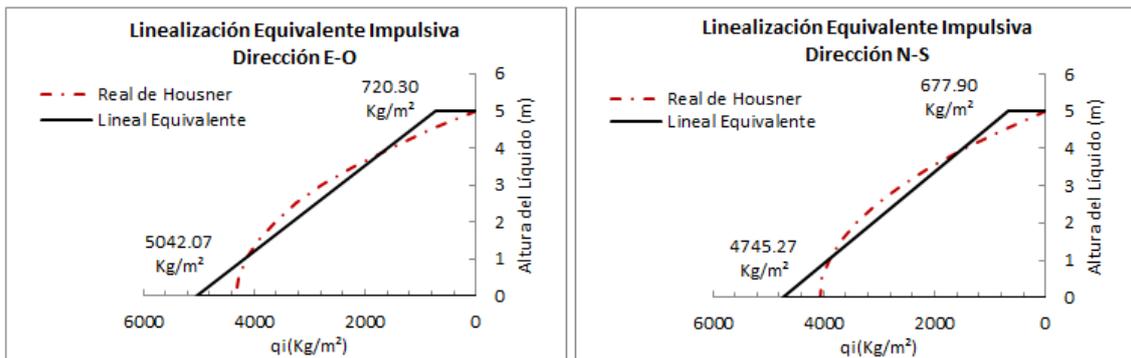


Figura 34. Presión impulsiva para reservorio rectangular de 1000 m³

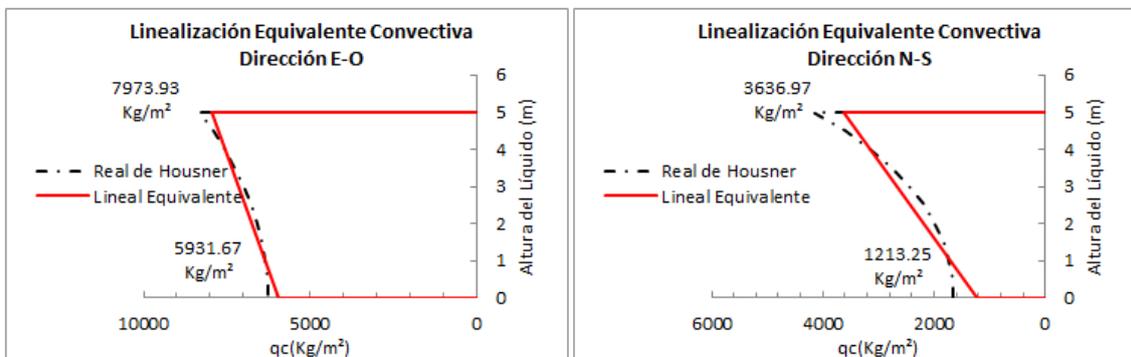


Figura 35. Presión convectiva para reservorio rectangular de 1000 m³

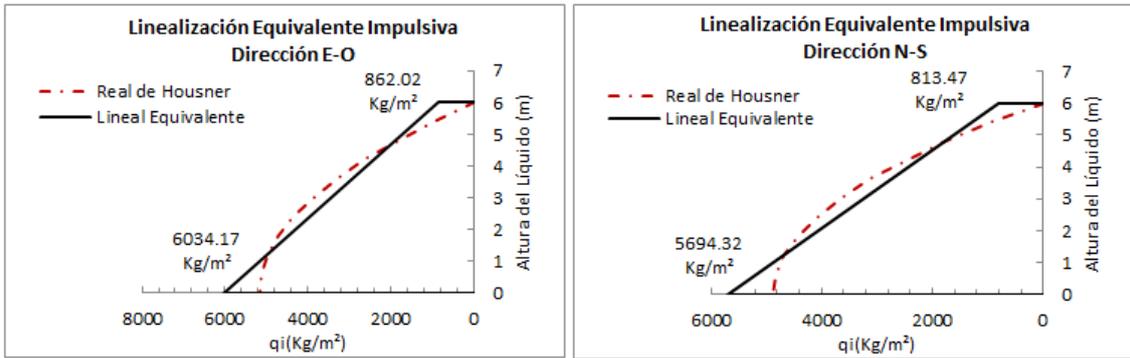


Figura 36. Presión impulsiva para reservorio rectangular de 1500 m³

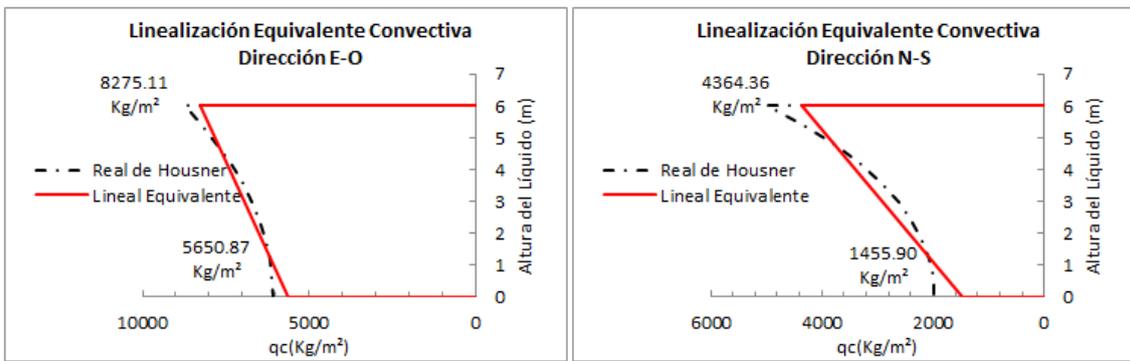


Figura 37. Presión convectiva para reservorio rectangular de 1500 m³

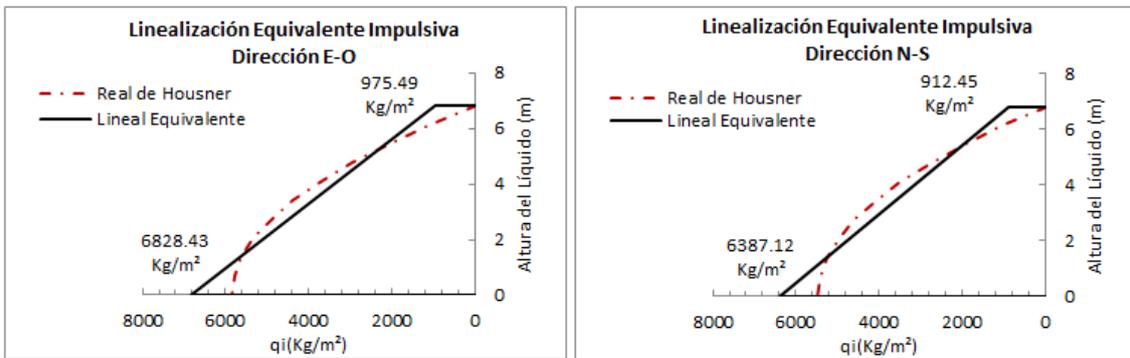


Figura 38. Presión impulsiva para reservorio rectangular de 2000 m³

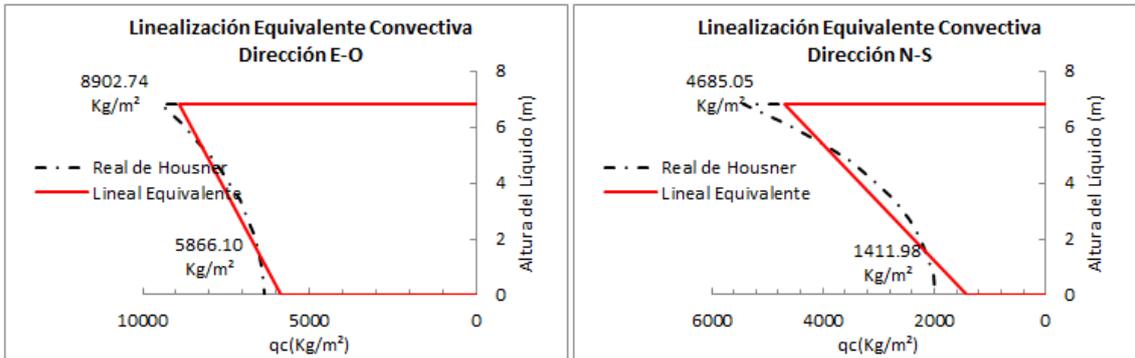


Figura 39. Presión convectiva para reservorio rectangular de 2000 m³

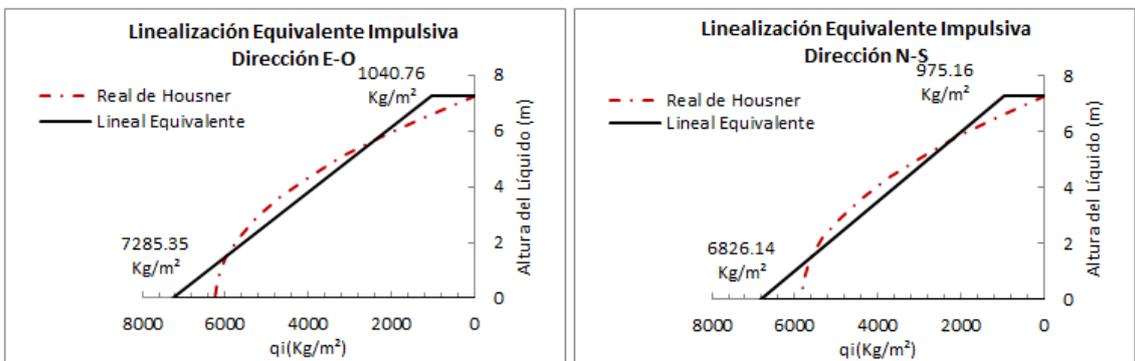


Figura 40. Presión impulsiva para reservorio rectangular de 2500 m³

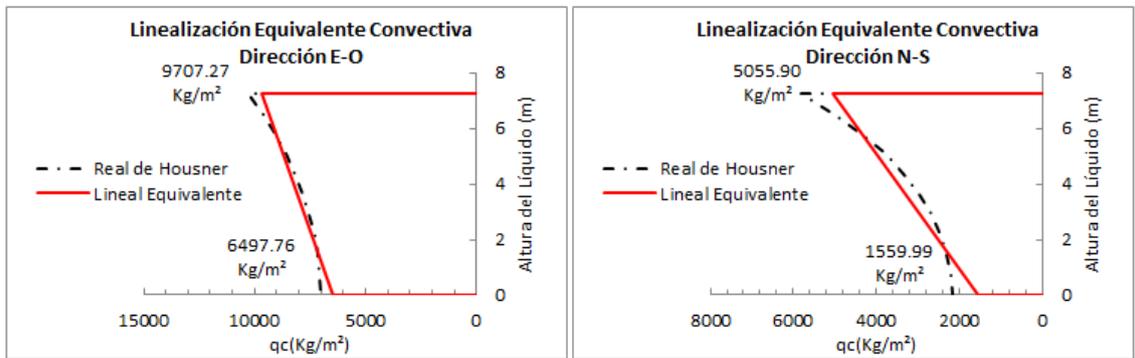


Figura 41. Presión convectiva para reservorio rectangular de 2500 m³

4.2.7.3. Presión inercial impulsiva

Se determinó la presión inercial impulsiva generada por la estructura misma, los resultados de este cálculo se muestran a continuación.

Para reservorios circulares se obtuvo lo siguiente.

Tabla 47. Presión inercial impulsiva en reservorios circulares

Descripción	Volumen del Reservoirio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Peso Inercial debido a muros, P_{wi} :	720.0 Kg/m ²	840.0 Kg/m ²	960.0 Kg/m ²	960.0 Kg/m ²
Peso Inercial debido al techo, P_{ri} :	120.0 Kg/m ²	120.0 Kg/m ²	120.0 Kg/m ²	120.0 Kg/m ²
Peso Inercial total, P_{WT} :	840.0 Kg/m ²	960.0 Kg/m ²	1080.0 Kg/m ²	1080.0 Kg/m ²

Para reservorios rectangulares se realizó el análisis en dos direcciones.

Tabla 48. Presión inercial impulsiva en reservorios rectangulares Dir. E-O

Descripción	Volumen del Reservoirio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Peso Inercial debido a muros, P_{wi} :	587.8 Kg/m ²	713.8 Kg/m ²	853.7 Kg/m ²	935.7 Kg/m ²
Peso Inercial debido al techo, P_{ri} :	293.9 Kg/m ²	356.9 Kg/m ²	384.2 Kg/m ²	425.3 Kg/m ²
Peso Inercial total, P_{WT} :	881.7 Kg/m ²	1070.7 Kg/m ²	1237.9 Kg/m ²	1361.0 Kg/m ²

Tabla 49. Presión inercial impulsiva en reservorios rectangulares Dir. N-S

Descripción	Volumen del Reservoirio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Peso Inercial debido a muros, P_{wi} :	419.5 Kg/m ²	548.9 Kg/m ²	662.8 Kg/m ²	721.0 Kg/m ²
Peso Inercial debido al techo, P_{ri} :	209.7 Kg/m ²	274.5 Kg/m ²	298.3 Kg/m ²	327.7 Kg/m ²
Peso Inercial total, P_{WT} :	629.2 Kg/m ²	823.4 Kg/m ²	961.1 Kg/m ²	1048.8 Kg/m ²

Al igual que para las presiones dinámicas impulsiva y convectiva, la presión inercial se expresó en función de la aceleración horizontal, la misma que fue introducida en el modelamiento en SAP2000.

4.2.7.4. Presión por aceleración vertical

Esta presión posee una configuración triangular que inicia con un valor de 0 en el nivel del agua y mediante las expresiones Ec. (2.101), Ec. (2.102), Ec. (2.103), Ec. (2.104), Ec. (2.105) y Ec. (2.106) se determina la presión en la base del muro

dependiendo de si el reservorio es circular o rectangular. Estas presiones incluyeron el efecto de la aceleración horizontal sísmica.

Para reservorios circulares se obtuvo lo siguiente.

Tabla 50. Presión por aceleración vertical en reservorios circulares

Volumen del reservorio	Presión horizontal por aceleración vertical (Kg/m ²)	
	Zona 3	Zona 2
1000 m ³	1372.92	1013.34
1500 m ³	1540.00	1166.00
2000 m ³	1683.73	1274.83
2500 m ³	1827.47	1383.65

Para reservorios rectangulares, como se observó en las expresiones del Capítulo II, esta presión no depende de la geometría en cada dirección, ya que se obtiene mediante los parámetros dinámicos y está en función a la altura. Bajo este criterio se obtuvo lo siguiente.

Tabla 51. Presión por aceleración vertical en reservorios rectangulares

Volumen del reservorio	Presión horizontal por aceleración vertical (Kg/m ²)	
	Zona 3	Zona 2
1000 m ³	1026.67	777.33
1500 m ³	1232.00	932.80
2000 m ³	1396.27	1057.17
2500 m ³	1488.67	1127.13

4.2.8. Determinación de la altura de desborde y borde libre mínimo

Se procedió a calcular la altura de desborde, la misma que también fue determinada con fines de verificar el borde libre mínimo mediante las recomendaciones de la Tabla 18.

4.2.8.1. Altura de desborde en reservorios circulares

Se empleó la Ec. (2.108) y el análisis fue realizado en una sola dirección.

Tabla 52. Altura de desborde en reservorios circulares zona 3

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Longitud de Cálculo, D:	14.00 m	16.00 m	17.70 m	19.00 m
Altura de desborde, δ_S:	1.4157 m	1.4187 m	1.4150 m	1.4185 m
Valor de S_{DS} :	1.0267 g	1.0267 g	1.0267 g	1.0267 g
Caso en función del S_{DS} :	0.50 \leq SDS	0.50 \leq SDS	0.50 \leq SDS	0.50 \leq SDS
Categoría de Ocupación:	III	III	III	III
Factor de Cálculo por Borde Libre:	0.7	0.7	0.7	0.7
Borde Libre mínimo:	1.00 m	1.00 m	1.00 m	1.00 m

Tabla 53. Altura de desborde en reservorios circulares zona 2

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Longitud de Cálculo, D:	14.00 m	16.00 m	17.70 m	19.00 m
Altura de desborde, δ_S:	1.0449 m	1.0471 m	1.0444 m	1.0470 m
Valor de S_{DS} :	0.7773 g	0.7773 g	0.7773 g	0.7773 g
Caso en función del S_{DS} :	0.50 \leq SDS	0.50 \leq SDS	0.50 \leq SDS	0.50 \leq SDS
Categoría de Ocupación:	III	III	III	III
Factor de Cálculo por Borde Libre:	0.7	0.7	0.7	0.7
Borde Libre mínimo:	0.75 m	0.75 m	0.75 m	0.75 m

4.2.8.2. Altura de desborde en reservorios rectangulares

También se empleó la Ec. (2.108) pero el análisis fue realizado para las direcciones correspondientes.

Tabla 54. Altura de desborde en reservorios rectangulares zona 3 Dir. E-O

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Longitud de Cálculo, D:	20.00 m	21.00 m	22.70 m	24.70 m
Altura de desborde, δ_s:	0.8547 m	0.9316 m	0.9583 m	0.9469 m
Valor de S_{DS} :	1.0267 g	1.0267 g	1.0267 g	1.0267 g
Caso en función del S_{DS} :	0.50 \leq SDS	0.50 \leq SDS	0.50 \leq SDS	0.50 \leq SDS
Categoría de Ocupación:	III	III	III	III
Factor de Cálculo por Borde Libre:	0.7	0.7	0.7	0.7
Borde Libre mínimo:	0.60 m	0.70 m	0.70 m	0.70 m

Tabla 55. Altura de desborde en reservorios rectangulares zona 3 Dir. N-S

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Longitud de Cálculo, D:	10.00 m	12.00 m	13.00 m	14.00 m
Altura de desborde, δ_s:	1.1102 m	1.1925 m	1.2063 m	1.2033 m
Valor de S_{DS} :	1.0267 g	1.0267 g	1.0267 g	1.0267 g
Caso en función del S_{DS} :	0.50 \leq SDS	0.50 \leq SDS	0.50 \leq SDS	0.50 \leq SDS
Categoría de Ocupación:	III	III	III	III
Factor de Cálculo por Borde Libre:	0.7	0.7	0.7	0.7
Borde Libre mínimo:	0.80 m	0.85 m	0.85 m	0.85 m

Tabla 56. Altura de desborde en reservorios rectangulares zona 2 Dir. E-O

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Longitud de Cálculo, D:	20.00 m	21.00 m	22.70 m	24.70 m
Altura de desborde, δ_s:	0.6309 m	0.6876 m	0.7073 m	0.6989 m
Valor de S_{DS} :	0.7773 g	0.7773 g	0.7773 g	0.7773 g
Caso en función del S_{DS} :	0.50 \leq SDS	0.50 \leq SDS	0.50 \leq SDS	0.50 \leq SDS
Categoría de Ocupación:	III	III	III	III
Factor de Cálculo por Borde Libre:	0.7	0.7	0.7	0.7
Borde Libre mínimo:	0.45 m	0.50 m	0.50 m	0.50 m

Tabla 57. Altura de desborde en reservorios rectangulares zona 2 Dir. N-S

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Longitud de Cálculo, D:	10.00 m	12.00 m	13.00 m	14.00 m
Altura de desborde, δ_s:	0.8194 m	0.8802 m	0.8904 m	0.8882 m
Valor de S_{DS} :	0.7773 g	0.7773 g	0.7773 g	0.7773 g
Caso en función del S_{DS} :	$0.50 \leq S_{DS}$	$0.50 \leq S_{DS}$	$0.50 \leq S_{DS}$	$0.50 \leq S_{DS}$
Categoría de Ocupación:	III	III	III	III
Factor de Cálculo por Borde Libre:	0.7	0.7	0.7	0.7
Borde Libre mínimo:	0.60 m	0.65 m	0.65 m	0.65 m

Como se observa, en todos los casos se ha cumplido con el borde libre mínimo de acuerdo a la Norma ASCE/SEI 7-10.

4.2.9. Momentos de volteo y estabilidad lateral

Se determinaron las alturas impulsivas y convectivas bajo la condición de incluir la presión en la base (IBP), las mismas que sirvieron para verificar la estabilidad lateral de los reservorios.

Cabe destacar que los cortantes basales calculados sirvieron también para determinar la verificación por deslizamiento, cuyo factor de seguridad debe ser mayor o igual a 1.25; mientras los momentos de volteo sirvieron para verificar a la estructura por volteo con un factor de seguridad que debe ser mayor o igual a 1.50.

4.2.9.1. Momentos de volteo y estabilidad lateral en reservorios circulares

Se calcularon las alturas correspondientes a la componente impulsiva y convectiva bajo la condición IBP, empleando las expresiones Ec. (2.109) y Ec. (2.110) luego se procedió a determinar los momentos de volteo con las expresiones Ec. (2.113) y Ec. (2.115).

Tabla 58. Momentos de volteo y estabilidad reservorios circulares zona 3

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Altura Impulsiva (IBP), h _i :	5.547 m	6.344 m	7.013 m	7.533 m
Altura Convectiva (IBP), h _c :	5.302 m	6.083 m	6.697 m	7.222 m
Cálculo de los Momentos de Volteo				
Momento de Volteo, M _i :	2778439.8 Kg-m	4714288.6 Kg-m	6848366.5 Kg-m	9026347.1 Kg-m
Momento de Volteo, M _c :	491890.02 Kg-m	736886.66 Kg-m	984665.79 Kg-m	1227023.1 Kg-m
Momento de Volteo Total, M_p:	2821646 Kg-m	4771532 Kg-m	6918793 Kg-m	9109365 Kg-m
Chequeo al Deslizamiento				
Peso del Reservorio Lleno, W _{LL} :	1377580.839 Kg	2053860.808 Kg	2740624.586 Kg	3358516.485 Kg
Cortante en la base, V:	472263.168 Kg	707481.560 Kg	937612.306 Kg	1153605.050 Kg
Fuerza de Fricción, f:	671891.068 Kg	1001734.848 Kg	1336691.924 Kg	1638057.939 Kg
Factor de Seguridad, FS:	1.422704784	1.415916548	1.425633937	1.419946921
Chequeo al Volteo				
Brazo de Palanca:	7.600 m	8.850 m	9.850 m	10.600 m
Momento Resistente, M _R :	10469614 Kg-m	18176668 Kg-m	26995152 Kg-m	35600275 Kg-m
Factor de Seguridad, FS:	3.710464017	3.809398634	3.901714343	3.908096262

Tabla 59. Momentos de volteo y estabilidad reservorios circulares zona 2

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Altura Impulsiva (IBP), h _i :	5.547 m	6.344 m	7.013 m	7.533 m
Altura Convectiva (IBP), h _c :	5.302 m	6.083 m	6.697 m	7.222 m
Cálculo de los Momentos de Volteo				
Momento de Volteo, M _i :	2103675.9 Kg-m	3569390 Kg-m	5185191.8 Kg-m	6834234.3 Kg-m
Momento de Volteo, M _c :	363061.68 Kg-m	543892.54 Kg-m	726777.13 Kg-m	905659.88 Kg-m
Momento de Volteo Total, M_p:	2134775 Kg-m	3610591 Kg-m	5235878 Kg-m	6893981 Kg-m
Chequeo al Deslizamiento				
Peso del Reservorio Lleno, W _{LL} :	1377580.839 Kg	2053860.808 Kg	2740624.586 Kg	3358516.485 Kg
Cortante en la base, V:	357431.965 Kg	535604.559 Kg	709877.116 Kg	873353.657 Kg
Fuerza de Fricción, f:	671891.068 Kg	1001734.848 Kg	1336691.924 Kg	1638057.939 Kg
Factor de Seguridad, FS:	1.87977331	1.87028813	1.882990583	1.875595213
Chequeo al Volteo				
Brazo de Palanca:	7.600 m	8.850 m	9.850 m	10.600 m
Momento Resistente, M _R :	10469614 Kg-m	18176668 Kg-m	26995152 Kg-m	35600275 Kg-m
Factor de Seguridad, FS:	4.90431658	5.034264644	5.155802328	5.163964534

Se observa que se ha verificado la estabilidad al volteo como al deslizamiento ya que los factores de seguridad calculados son mayores a los requeridos, por lo que los reservorios circulares predimensionados tuvieron un adecuado comportamiento por estabilidad.

4.2.9.2. Momentos de volteo y estabilidad lateral en reservorios rectangulares

Al igual que en reservorios circulares, se calcularon las alturas correspondientes a la componente impulsiva y convectiva bajo la condición IBP, para esta geometría se usaron las expresiones Ec. (2.111) y Ec. (2.112), luego se determinaron los momentos de volteo con las expresiones Ec. (2.114) y Ec. (2.115).

Tabla 60. Momentos de volteo y estabilidad reservorios rectangulares zona 3 Dir.**E-O**

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Altura Impulsiva (IBP), h _i :	8.052 m	8.385 m	9.040 m	9.848 m
Altura Convectiva (IBP), h _c :	9.930 m	9.701 m	10.262 m	11.268 m
Cálculo de los Momentos de Volteo				
Momento de Volteo, M _i :	2896891.6 Kg-m	5229886.3 Kg-m	7762630.5 Kg-m	10429492 Kg-m
Momento de Volteo, M _c :	573307.82 Kg-m	838909.08 Kg-m	1098392.1 Kg-m	1377338.4 Kg-m
Momento de Volteo Total, M_b:	2953077 Kg-m	5296742 Kg-m	7839955 Kg-m	10520046 Kg-m
Chequeo al Deslizamiento				
Peso del Reservorio Lleno, W _{LL} :	1608712.000 Kg	2434024.650 Kg	3232818.400 Kg	4055885.200 Kg
Cortante en la base, V:	422098.350 Kg	695900.397 Kg	950575.103 Kg	1188756.953 Kg
Fuerza de Fricción, f:	784621.268 Kg	1187153.143 Kg	1576750.887 Kg	1978187.388 Kg
Factor de Seguridad, FS:	1.858858885	1.705923935	1.658733625	1.664080604
Chequeo al Volteo				
Brazo de Palanca:	10.650 m	11.425 m	12.450 m	13.600 m
Momento Resistente, M _R :	17132783 Kg-m	27808732 Kg-m	40248589 Kg-m	55160039 Kg-m
Factor de Seguridad, FS:	5.801671823	5.250157511	5.133777929	5.243326682

Tabla 61. Momentos de volteo y estabilidad reservorios rectangulares zona 3 Dir.

N-S

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Altura Impulsiva (IBP), h _i :	3.985 m	4.782 m	5.205 m	5.599 m
Altura Convectiva (IBP), h _c :	4.291 m	5.150 m	5.660 m	6.074 m
Cálculo de los Momentos de Volteo				
Momento de Volteo, M _i :	2827569.7 Kg-m	5115733.3 Kg-m	7580409.7 Kg-m	10179376 Kg-m
Momento de Volteo, M _c :	460664.85 Kg-m	742590.58 Kg-m	974815.65 Kg-m	1216992.7 Kg-m
Momento de Volteo Total, M_b:	2864850 Kg-m	5169349 Kg-m	7642832 Kg-m	10251867 Kg-m
Chequeo al Deslizamiento				
Peso del Reservorio Lleno, W _{LL} :	1608712.000 Kg	2434024.650 Kg	3232818.400 Kg	4055885.200 Kg
Cortante en la base, V:	590512.373 Kg	909105.178 Kg	1236536.547 Kg	1549199.978 Kg
Fuerza de Fricción, f:	784621.268 Kg	1187153.143 Kg	1576750.887 Kg	1978187.388 Kg
Factor de Seguridad, FS:	1.328712665	1.305847961	1.275134885	1.276908995
Chequeo al Volteo				
Brazo de Palanca:	5.650 m	6.925 m	7.600 m	8.250 m
Momento Resistente, M _R :	9089222.8 Kg-m	16855621 Kg-m	24569420 Kg-m	33461053 Kg-m
Factor de Seguridad, FS:	3.172670256	3.260685421	3.214701155	3.263898589

Tabla 62. Momentos de volteo y estabilidad reservorios rectangulares zona 2 Dir.

E-O

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Altura Impulsiva (IBP), h _i :	8.052 m	8.385 m	9.040 m	9.848 m
Altura Convectiva (IBP), h _c :	9.930 m	9.701 m	10.262 m	11.268 m
Cálculo de los Momentos de Volteo				
Momento de Volteo, M _i :	2193360.8 Kg-m	3959771.1 Kg-m	5877420.3 Kg-m	7896615.6 Kg-m
Momento de Volteo, M _c :	423155.77 Kg-m	619194.8 Kg-m	810717.95 Kg-m	1016606.9 Kg-m
Momento de Volteo Total, M_b:	2233807 Kg-m	4007891 Kg-m	5933071 Kg-m	7961785 Kg-m
Chequeo al Deslizamiento				
Peso del Reservorio Lleno, W _{LL} :	1608712.000 Kg	2434024.650 Kg	3232818.400 Kg	4055885.200 Kg
Cortante en la base, V:	319487.578 Kg	526772.799 Kg	719584.903 Kg	899906.492 Kg
Fuerza de Fricción, f:	784621.268 Kg	1187153.143 Kg	1576750.887 Kg	1978187.388 Kg
Factor de Seguridad, FS:	2.4558741	2.253634101	2.191195061	2.198214375
Chequeo al Volteo				
Brazo de Palanca:	10.650 m	11.425 m	12.450 m	13.600 m
Momento Resistente, M _R :	17132783 Kg-m	27808732 Kg-m	40248589 Kg-m	55160039 Kg-m
Factor de Seguridad, FS:	7.669769609	6.938495218	6.783769907	6.928099101

Tabla 63. Momentos de volteo y estabilidad reservorios rectangulares zona 2 Dir.**N-S**

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Altura Impulsiva (IBP), h _i :	3.985 m	4.782 m	5.205 m	5.599 m
Altura Convectiva (IBP), h _c :	4.291 m	5.150 m	5.660 m	6.074 m
<u>Cálculo de los Momentos de Volteo</u>				
Momento de Volteo, M _i :	2140874.2 Kg-m	3873341 Kg-m	5739453 Kg-m	7707241.9 Kg-m
Momento de Volteo, M _c :	340014.53 Kg-m	548102.57 Kg-m	719506.79 Kg-m	898256.53 Kg-m
Momento de Volteo Total, M_b:	2167707 Kg-m	3911929 Kg-m	5784376 Kg-m	7759410 Kg-m
<u>Chequeo al Deslizamiento</u>				
Peso del Reservorio Lleno, W _{LL} :	1608712.000 Kg	2434024.650 Kg	3232818.400 Kg	4055885.200 Kg
Cortante en la base, V:	446885.970 Kg	688089.862 Kg	936005.767 Kg	1172690.217 Kg
Fuerza de Fricción, f:	784621.268 Kg	1187153.143 Kg	1576750.887 Kg	1978187.388 Kg
Factor de Seguridad, FS:	1.755752743	1.725287944	1.684552534	1.686879756
<u>Chequeo al Volteo</u>				
Brazo de Palanca:	5.650 m	6.925 m	7.600 m	8.250 m
Momento Resistente, M _R :	9089222.8 Kg-m	16855621 Kg-m	24569420 Kg-m	33461053 Kg-m
Factor de Seguridad, FS:	4.193013207	4.308774966	4.247548546	4.312319268

Se observa que al igual que para los reservorios circulares, se ha verificado la estabilidad al volteo como al deslizamiento ya que los factores de seguridad calculados son mayores a los requeridos, por lo que los reservorios rectangulares predimensionados tuvieron un adecuado comportamiento por estabilidad.

4.2.10. Modelamiento de los reservorios en SAP2000

Una vez que se han verificado todos los elementos estructurales y haber obtenido los parámetros requeridos, se procedió a realizar el análisis sísmico de los reservorios, el cual consistió en el modelamiento estructural de todas las cargas estáticas e hidrodinámicas (Ver Apéndice 3).

Para ello se empleó el programa computacional SAP 2000 Versión 15 Educativa, con el fin de facilitar el cálculo de los esfuerzos por medio del método de elementos finitos.

4.2.10.1. Combinaciones de carga

Tal y como se mencionó en el Capítulo II, la investigación tomó las combinaciones indicadas en el Código ACI 350-06, las cuales fueron afectadas por el factor de durabilidad. Así mismo, se tomó en cuenta que el tipo de exposición de los reservorios fue un EMA Severo, ya que se trata de estructuras que van a contener agua tratada durante toda su vida útil. Bajo este criterio, se muestran los valores del factor de exposición medioambiental (Sd).

Tabla 64. Factor de exposición medioambiental

Esfuerzo por	EMA - Severo
Sd (M/T)	3.176470588
Sd (V)	2.7

El Sd (M/T) fue utilizado para momentos y tensiones, mientras que el Sd (V) fue empleado para fuerzas cortantes, considerando que las cargas sísmicas no deben ser amplificadas. Por lo tanto, la Tabla 20 de combinaciones de carga, fue afectada por los factores respectivos obteniendo lo siguiente.

Tabla 65. Combinaciones de carga para Momentos y Tensiones

Comb.	EMA - SEVERO			
	D (Carga Muerta)	F (Carga del Fluido)	H (Suelo)	E* (Sismo)
Comb1	4.447058824	4.44705882	-	-
Comb2	3.811764706	3.81176471	1.58823529	-
Comb3	3.811764706	-	5.08235294	-
Comb4	3.811764706	3.81176471	-	1
Comb5	2.858823529	3.81176471	-	-
Comb6	2.858823529	3.81176471	-	1

Tabla 66. Combinaciones de carga para Cortantes

Comb.	EMA - SEVERO			
	D (Carga Muerta)	F (Carga del Fluido)	H (Suelo)	E* (Sismo)
Comb1	3.78	3.78	-	-
Comb2	3.24	3.24	1.35	-
Comb3	3.24	-	4.32	-
Comb4	3.24	3.24	-	1
Comb5	2.43	3.24	-	-
Comb6	2.43	3.24	-	1

Los casos más relevantes de acuerdo a la naturaleza de la investigación, fueron los de la combinación: Comb4 para momentos, tensiones y cortantes, respectivamente, por lo que sólo éstas fueron evaluadas.

Para las deformaciones máximas en las paredes de los reservorios, de acuerdo con la sección 14.8.4 del Código ACI 350-06, se determinó bajo cargas de servicio, cuyas combinaciones se encuentran en la sección 2.4.1 de la Norma ASCE/SEI 7-10; siendo las más relevantes para la investigación las siguientes.

$$\text{Servicio 1} = PP + PH + CT \quad \text{Ec. (4.1)}$$

$$\text{Servicio 2} = PP + PH + 0.7 E \quad \text{Ec. (4.2)}$$

$$\text{Servicio 3} = PP + PH + 0.75 CT + 0.525 E \quad \text{Ec. (4.3)}$$

Donde:

PP: Carga muerta por peso propio.

PH: Carga producida por la presión hidrostática.

CT: Carga viva de techo.

E: Carga producida por sismo.

4.2.10.2. Esfuerzos y deformaciones en reservorios circulares

Se obtuvo el Esfuerzo Anular en el programa SAP 2000, observándose el diagrama de distribución de fuerzas en el programa correspondiente a los elementos *Shell*, eligiendo el componente F11 para cada volumen de reservorio, así como cada zona sísmica, además se empleó la combinación 4 para momento y tensión.

Como se observa en las Figuras 42, 43, 44 y 45, las mayores tensiones anulares se ubican en las zonas azules de la escala de colores mostrada por el programa mientras que las tensiones mínimas, cercanas a cero, son las correspondientes al color magenta.

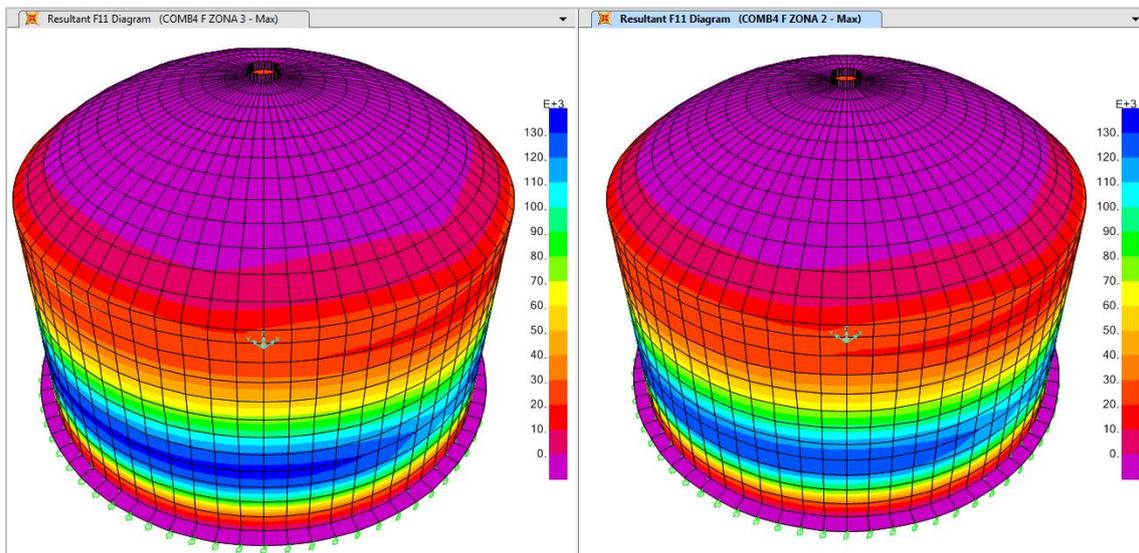


Figura 42. Esfuerzo Anular en reservorio circular de 1000 m³

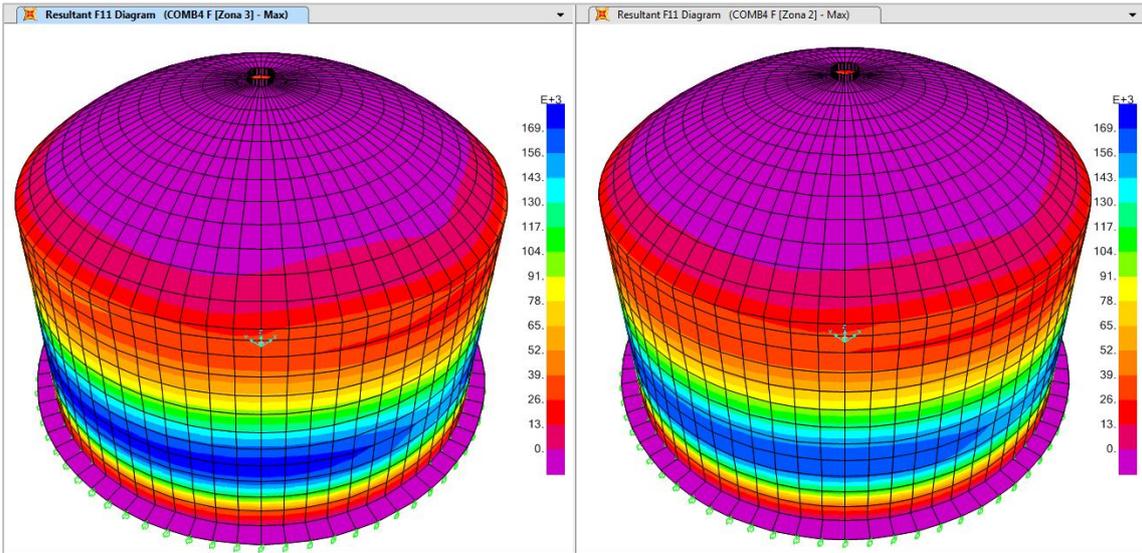


Figura 43. Esfuerzo Anular en reservorio circular de 1500 m³

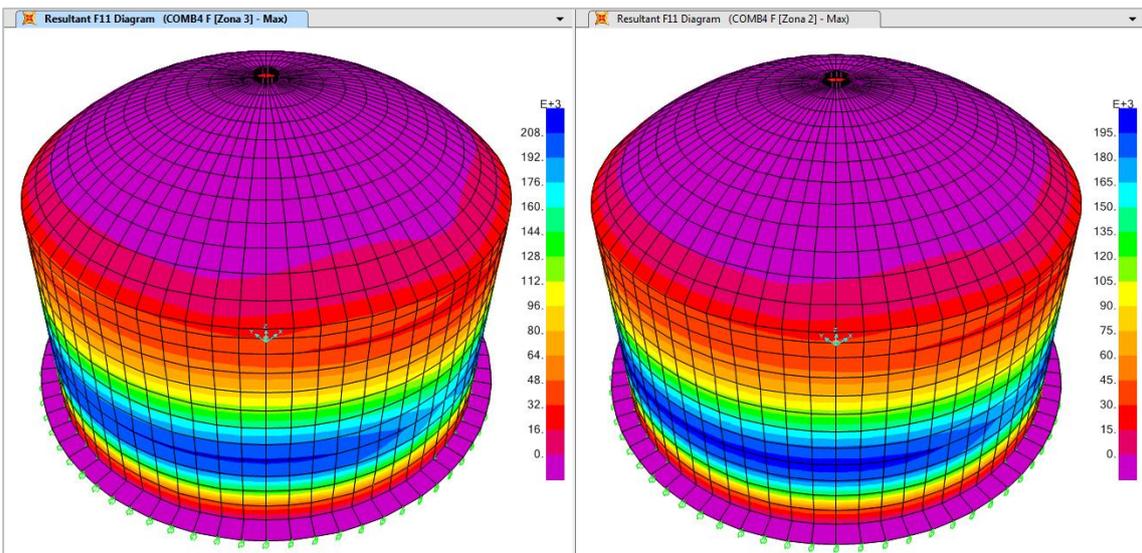


Figura 44. Esfuerzo Anular en reservorio circular de 2000 m³

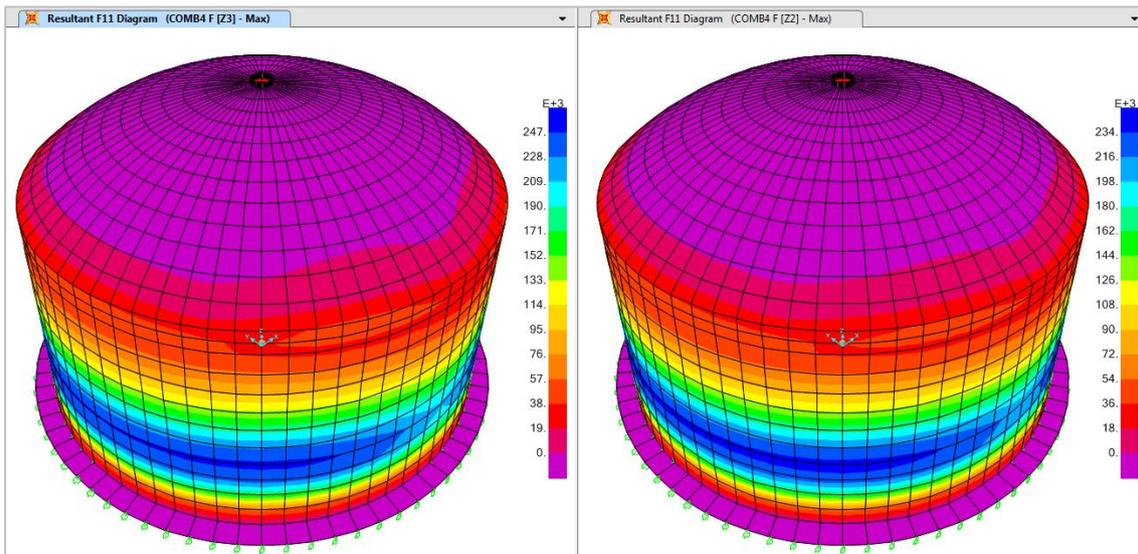


Figura 45. Esfuerzo Anular en reservorio circular de 2500 m³

Del mismo modo, con el programa SAP2000 y con la combinación 4 para momento y tensión, se obtuvieron los momentos en los reservorios tras elegir el diagrama de fuerzas en elementos *Shell*, componente M22. En las Figuras 46, 47, 48 y 49, se muestran los diagramas de momento para cada volumen de reservorio. En este caso, los mayores momentos se obtuvieron en la base del reservorio, en la zona verde de acuerdo a la escala de colores, mientras que los colores magenta representan a los momentos negativos y el naranja en zonas con momento cercano a cero.

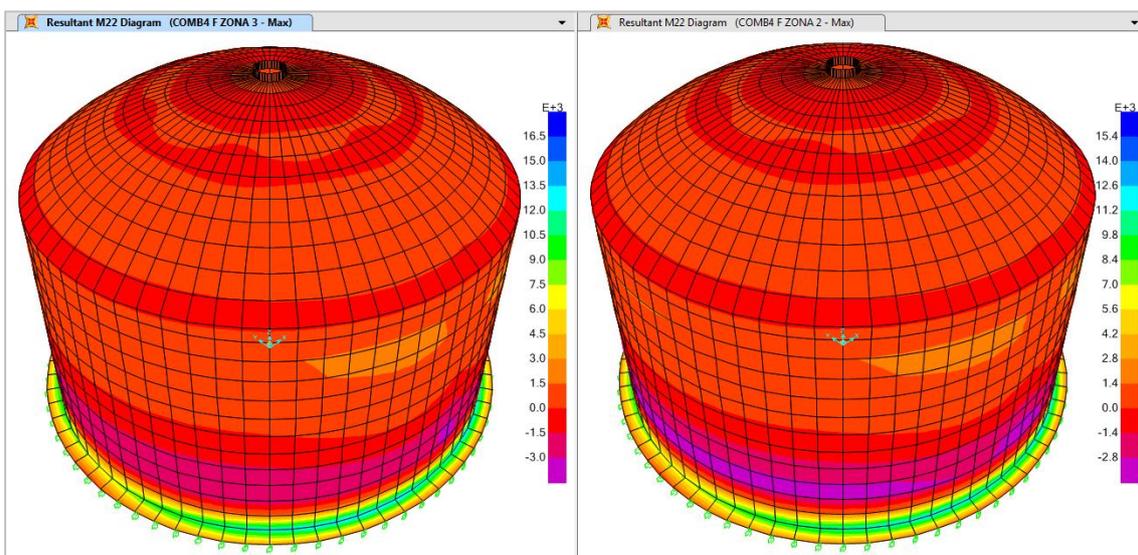


Figura 46. Esfuerzo a Flexión en reservorio circular de 1000 m³

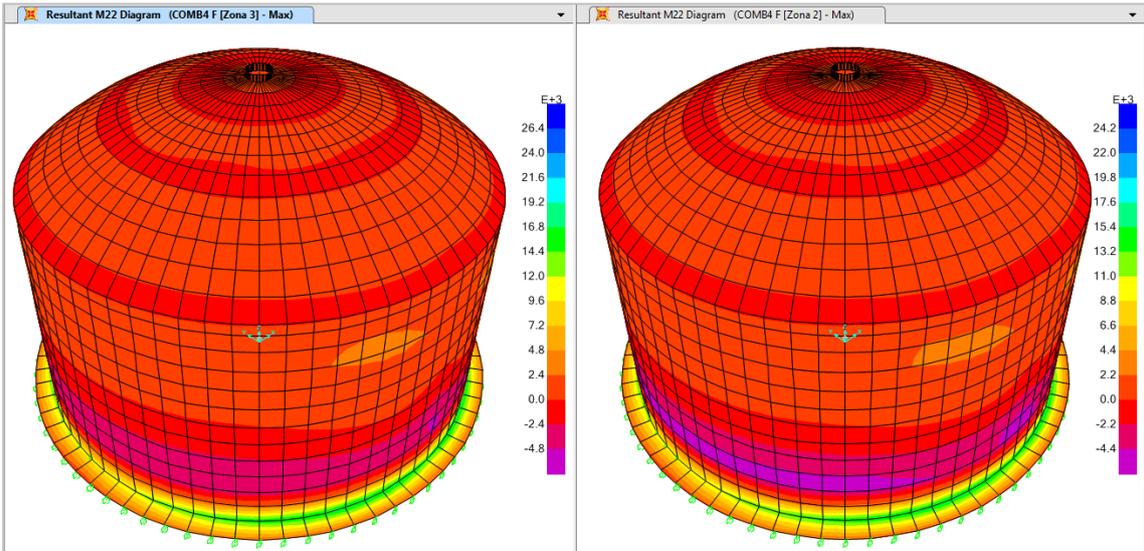


Figura 47. Esfuerzo a Flexión en reservorio circular de 1500 m³

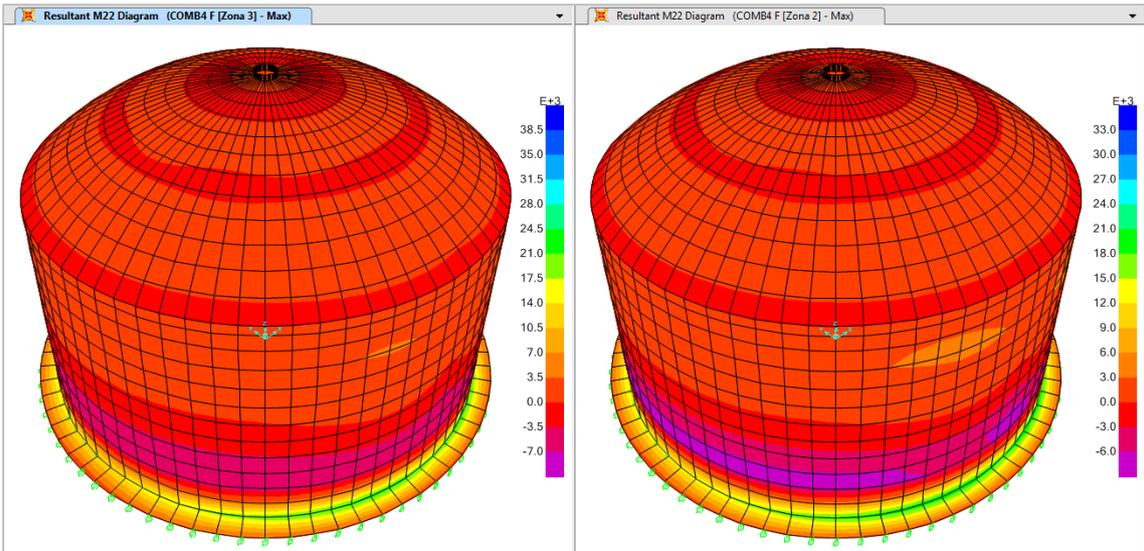


Figura 48. Esfuerzo a Flexión en reservorio circular de 2000 m³

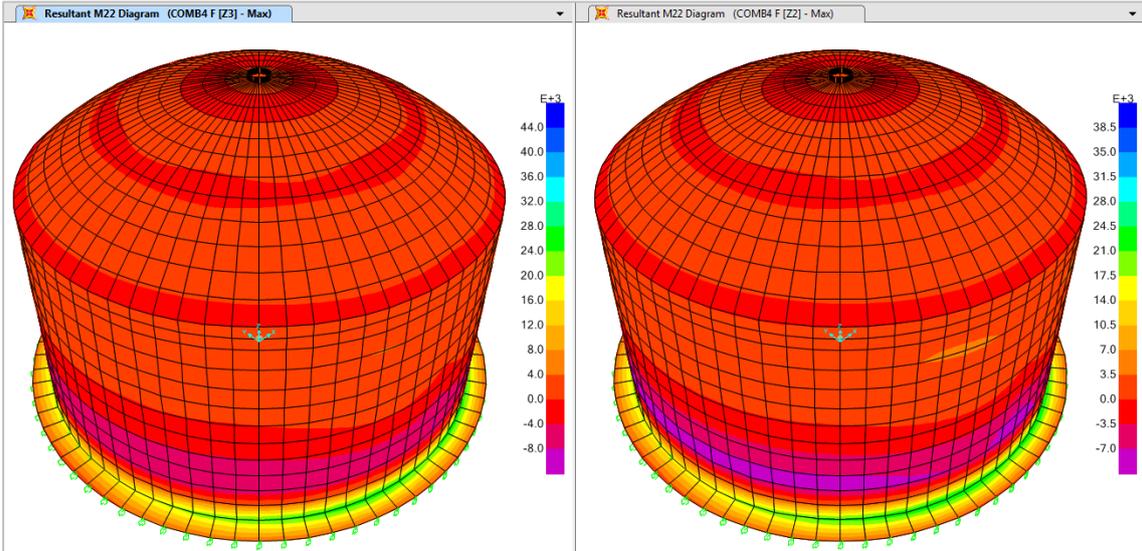


Figura 49. Esfuerzo a Flexión en reservorio circular de 2500 m³

Con la combinación especificada para cortante, en el programa SAP2000 se obtuvieron los resultados en los reservorios, tras elegir el diagrama de fuerzas en elementos Shell, con la componente V23. En las Figuras 50, 51, 52 y 53, se muestran los diagramas de cortante para cada volumen de reservorio, donde los mayores cortantes se aprecian en la base del reservorio, en las zonas verde y celeste, mientras las zonas con color anaranjado determinaron cortantes aproximados a cero.

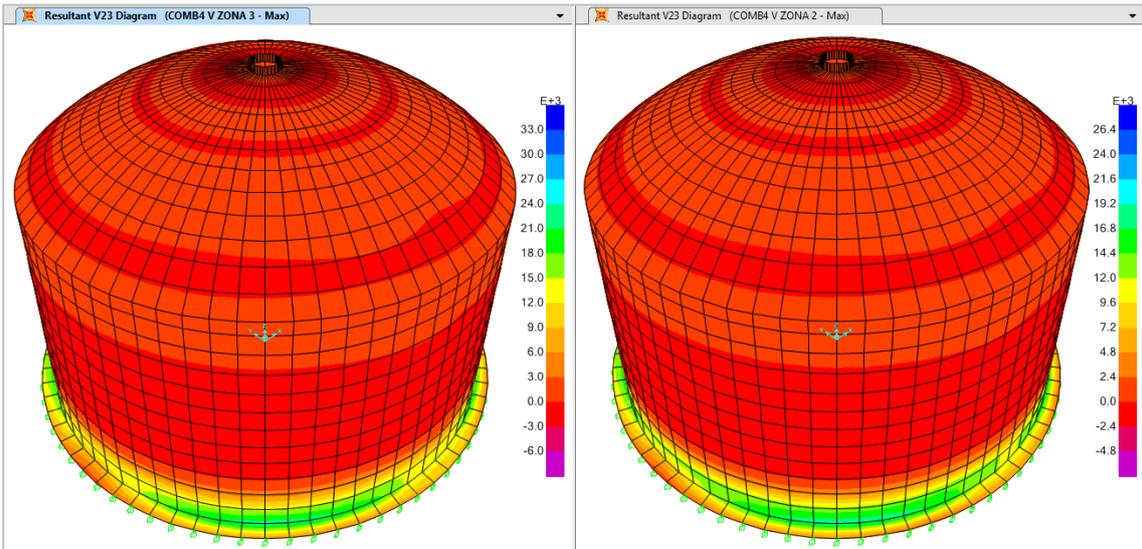


Figura 50. Esfuerzo Cortante en reservorio circular de 1000 m³

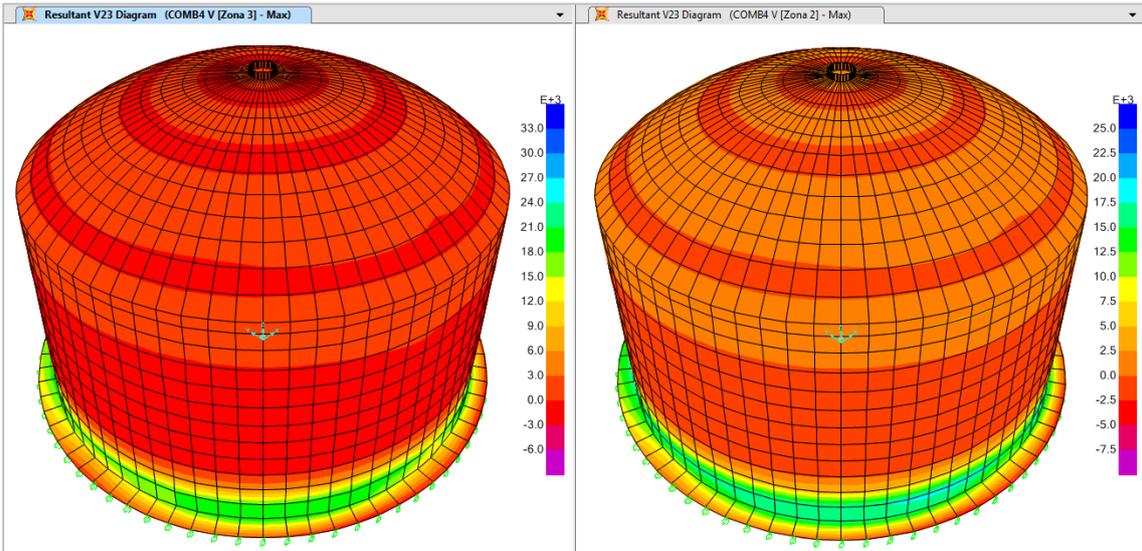


Figura 51. Esfuerzo Cortante en reservorio circular de 1500 m³

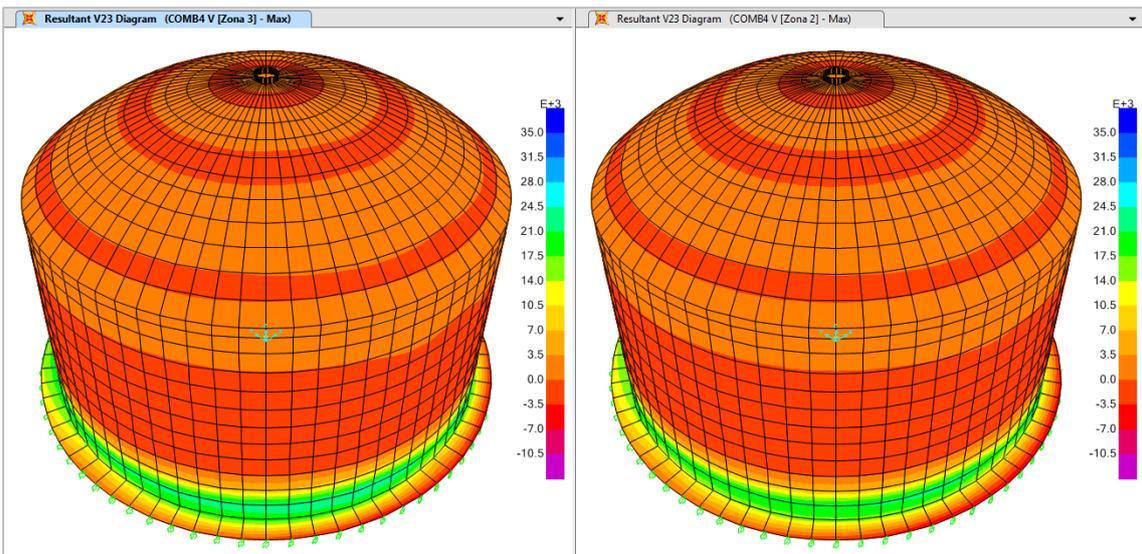


Figura 52. Esfuerzo Cortante en reservorio circular de 2000 m³

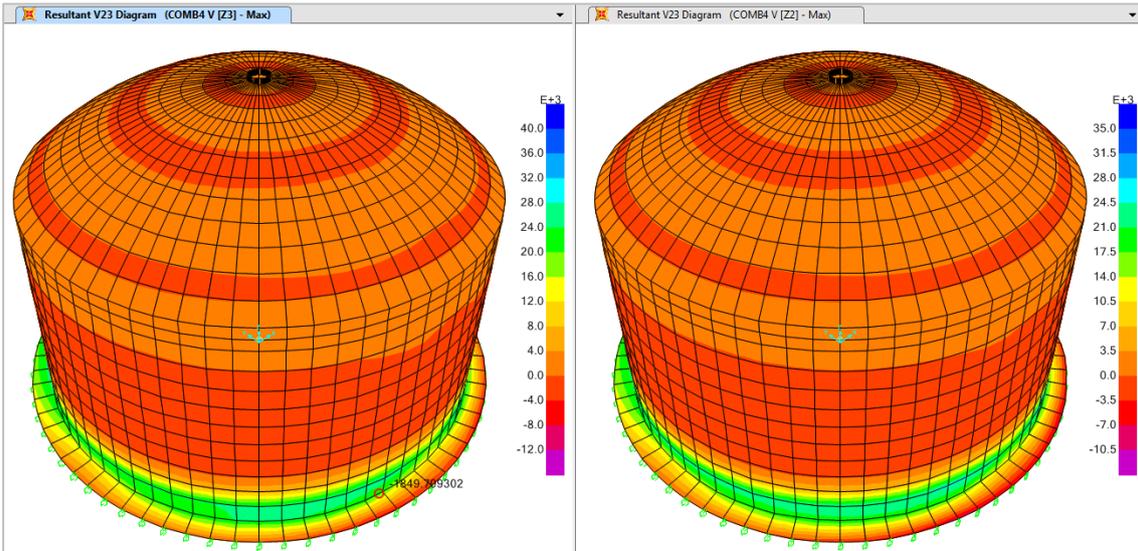


Figura 53. Esfuerzo Cortante en reservorio circular de 2500 m³

Para la deformación máxima, se emplearon las combinaciones de servicio, sin embargo, debido a la naturaleza de la investigación en la cual es de mayor relevancia el comportamiento sísmico, se tomó en cuenta únicamente a la carga de Servicio 2, ya que posee el factor más alto que afecta a la carga sísmica. Bajo este criterio se muestran las deformaciones en las Figuras 54, 55, 56 y 57, en las que la máxima deformación se obtuvo con el color azul más oscuro.

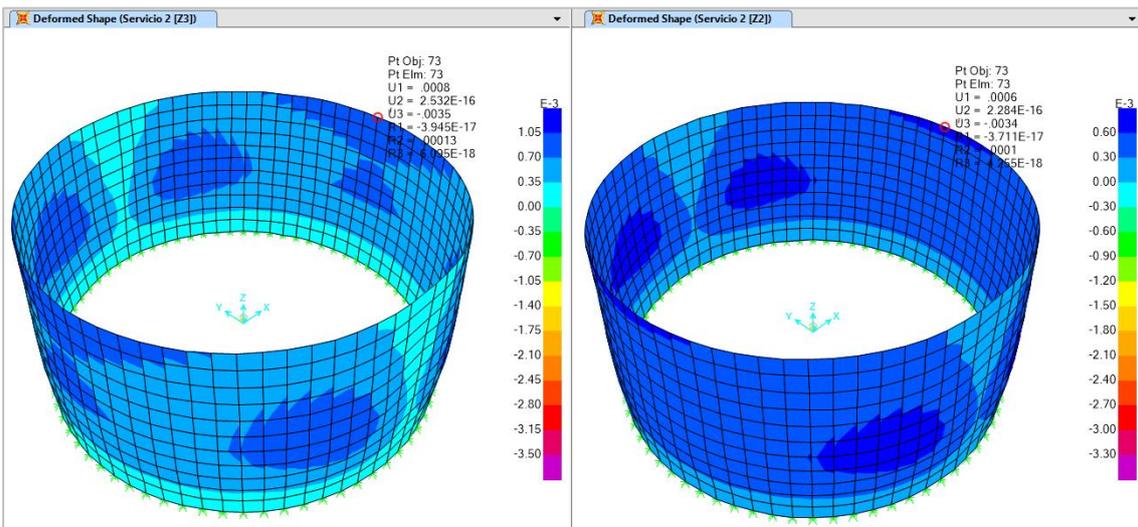


Figura 54. Deformaciones en reservorio circular de 1000 m³

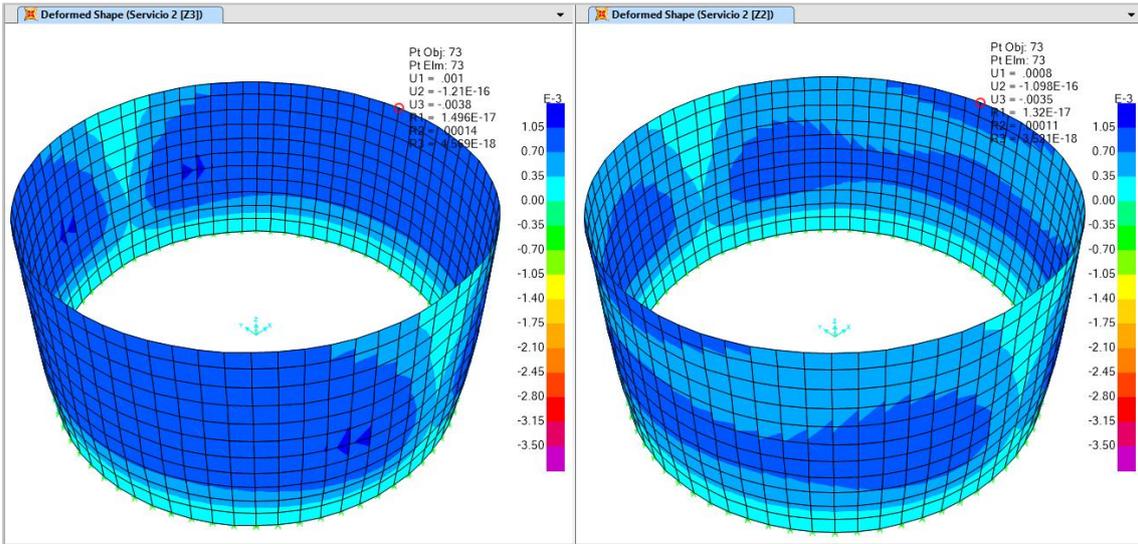


Figura 55. Deformaciones en reservorio circular de 1500 m³

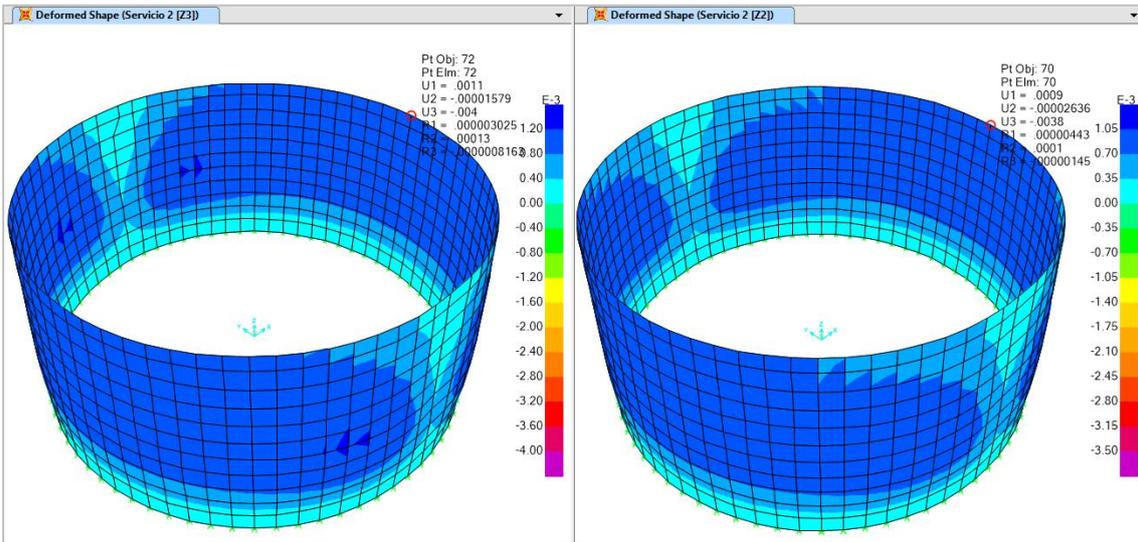


Figura 56. Deformaciones en reservorio circular de 2000 m³

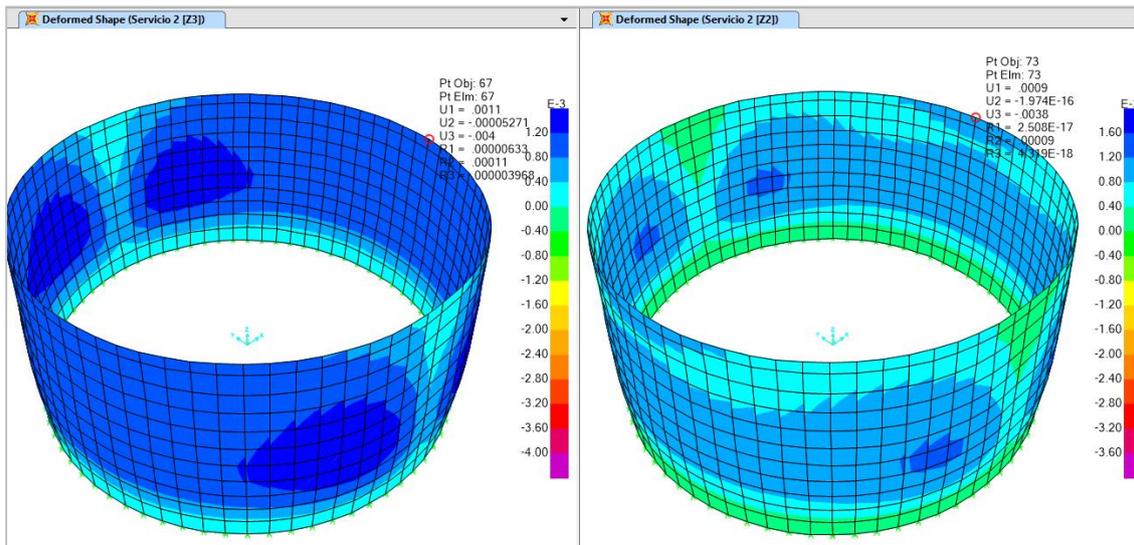


Figura 57. Deformaciones en reservorio circular de 2500 m³

4.2.10.3. Esfuerzos y deformaciones en reservorios rectangulares

El Cortante Diagonal, tal y como lo indica el ACI 350.3-06, se obtiene bajo la condición de que los muros paralelos a la dirección del sismo deben ser diseñados como muros de corte, por lo tanto, se asume que el cortante en la base se distribuye en cada muro paralelo al sismo, bajo este criterio, estos resultados son mostrados en el siguiente capítulo.

Se obtuvo el Esfuerzo a flexión en el programa SAP 2000, observándose el diagrama de distribución de fuerzas en el programa correspondiente a los elementos *Shell*, eligiendo el componente M22 para cada volumen de reservorio en la dirección respectiva, con la combinación 4 para momento y flexión. Estos resultados se muestran en las Figuras 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64 y 65, donde los momentos máximos se obtienen en la base del muro, en la zona azul de la escala de colores, mientras que las tonalidades magenta representan a los momentos negativos.

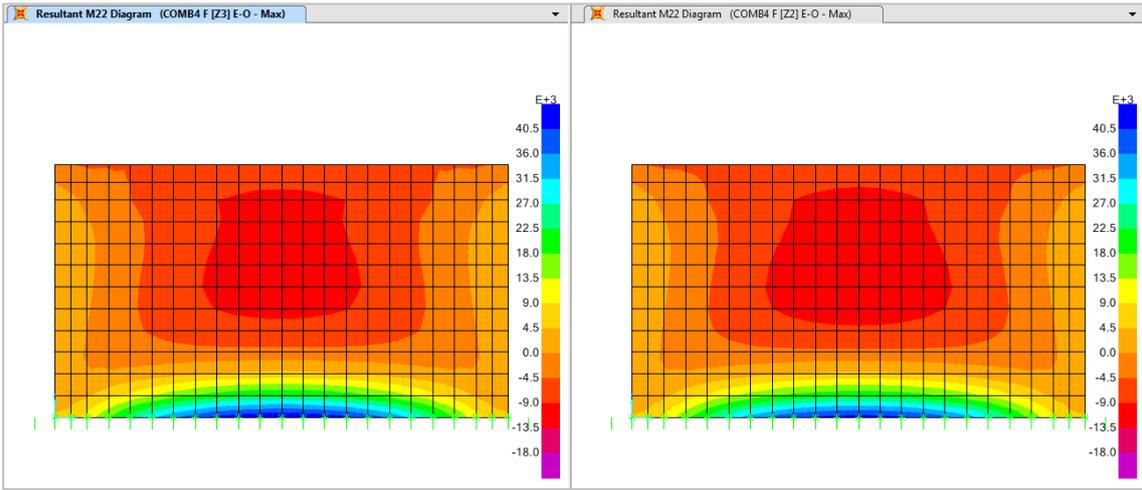


Figura 58. Esfuerzo a Flexión en reservorio rectangular de 1000 m³ Dir. E-O

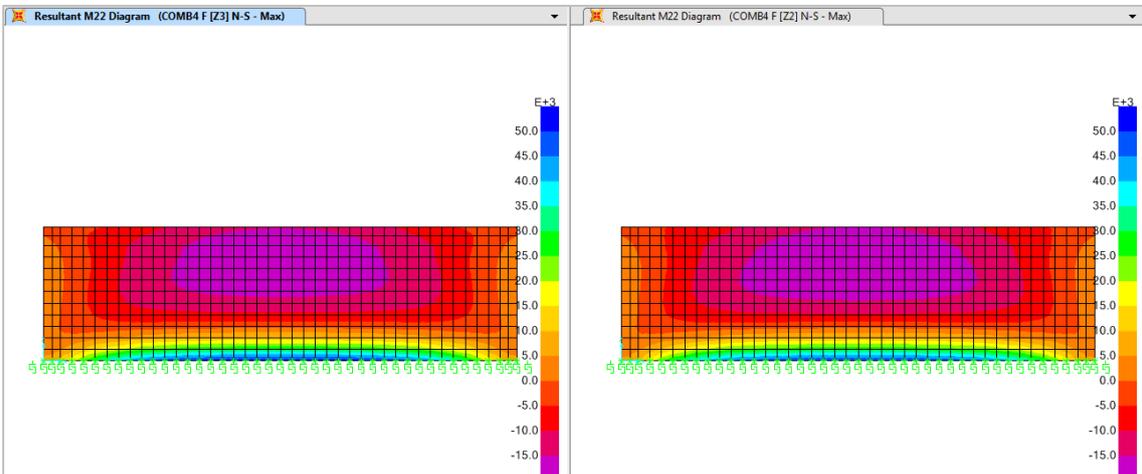


Figura 59. Esfuerzo a Flexión en reservorio rectangular de 1000 m³ Dir. N-S

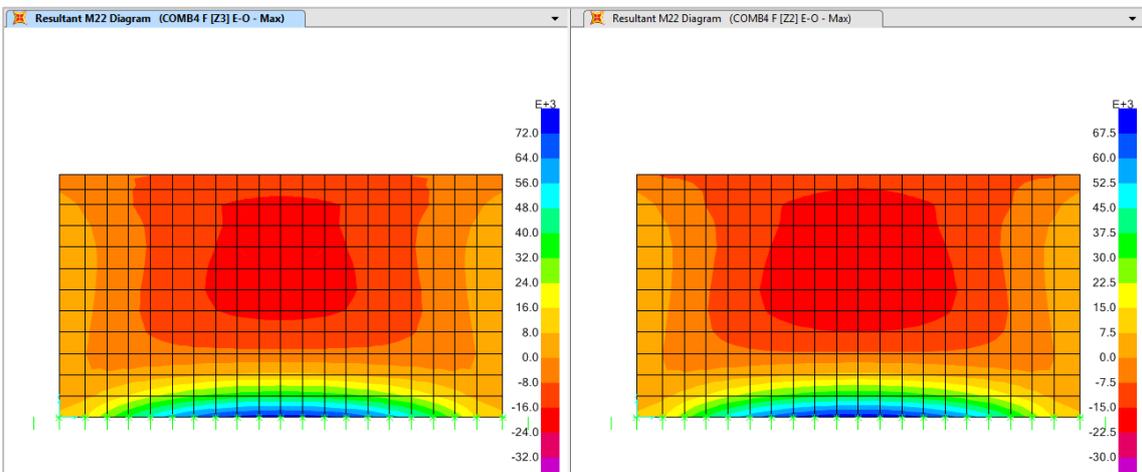


Figura 60. Esfuerzo a Flexión en reservorio rectangular de 1500 m³ Dir. E-O

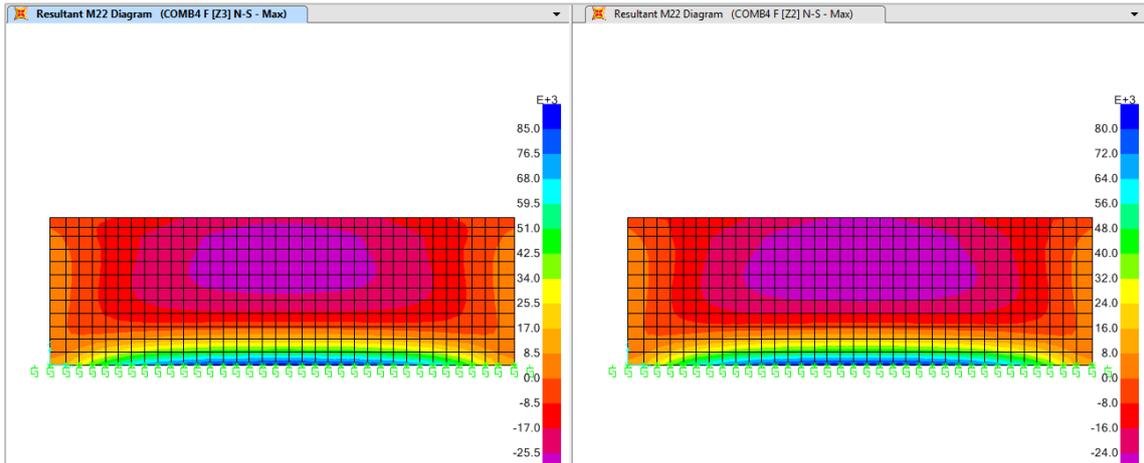


Figura 61. Esfuerzo a Flexión en reservorio rectangular de 1500 m³ Dir. N-S

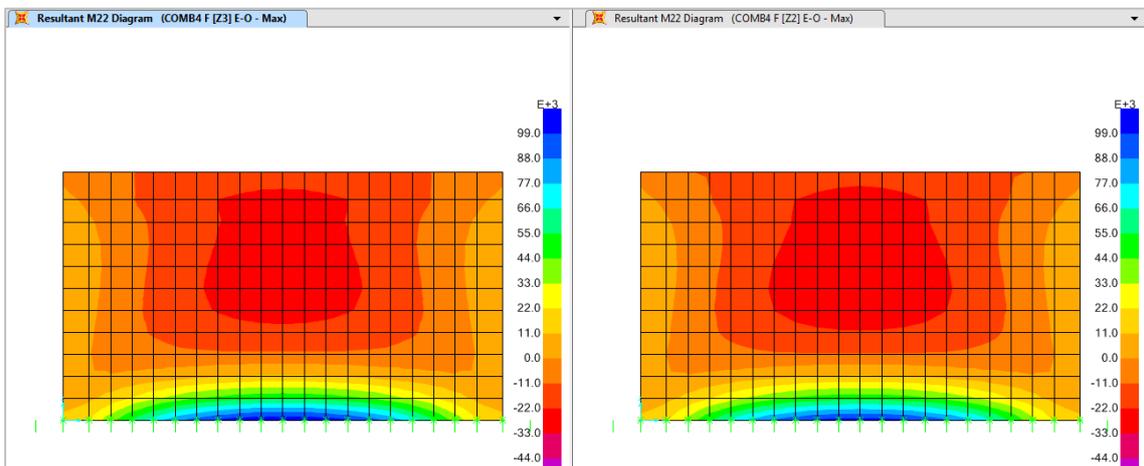


Figura 62. Esfuerzo a Flexión en reservorio rectangular de 2000 m³ Dir. E-O

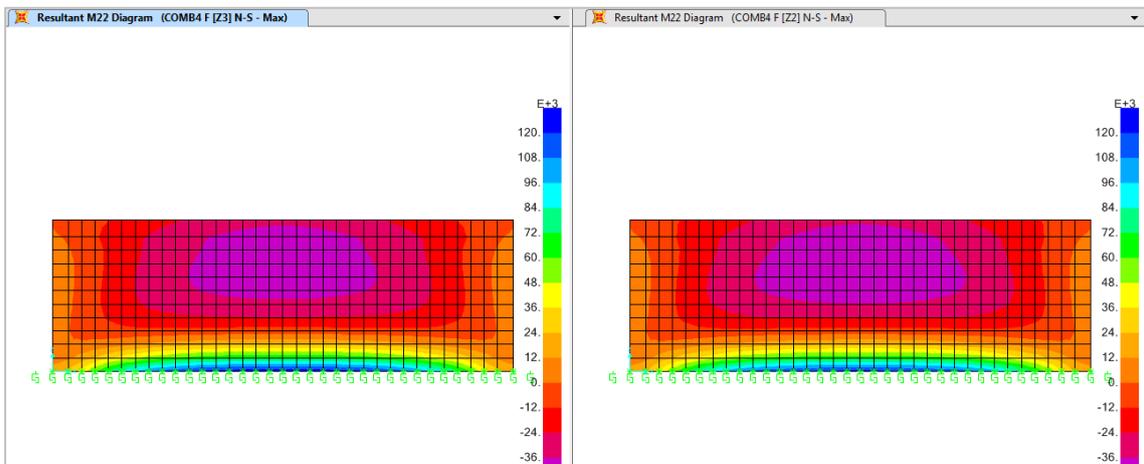


Figura 63. Esfuerzo a Flexión en reservorio rectangular de 2000 m³ Dir. N-S

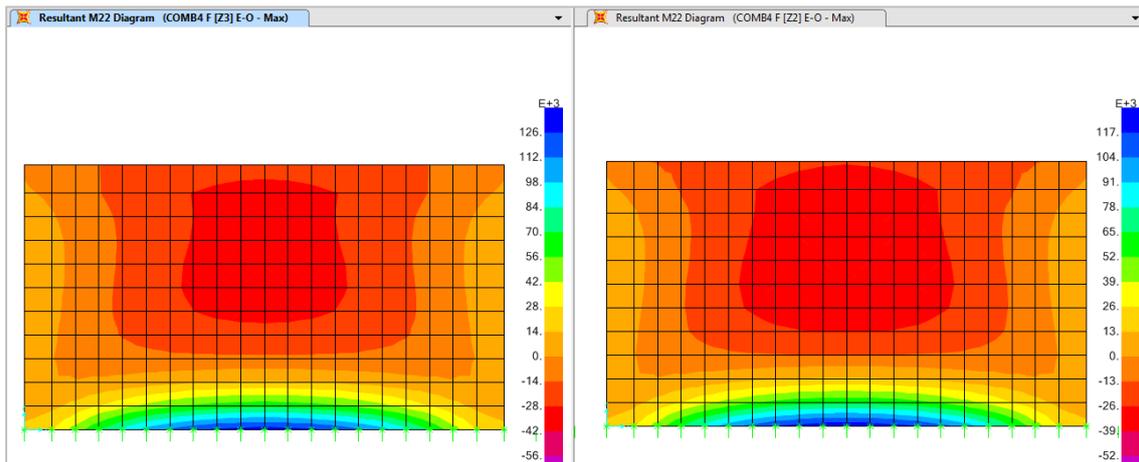


Figura 64. Esfuerzo a Flexión en reservorio rectangular de 2500 m³ Dir. E-O

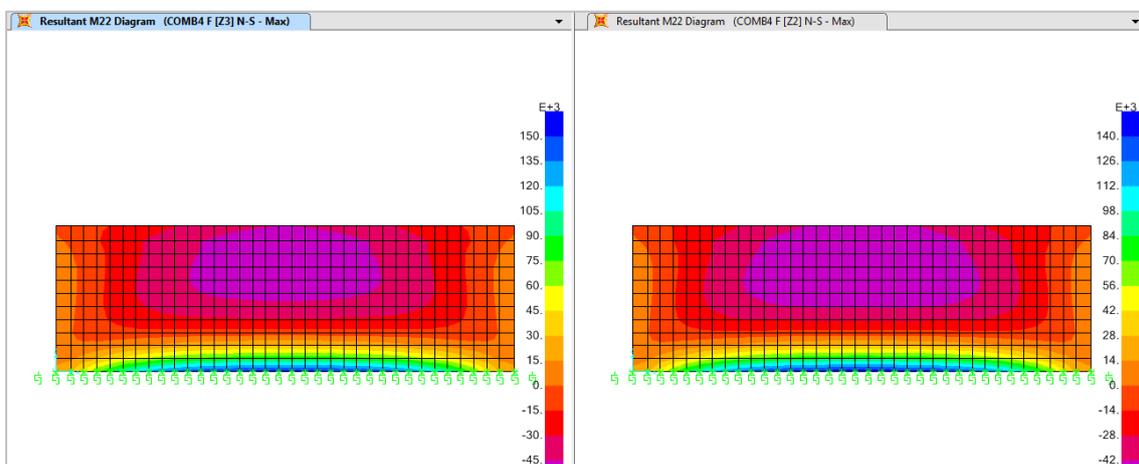


Figura 65. Esfuerzo a Flexión en reservorio rectangular de 2500 m³ Dir. N-S

Al igual que se hizo en reservorios circulares, se empleó la combinación especificada para cortante; siendo que en el programa SAP2000 se obtuvieron los resultados para cada reservorio en la dirección correspondiente del análisis, habiendo elegido el diagrama de fuerzas en elementos *Shell*, con la componente V23. En las Figuras 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72 y 73 se muestran los diagramas de cortante para cada volumen de reservorio, donde los cortantes mayores se obtienen a nivel de la base en la zona azul de acuerdo a las escalas de colores.

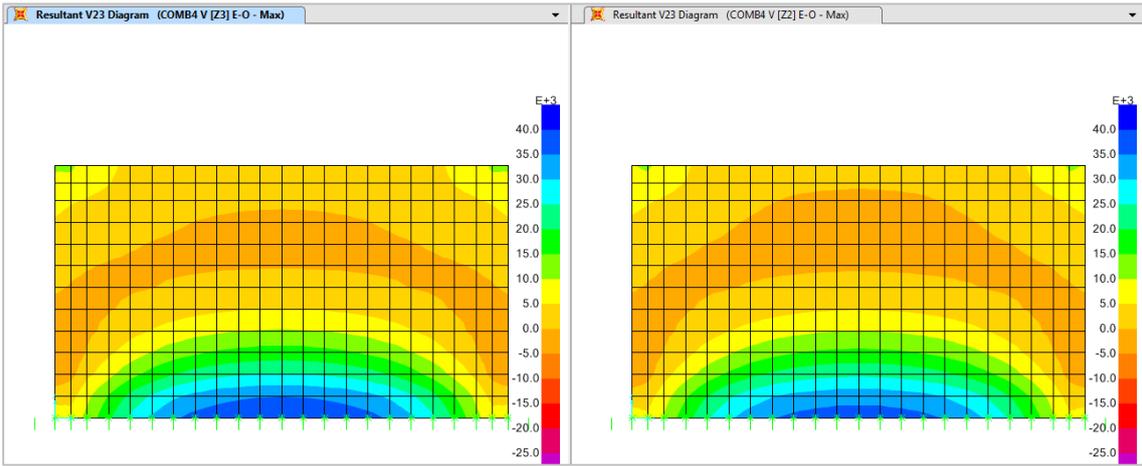


Figura 66. Esfuerzo Cortante en reservorio rectangular de 1000 m³ Dir. E-O

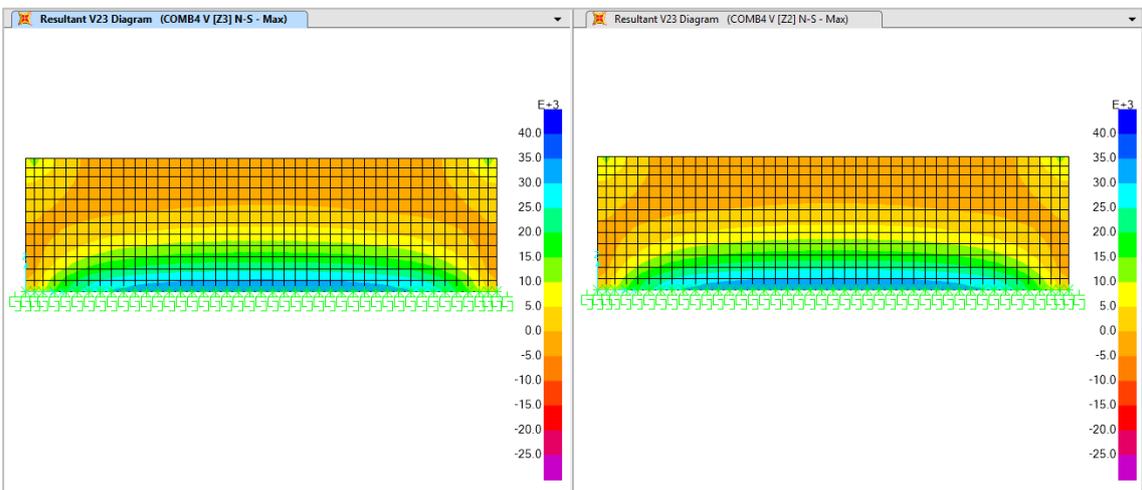


Figura 67. Esfuerzo Cortante en reservorio rectangular de 1000 m³ Dir. N-S

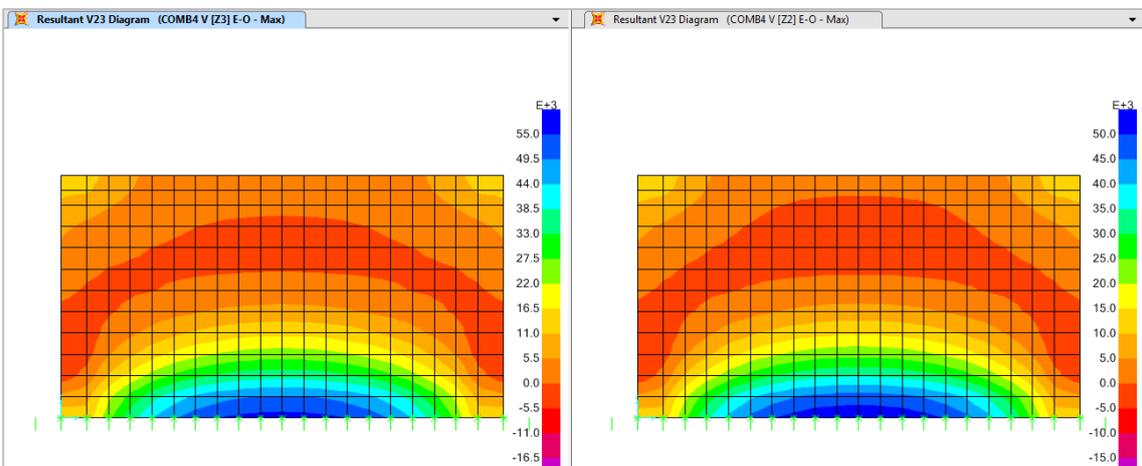


Figura 68. Esfuerzo Cortante en reservorio rectangular de 1500 m³ Dir. E-O

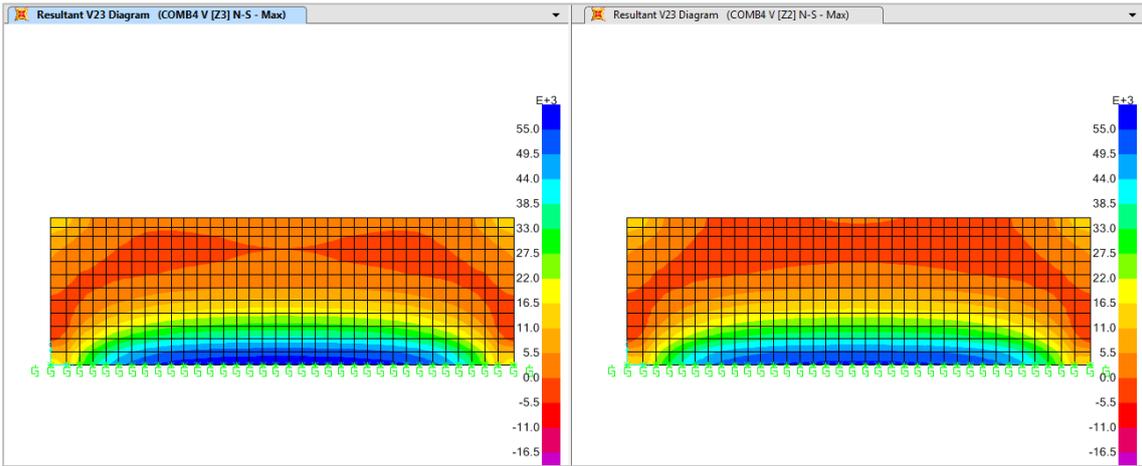


Figura 69. Esfuerzo Cortante en reservorio rectangular de 1500 m³ Dir. N-S

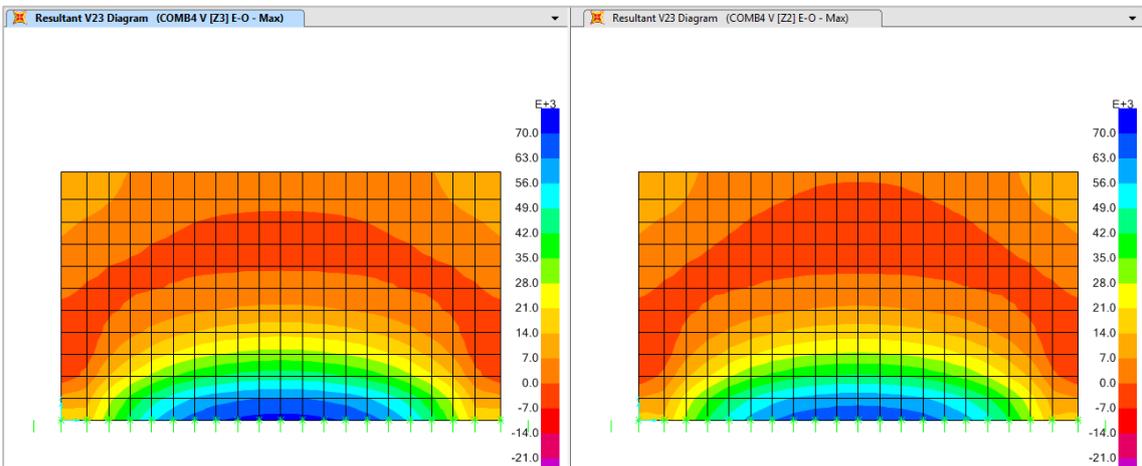


Figura 70. Esfuerzo Cortante en reservorio rectangular de 2000 m³ Dir. E-O

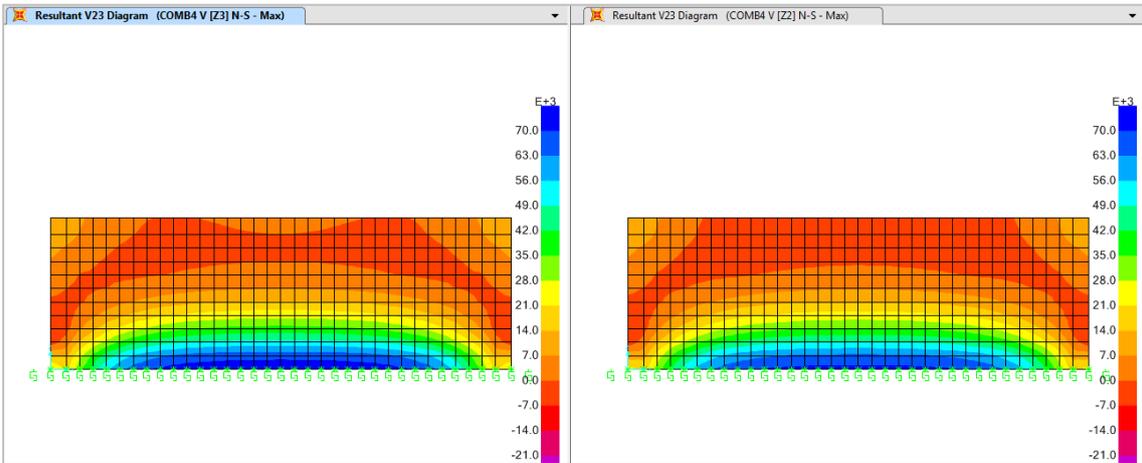


Figura 71. Esfuerzo Cortante en reservorio rectangular de 2000 m³ Dir. N-S

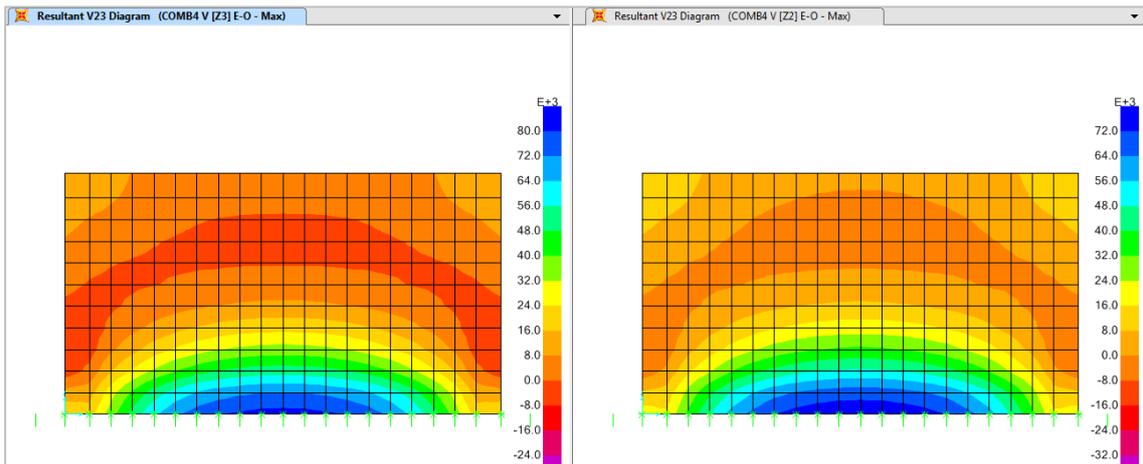


Figura 72. Esfuerzo Cortante en reservorio rectangular de 2500 m³ Dir. E-O

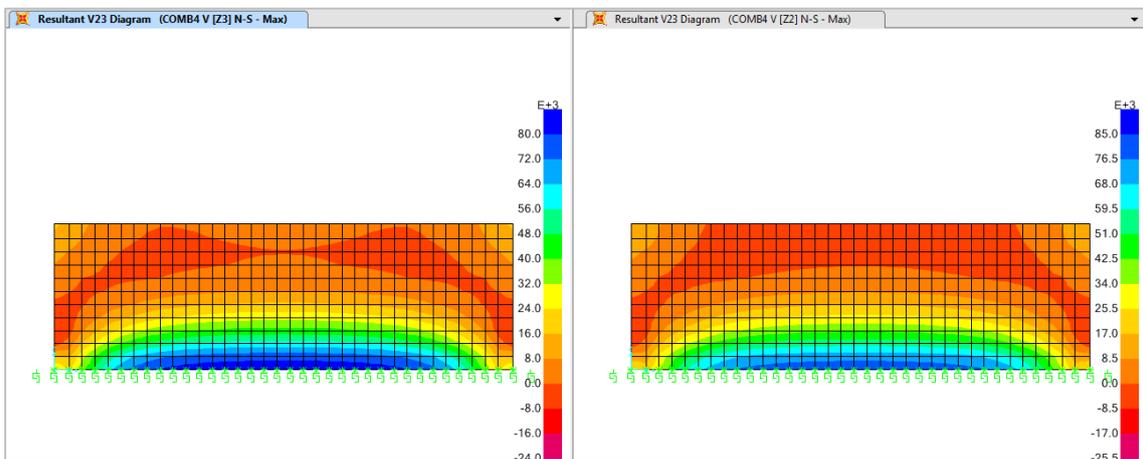


Figura 73. Esfuerzo Cortante en reservorio rectangular de 2500 m³ Dir. N-S

De igual modo que para los reservorios circulares, en los rectangulares se tomó en cuenta únicamente a la carga de Servicio 2, ya que posee el factor más alto que afecta a la carga sísmica. Bajo este criterio se muestran las deformaciones en las Figuras 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80 y 81, donde la máxima deformación del muro fue obtenida en la zona azul oscuro, de acuerdo a la escala de colores que presenta el programa.

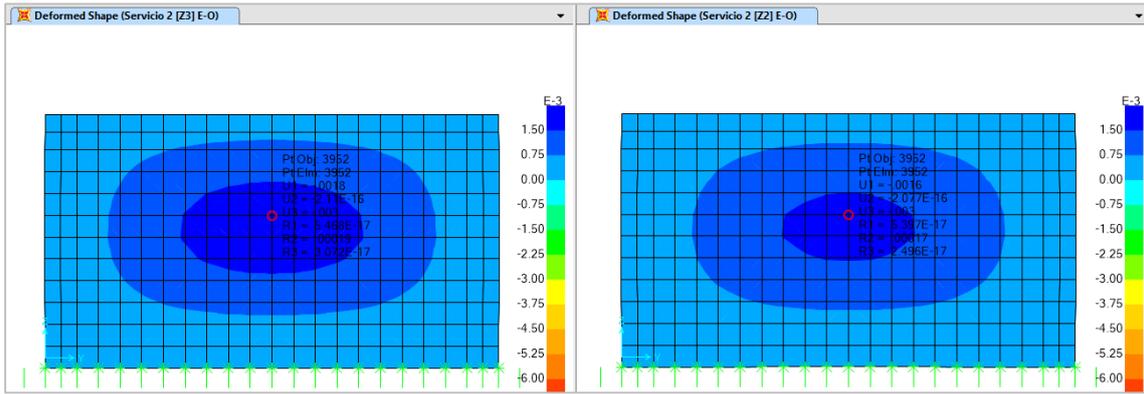


Figura 74. Deformaciones en reservorio rectangular de 1000 m³ Dir. E-O

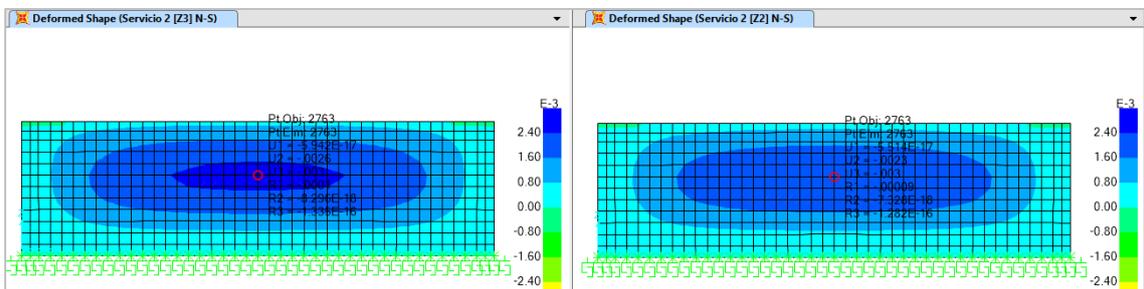


Figura 75. Deformaciones en reservorio rectangular de 1000 m³ Dir. N-S

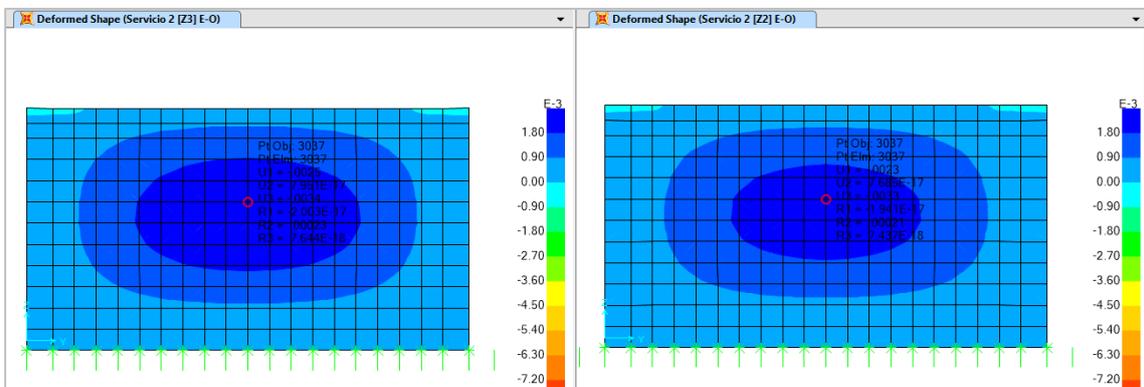


Figura 76. Deformaciones en reservorio rectangular de 1500 m³ Dir. E-O

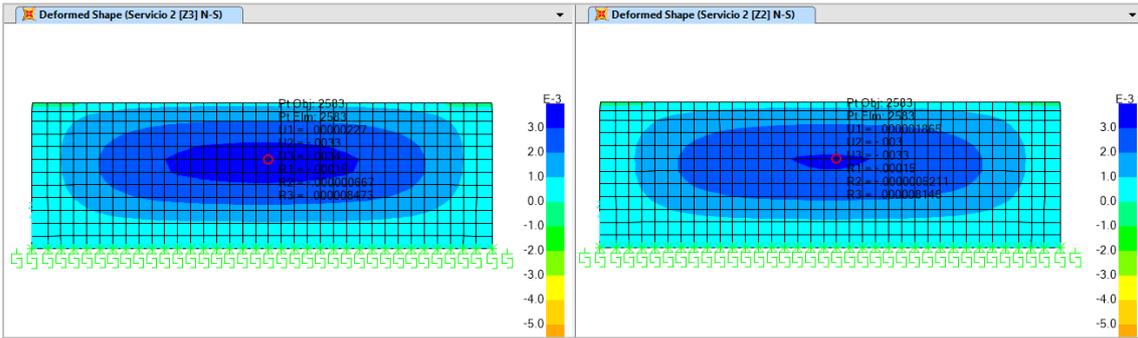


Figura 77. Deformaciones en reservorio rectangular de 1500 m³ Dir. N-S

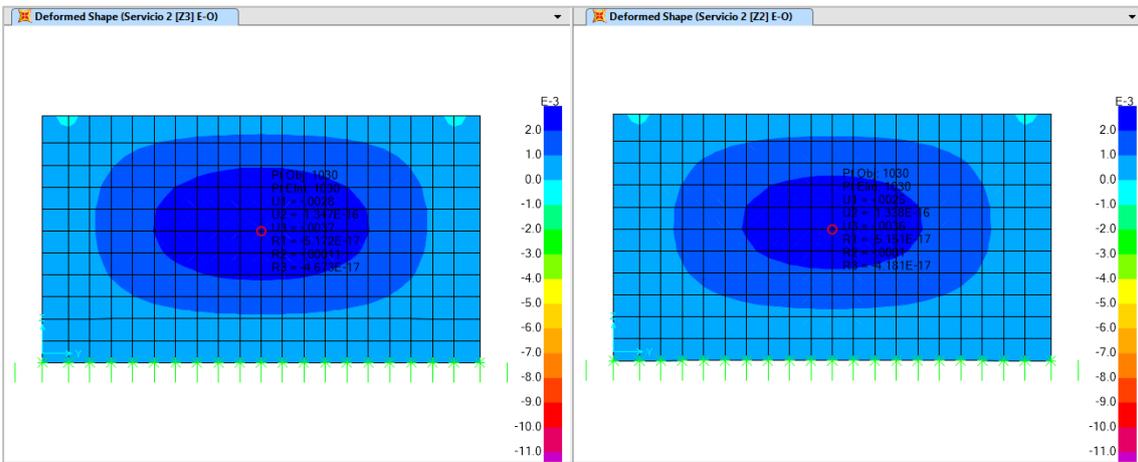


Figura 78. Deformaciones en reservorio rectangular de 2000 m³ Dir. E-O

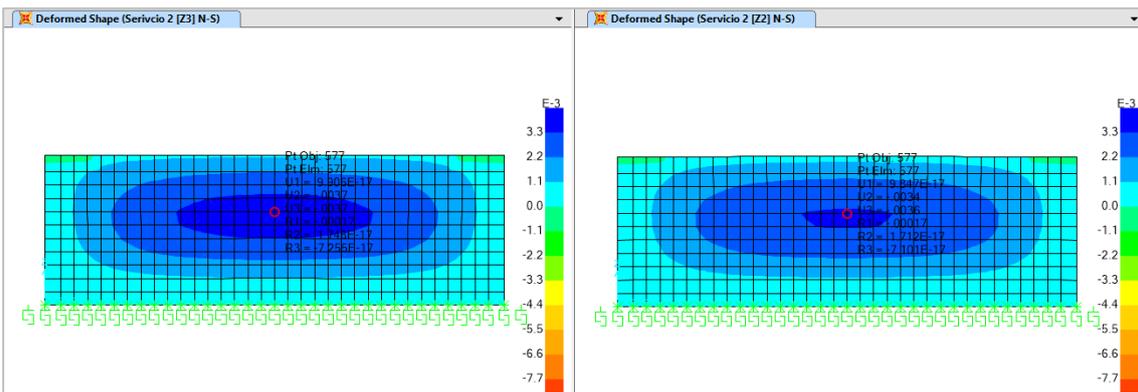


Figura 79. Deformaciones en reservorio rectangular de 2000 m³ Dir. N-S

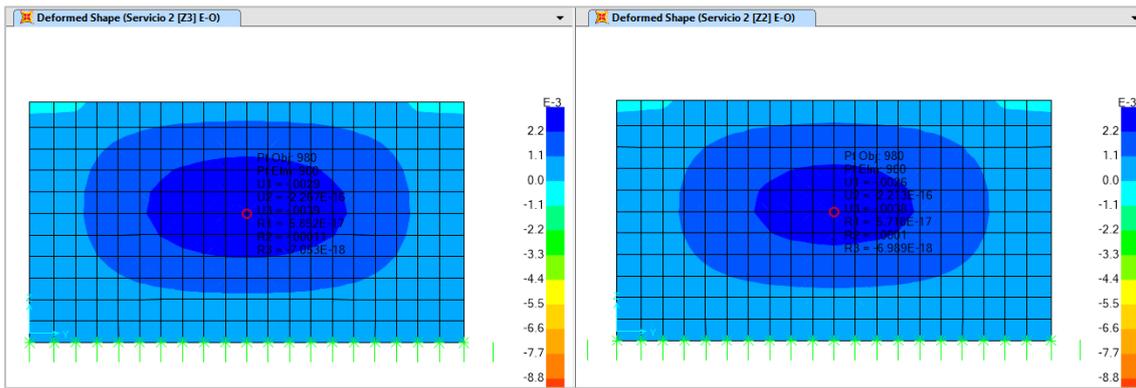


Figura 80. Deformaciones en reservorio rectangular de 2500 m³ Dir. E-O

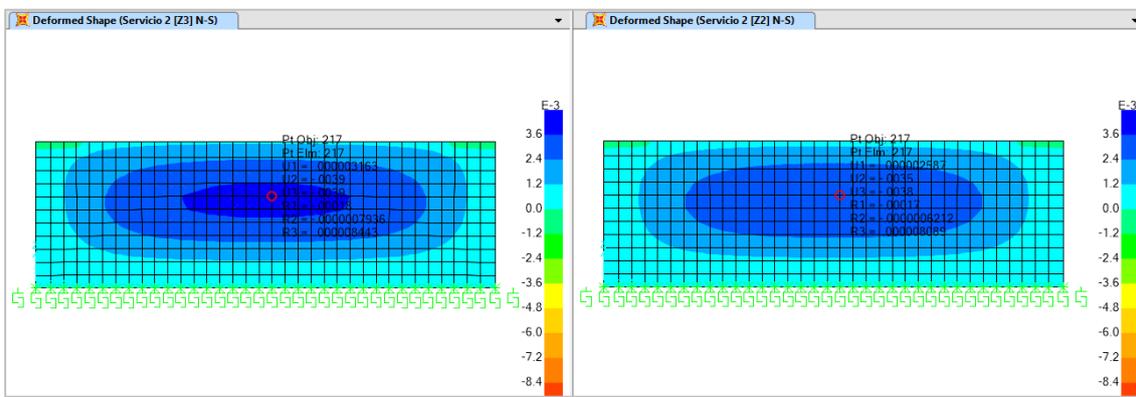


Figura 81. Deformaciones en reservorio rectangular de 2500 m³ Dir. N-S

Los resultados obtenidos, fueron ordenados y procesados de acuerdo a la técnica de la observación directa en cada modelo realizado, para posteriormente ser comparados con fines de contrastar la hipótesis planteada.

4.2.11. Determinación de la variación entre parámetros y comportamiento sísmico

Debido a que la investigación requirió un estudio comparativo con el fin de contrastar la hipótesis, para cada indicador definido en la variable Comportamiento Sísmico se verificó su variación en función de un porcentaje, el cual es obtenido en función a los correspondientes de la zona sísmica 3.

Por lo tanto, las variaciones porcentuales fueron obtenidas mediante la siguiente expresión.

$$\%Var = \frac{P_{Z3} - P_{Z2}}{P_{Z3}} (\%) \quad \text{Ec. (4.4)}$$

Donde:

%Var: Porcentaje de variación, que indica la disminución entre ambas categorías.

P_{Z3} : Parámetro del indicador de Comportamiento Sísmico en la Zona 3.

P_{Z2} : Parámetro del indicador de Comportamiento Sísmico en la Zona 2.

Finalmente, el rango del Comportamiento Sísmico fue definido por el porcentaje de variación mínimo, el máximo y el promedio de las variaciones obtenidas para cada volumen y geometría correspondientes.

4.3. Métodos de investigación

Los métodos que fueron aplicados en la investigación se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 67. Métodos usados en la investigación

Criterio	Tipo de investigación
Finalidad	Aplicada
Enfoque	Cuantitativa
Objetivos generales	Descriptiva
Fuente de datos	Mixta
Control en el diseño de la prueba	No experimental
Temporalidad	Transversal
Contexto	Gabinete y campo
Intervención disciplinaria	Unidisciplinaria

La investigación tuvo un objetivo descriptivo, con enfoque cuantitativo, utilizó el método deductivo, desde lo general a lo específico, que sirvió para interpretar y discutir los resultados obtenidos del modelamiento de los reservorios planteados.

4.4. Población, muestra, unidad de análisis y unidad de observación

4.4.1. Población

Reservorios de almacenamiento de agua potable en Cajamarca.

4.4.2. Muestra

En la ciudad de Cajamarca, los reservorios más importantes son el R-1 de 1000 m³, el R-2 con 2500 m³, el R-3 con 700 m³, el R-4 con 1500 m³, el R-5 de 350 m³ y el R-6 con 1500 m³ de capacidad de almacenamiento, por lo tanto, se tomaron las mayores capacidades, realizando un aumento cada 500 m³, con el fin de mantener un incremento constante y observar una variación adecuada de las variables que conforman al comportamiento sísmico.

Bajo dicha consideración, se tomó como muestra a reservorios apoyados circulares y rectangulares prototipos con capacidades de almacenamiento aproximadas a 1000 m³, 1500 m³, 2000 m³ y 2500 m³, elegidos por conveniencia.

4.4.3. Unidad de análisis

La investigación tomó como unidad de análisis a los reservorios con capacidad de almacenamiento mencionados anteriormente.

4.4.4. Unidad de observación

La investigación tomó como unidad de observación al comportamiento sísmico.

4.5. Técnicas e instrumentos de recopilación de información

Se empleó la técnica de la observación directa del comportamiento estructural sísmico en los modelos prototipo propuestos para la investigación. Los instrumentos de recolección para la variable Zonificación Sísmica, fueron las normas NT E.030 del 2016 y ASCE/SEI 7-10; para las variables Geometría y Volumen, se emplearon como fuente de recolección de datos a los reservorios de agua potable en Cajamarca, eligiendo las geometrías más empleadas (circular y rectangular) así como los volúmenes más críticos (superiores a 1000 m³).

Para la variable del Comportamiento Sísmico, se empleó como instrumento de recolección de datos, al análisis sísmico del reservorio, realizado con la ayuda del programa computacional SAP2000 versión 15 Educacional.

Durante el tiempo en el que se desarrolló la investigación, existieron versiones de SAP2000 más actualizadas, sin embargo, la versión 15 de SAP2000 fue usada debido a su estabilidad y compatibilidad en los resultados que muestra, por consiguiente, es responsabilidad del investigador o del ingeniero calculista, verificar en todo momento los resultados mostrados por un programa computacional, garantizando el uso responsable del mismo.

4.6. Técnicas para el procesamiento y análisis de la información

Los resultados cuantitativos obtenidos en el análisis realizado, fueron ordenados y clasificados de acuerdo a la variable geometría, con la finalidad de poder observar la variación del comportamiento sísmico para cada volumen.

Posteriormente para cada modelo prototipo de reservorio, tanto en forma geométrica como volumen, se agruparon los resultados obtenidos mediante la variación de la zonificación sísmica con la finalidad de contrastar la hipótesis.

4.7. Equipos, materiales e insumos

Para la investigación realizada con fines descriptivos, se emplearon los siguientes recursos:

- Investigador.
- Materiales de escritorio.
- Computadora.
- Programa computacional SAP2000 Versión 15 educacional.
- Hojas de cálculo en Excel.
- Programa computacional Autocad Versión 2018

4.8. Matriz de consistencia metodológica

Finalmente, la investigación tomó en cuenta la siguiente matriz metodológica.

Tabla 68. Matriz de consistencia metodológica

COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN RESERVIOS APOYADOS CIRCULARES Y RECTANGULARES DE DIFERENTES VOLÚMENES CONSIDERANDO LAS ZONAS SÍSMICAS DE CAJAMARCA									
Formulación del problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Dimensiones/ Factores	Indicadores/ Cualidades	Fuente o instrumento de recolección de datos	Metodología	Población y muestra	
¿Cuál es la variación del comportamiento sísmico en reservorios apoyados circulares y rectangulares de diferentes volúmenes al considerar las dos zonas sísmicas de Cajamarca?	Determinar el comportamiento sísmico en reservorios apoyados circulares y rectangulares de diferentes volúmenes considerando las zonas sísmicas de Cajamarca.	El comportamiento sísmico en reservorios apoyados circulares y rectangulares de diferentes volúmenes varía entre un 4-30% conforme disminuye la zona sísmica.	Variable: Zonificación Sísmica	Zona 2	Aceleración de respuesta espectral para periodos cortos (S_s)	Norma de diseño Sismorresistente E.030 y Norma ASCE/SEI 7-10	Análisis y deducción	Población: Reservorios de almacenamiento de agua potable en Cajamarca. Muestra: Reservorios apoyados circulares y rectangulares con volúmenes aproximados a 1000 m ³ , 1500 m ³ , 2000 m ³ y 2500 m ³ .	
					Aceleración de respuesta espectral para periodos de 1 segundo (S_1)				
				Zona 3	Aceleración de respuesta espectral para periodos cortos (S_s)				Norma de diseño Sismorresistente E.030 y Norma ASCE/SEI 7-10
					Aceleración de respuesta espectral para periodos de 1 segundo (S_1)				
			Variable: Geometría	Circular	Diámetro	Reservorios usados para agua potable en Cajamarca.			
					Altura				
				Rectangular	Largo	Reservorios usados para agua potable en Cajamarca.			
					Ancho				
			Variable: Volumen	Dimensiones geométricas del reservorio	1000 m ³	Reservorios con los volúmenes más críticos de Cajamarca.			
					1500 m ³				
					2000 m ³				
					2500 m ³				
			Variable: Comportamiento Sísmico	Fuerzas	Cortante Basal	Análisis sísmico del reservorio			
					Momento de Volteo				
Oleaje	Altura de desborde								
	Esfuerzos	Esfuerzo Anular							
Cortante Diagonal									
Esfuerzo a Flexión									
Esfuerzo Cortante									
Deformaciones	Deformación máxima								

CAPÍTULO V

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.1. Presentación de resultados

En la investigación, de acuerdo a los objetivos planteados, se determinó el comportamiento sísmico para reservorios apoyados circulares y rectangulares; dicho comportamiento fue definido por los siguientes indicadores: Cortante Basal, Momento de Volteo, Altura de desborde, Esfuerzo Anular (para reservorios circulares), Cortante Diagonal (para reservorios rectangulares), Esfuerzo a Flexión, Esfuerzo Cortante y Deformación máxima. Por lo tanto, en este acápite, se presentaron dichos resultados relevantes para la investigación.

5.1.1. Comportamiento sísmico en reservorios apoyados circulares

Para el caso de los reservorios circulares, el análisis fue realizado en una sola dirección, debido a su geometría.

5.1.1.1. Cortante basal en reservorios apoyados circulares

Tras proceder según lo indicado en la sección 4.2.6 de la investigación, considerando que el cortante basal incluyó a la componente impulsiva, convectiva y al suelo combinadas mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) como se mostró en la Ec. (2.88), se obtuvo los cortantes basales para cada volumen

de reservorio circular y con la correspondiente zona 3 y zona 2 de sismicidad, como muestra la Figura 82.

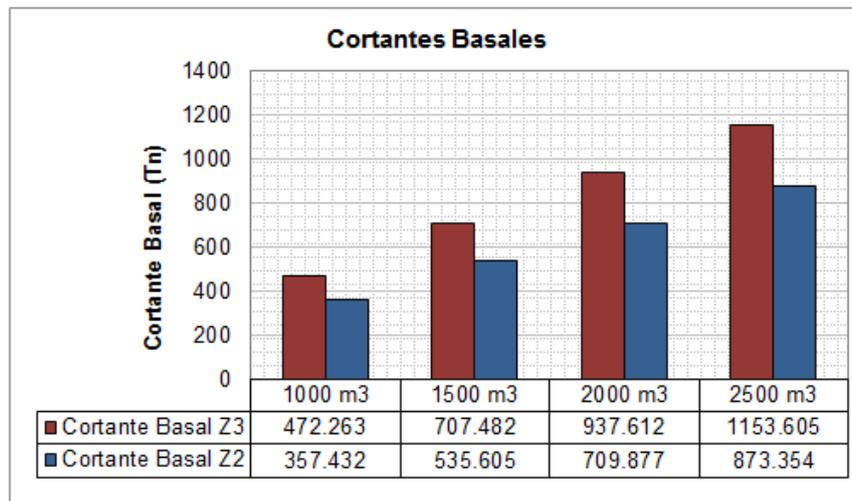


Figura 82. Cortantes basales en reservorios circulares

Con la Ec. (4.4) de la sección 4.2.11, se obtuvo la variación en decremento del cortante basal entre las zonas sísmicas 3 y 2, la cual fue determinada para cada volumen de reservorio circular, como se muestra en la Figura 83.

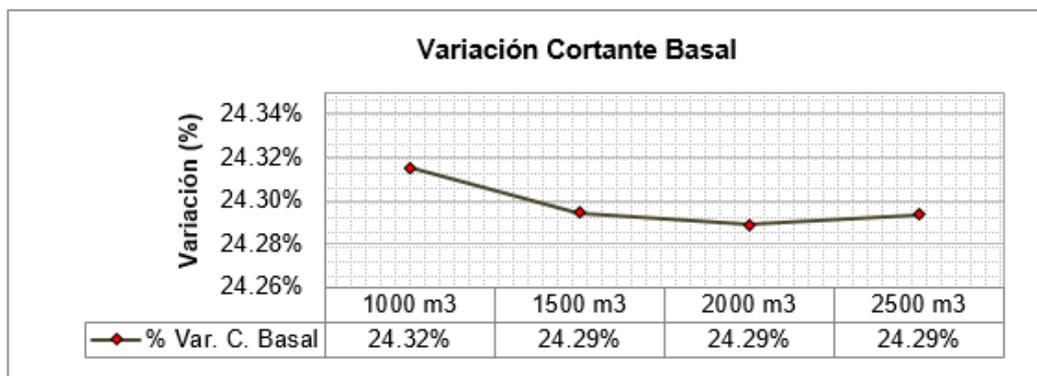


Figura 83. Variación de cortantes basales en reservorios circulares

5.1.1.2. Momentos de volteo en reservorios apoyados circulares

Con el procedimiento realizado en la sección 4.2.9.1, donde también se verificó la estabilidad lateral de los reservorios circulares, se obtuvieron los momentos de

volteo con las expresiones Ec. (2.113) y Ec. (2.115), teniendo en cuenta que se calcularon bajo la condición de IBP tal y como lo indica la Norma ACI 350.3-06. La Figura 84 muestra los resultados de Momentos de Volteo.

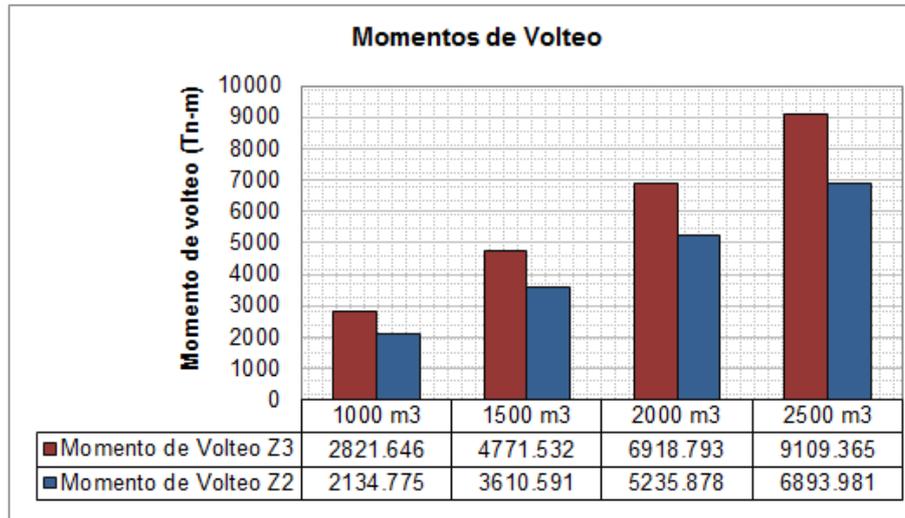


Figura 84. Momentos de volteo en reservorios circulares

También con la Ec. (4.4) definida en la sección 4.2.11, se obtuvo la variación en decremento de los momentos de volteo entre las zonas sísmicas 3 y 2 para cada volumen de reservorio, como se observa en la Figura 85.

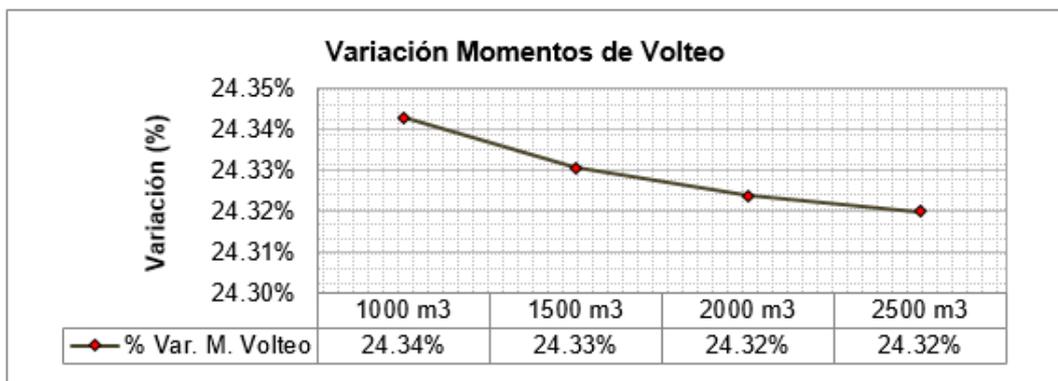


Figura 85. Variación de Momentos de volteo en reservorios circulares

5.1.1.3. Altura de desborde en reservorios circulares

Con el procedimiento realizado en la sección 4.2.8.1 de la investigación, donde se verificó el borde libre mínimo, se obtuvieron las alturas de desborde con el empleo de la expresión Ec. (2.108), tal y como lo indica la Norma ASCE/SEI 7-10, dichos resultados son mostrados en la Figura 86.

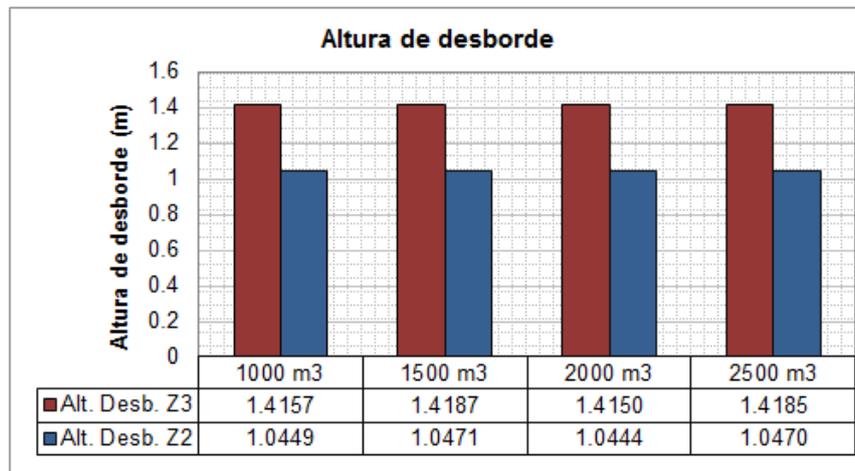


Figura 86. Altura de desborde en reservorios circulares

También con la Ec. (4.4) definida en la sección 4.2.11, se obtuvo la variación en decremento de las alturas de desborde entre las zonas sísmicas 3 y 2 para cada volumen de reservorio, misma que se observa en la Figura 87.

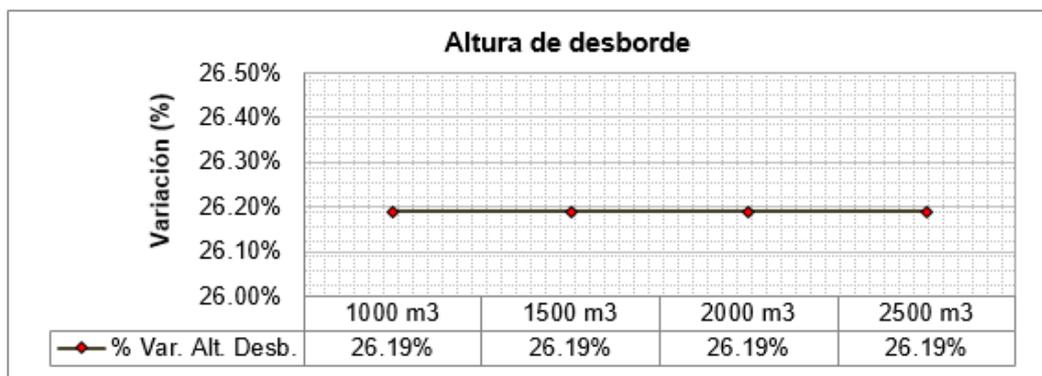


Figura 87. Variación de Altura de desborde en reservorios circulares

5.1.1.4. Esfuerzo anular en reservorios circulares

Para este indicador del comportamiento sísmico, primero se realizó el modelamiento de los reservorios en el programa SAP 2000 como se indica en la sección 4.2.10 de la investigación, considerando el Comb4 para momentos y tensiones. Las figuras mostradas en la sección 4.2.10.2 fueron transformadas a diagramas a lo largo de la pared en los reservorios, considerando los elementos finitos que generaron los resultados más críticos, mismos que se muestran en la Figura 88.

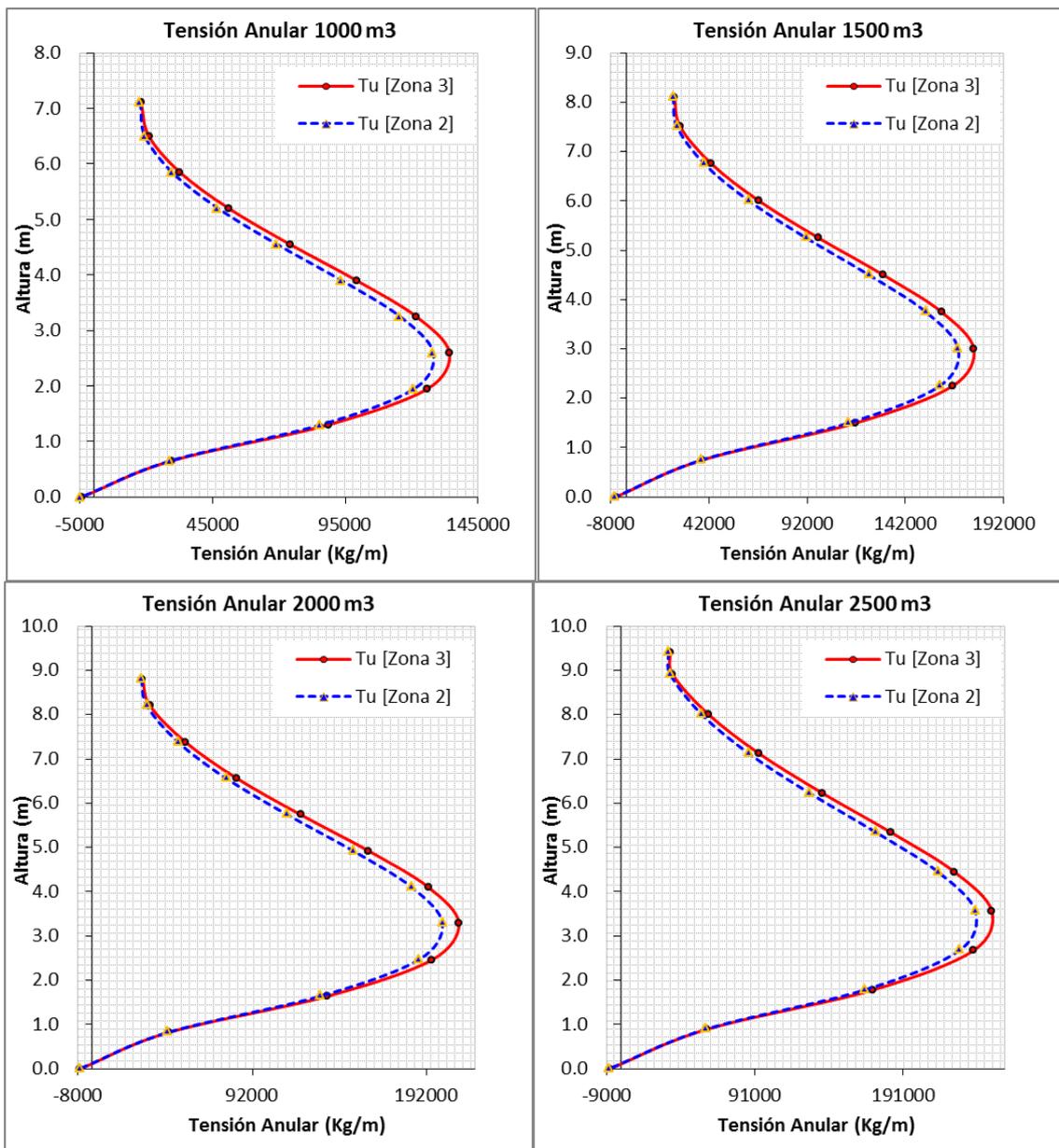


Figura 88. Diagramas de tensión anular en reservorios circulares

El indicador de esfuerzo anular, fue obtenido mediante los valores máximos mostrados en los diagramas de tensión anular, para las zonas sísmicas y volúmenes de reservorios tal y como se ve en la Figura 89.

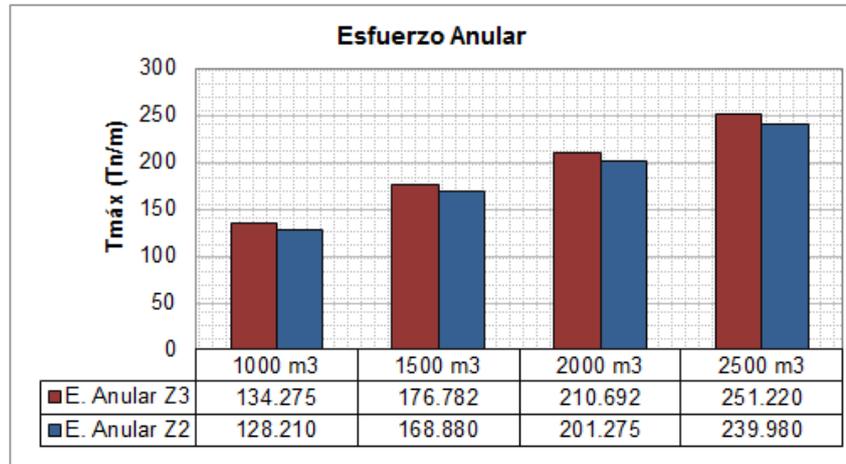


Figura 89. Esfuerzo anular en reservorios circulares

Con la Ec. (4.4) definida en la sección 4.2.11, se muestra en la Figura 90 la variación en decremento del esfuerzo anular entre las zonas sísmicas 3 y 2.

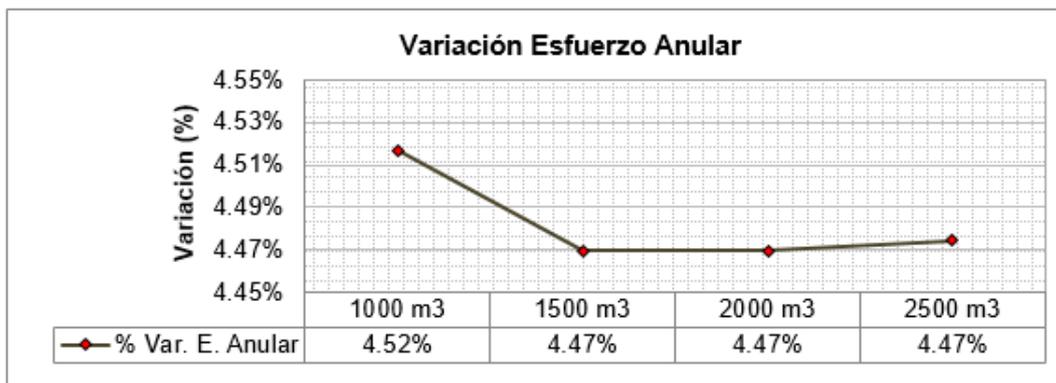


Figura 90. Variación del Esfuerzo anular en reservorios circulares

5.1.1.5. Esfuerzo a flexión en reservorios circulares

También se obtuvo mediante el modelamiento de los reservorios en el programa SAP 2000 indicado en la sección 4.2.10 de la investigación, considerando el

Comb4 para momentos y tensiones. Las figuras mostradas en la sección 4.2.10.2 fueron transformadas a diagramas a lo largo de la pared en los reservorios, considerando los valores más críticos, como se observa en la Figura 91.

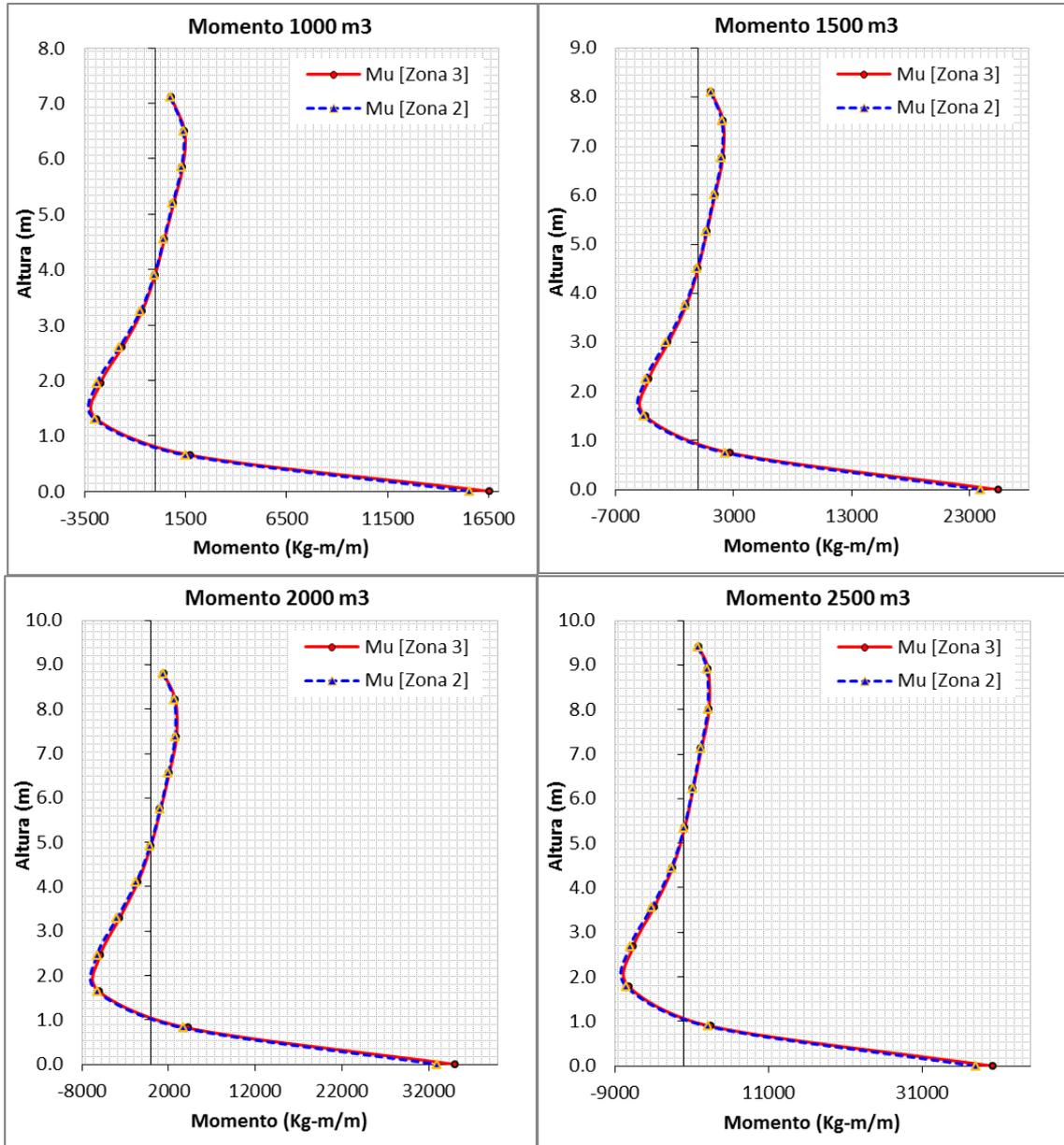


Figura 91. Diagramas de momento en reservorios circulares

La Figura 92, muestra el indicador de esfuerzo a flexión, obtenido mediante los valores máximos mostrados en los diagramas de momento, para las zonas sísmicas y volúmenes de reservorios que fueron objeto de la investigación.

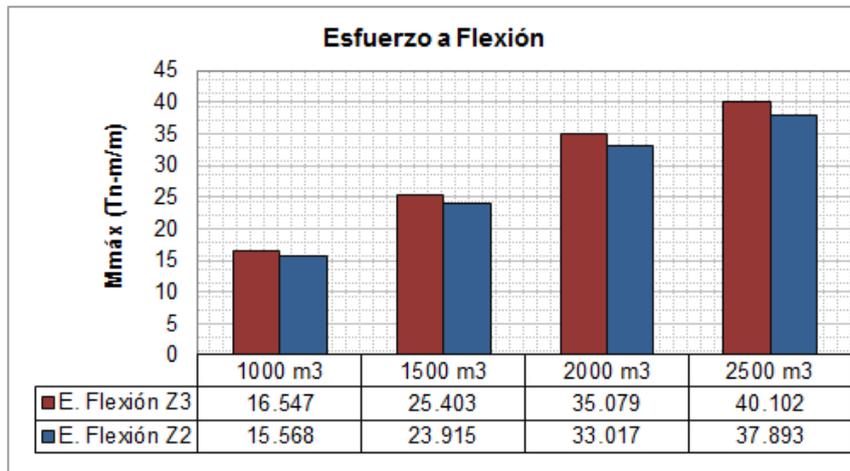


Figura 92. Esfuerzo a flexión en reservorios circulares

Con la Ec. (4.4) definida en la sección 4.2.11, se obtuvo la variación del en decremento esfuerzo a flexión entre las zonas sísmicas 3 y 2 para cada volumen de reservorio.

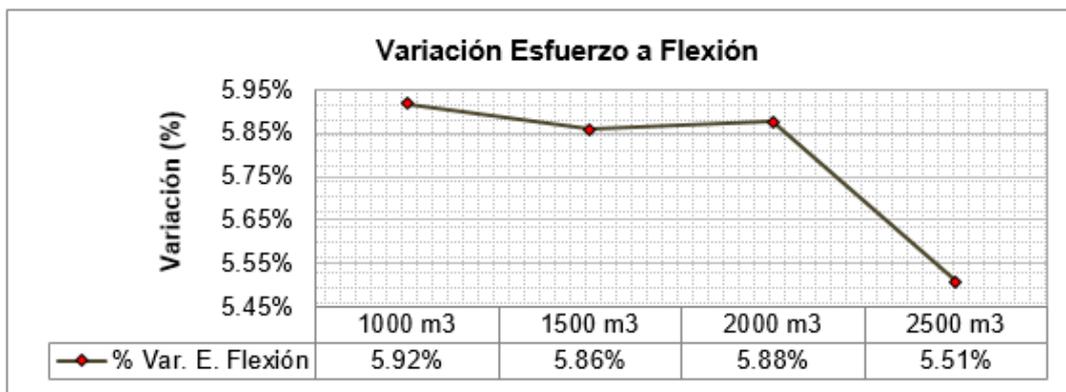


Figura 93. Variación del Esfuerzo a flexión en reservorios circulares

5.1.1.6. Esfuerzo cortante en reservorios circulares

También se obtuvo mediante el modelamiento de los reservorios en el programa SAP 2000 indicado en la sección 4.2.10 de la investigación, considerando el Comb4 para cortante. Las figuras mostradas en la sección 4.2.10.2 fueron

transformadas a diagramas a lo largo de la pared en los reservorios, tomando los valores más críticos en los elementos *Shell* mostrados en la Figura 94.

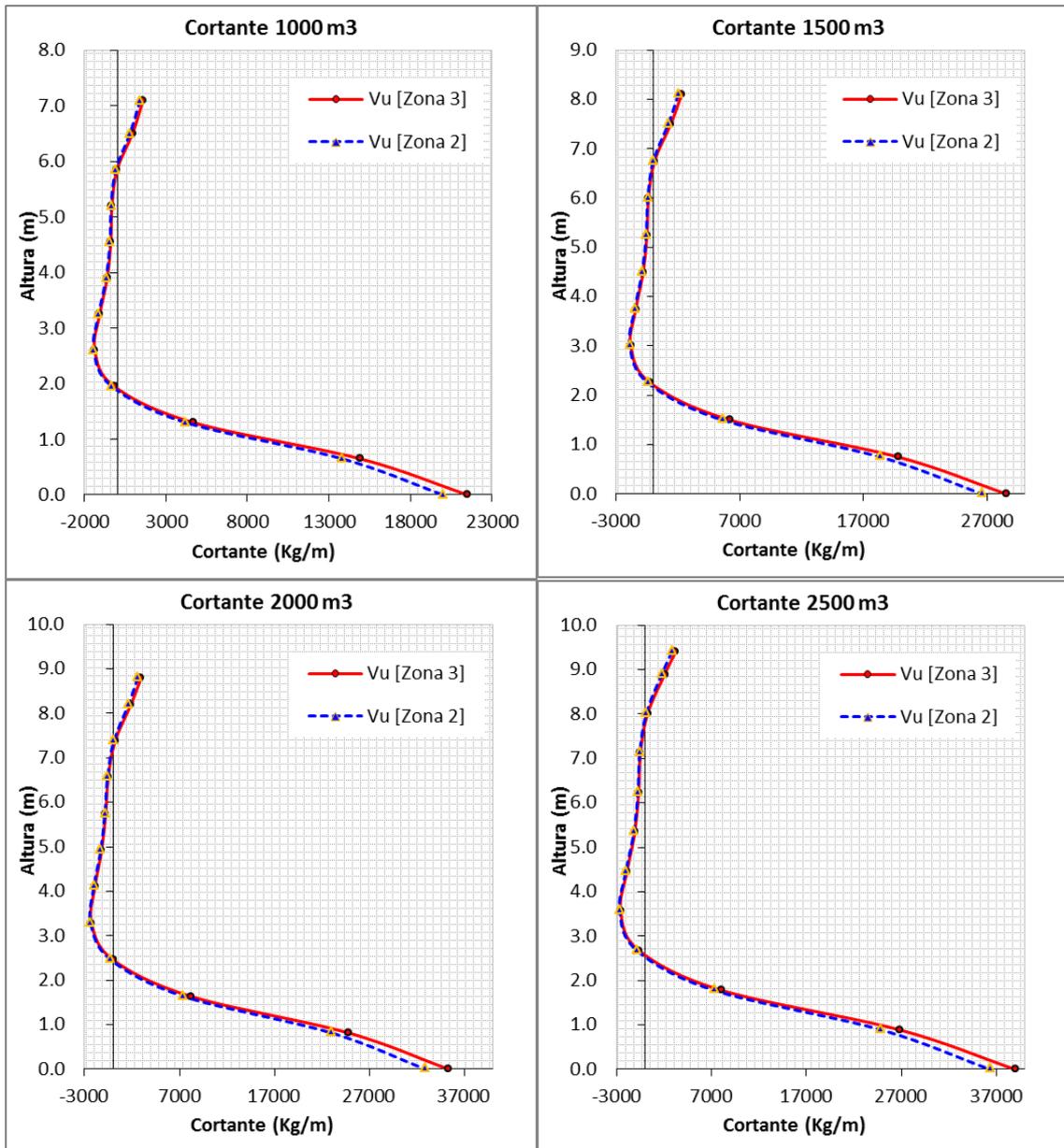


Figura 94. Diagramas de cortante en reservorios circulares

El indicador de esfuerzo cortante, fue obtenido mediante los valores máximos mostrados en los diagramas de cortante, para las zonas sísmicas y volúmenes de reservorios que fueron objeto de la investigación, lo cual se observa en la Figura 95.

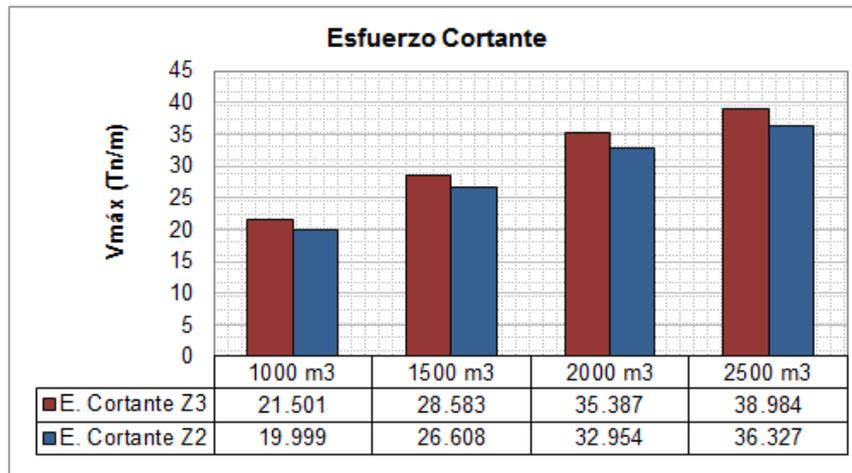


Figura 95. Esfuerzo cortante en reservorios circulares

Con la Ec. (4.4) definida en la sección 4.2.11, se obtuvo la variación en decremento del esfuerzo cortante entre las zonas sísmicas 3 y 2, mostrada en la Figura 96.

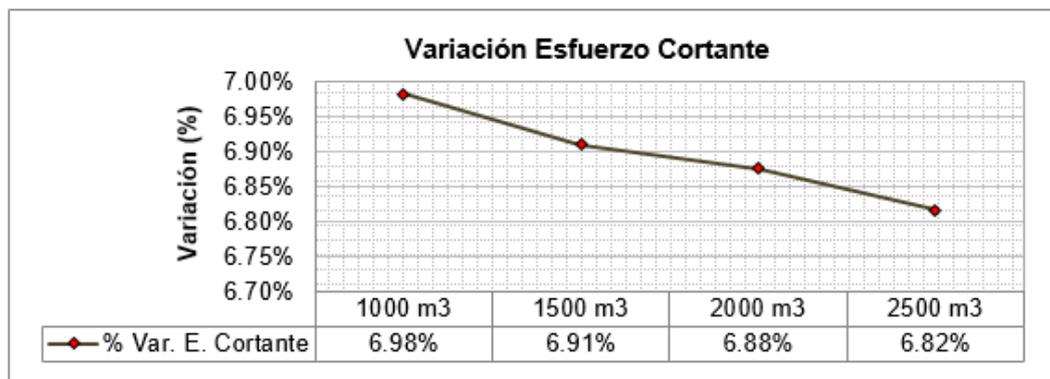


Figura 96. Variación del Esfuerzo cortante en reservorios circulares

5.1.1.7. Deformación máxima en reservorios circulares

Con el procedimiento realizado en la sección 4.2.10 de la investigación, donde se realizó el modelamiento de los reservorios, se obtuvieron las deformaciones máximas en los muros, determinadas bajo cargas de servicio y tomando en cuenta

únicamente a la combinación de Servicio 2, en la Ec. (4.2), misma que incluye el factor más elevado para la carga sísmica.

Con estas consideraciones, se muestran las deformaciones máximas para cada volumen de reservorio y de acuerdo a la zona sísmica en la Figura 97.

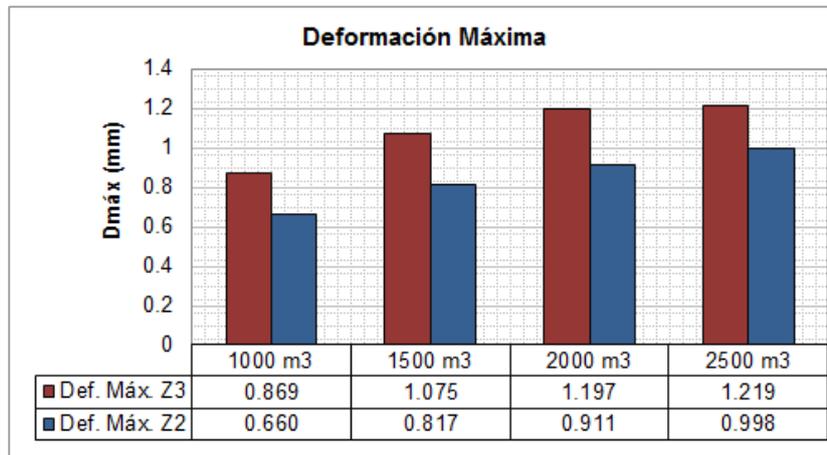


Figura 97. Deformaciones máximas en reservorios circulares

Con la Ec. (4.4) definida en la sección 4.2.11, la Figura 98 muestra la variación en decremento de las deformaciones máximas entre las zonas sísmicas 3 y 2 para cada volumen de reservorio.

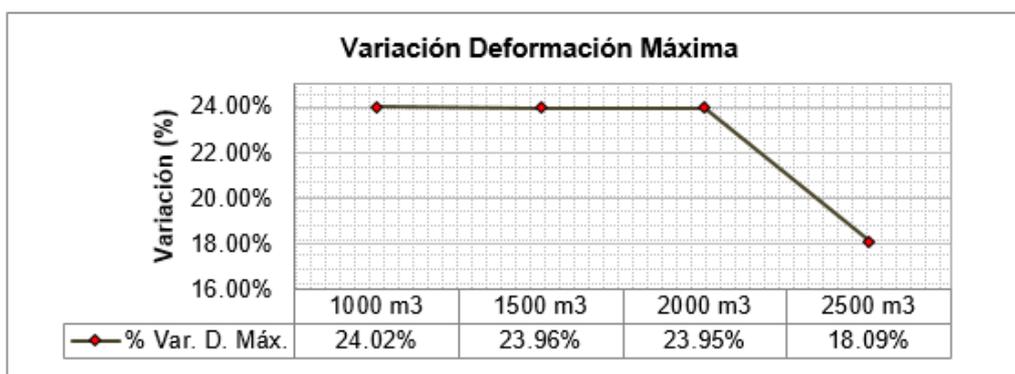


Figura 98. Variación de la Deformación máxima en reservorios circulares

5.1.1.8. Variación del comportamiento sísmico en reservorios circulares

De acuerdo con lo indicado en la sección 4.2.11 se determinó el rango de variación del Comportamiento Sísmico como el porcentaje de variación mínimo, el máximo y el promedio de las variaciones en decremento entre cada uno de los indicadores correspondientes.

Cuadro 1. Variación del comportamiento sísmico para reservorios circulares

Descripción	Variación				Promedio
	1000 m3	1500 m3	2000 m3	2500 m3	
Cortante Basal	24.32%	24.29%	24.29%	24.29%	24.30%
Momento de Volteo	24.34%	24.33%	24.32%	24.32%	24.33%
Altura de Desborde	26.19%	26.19%	26.19%	26.19%	26.19%
Esfuerzo Anular	4.52%	4.47%	4.47%	4.47%	4.48%
Esfuerzo a Flexión	5.92%	5.86%	5.88%	5.51%	5.79%
Esfuerzo Cortante	6.98%	6.91%	6.88%	6.82%	6.90%
Deformación Máxima	24.02%	23.96%	23.95%	18.09%	22.50%
Comportamiento Sísmico					
% de Variación Mínima	4.52%	4.47%	4.47%	4.47%	4.48%
% de Variación Máxima	26.19%	26.19%	26.19%	26.19%	26.19%
Promedio	16.61%	16.57%	16.57%	15.67%	16.36%

5.1.2. Comportamiento sísmico en reservorios apoyados rectangulares

Para el caso de los reservorios rectangulares, el análisis fue realizado en las dos direcciones, conforme a lo indicado en los Capítulos II y IV.

5.1.2.1. Cortante basal en reservorios apoyados rectangulares

Al igual que en los reservorios circulares, se realizó el procedimiento indicado en la sección 4.2.6 de la investigación, combinando la componente impulsiva, convectiva y al suelo mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS)

como se mostró en la Ec. (2.88), se obtuvo los cortantes basales para cada volumen y zona de sismicidad, como se observa en la Figura 99.

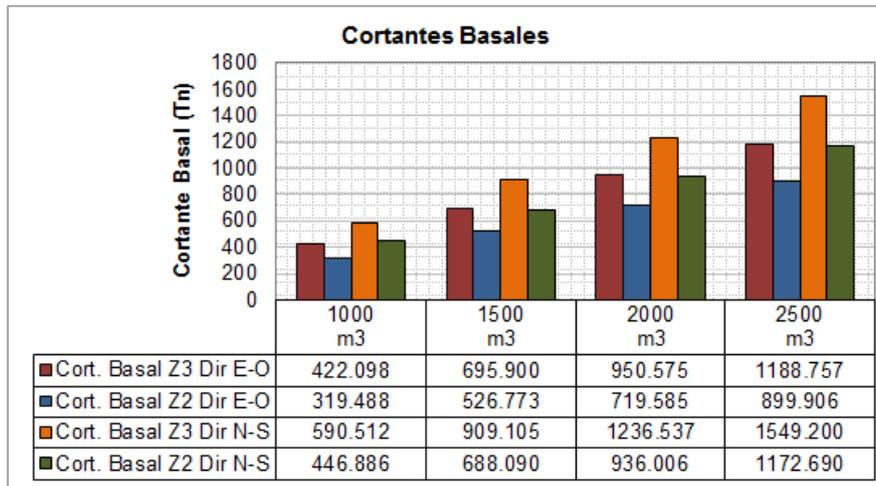


Figura 99. Cortantes basales en reservorios rectangulares

Al igual que para los reservorios circulares, con la Ec. (4.4) definida en la sección 4.2.11, se obtuvo la variación en decremento del cortante basal entre las zonas sísmicas 3 y 2, para cada volumen de reservorio, así como la dirección respectiva del análisis, como se observa en las Figuras 100 y 101.

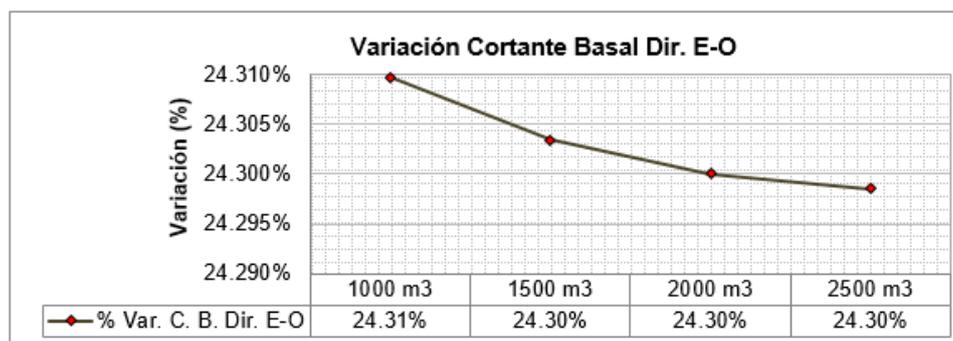


Figura 100. Variación de cortantes basales en reservorios rectangulares Dir. E-O

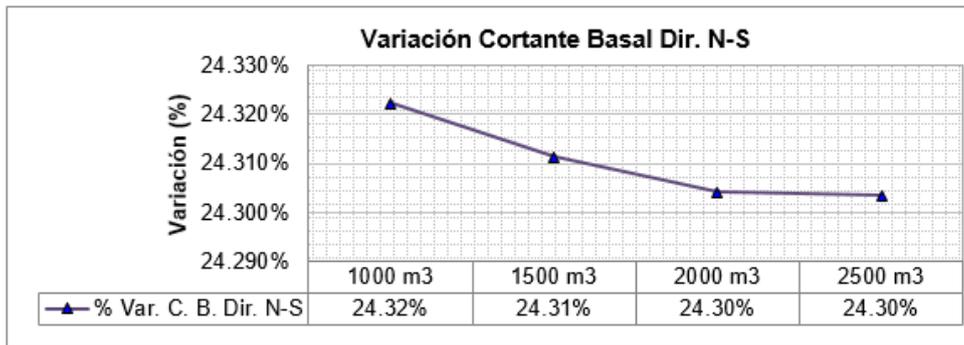


Figura 101. Variación de cortantes basales en reservorios rectangulares Dir. N-S

5.1.2.2. Momentos de volteo en reservorios apoyados rectangulares

Con el procedimiento de la sección 4.2.9.2 en la investigación, se obtuvieron los momentos de volteo con la expresión de la Ec. (2.114) y Ec. (2.115), teniendo en cuenta que éstos se calcularon bajo la condición de incluir la presión en la base (IBP), los mismos que son visualizados en la Figura 102.

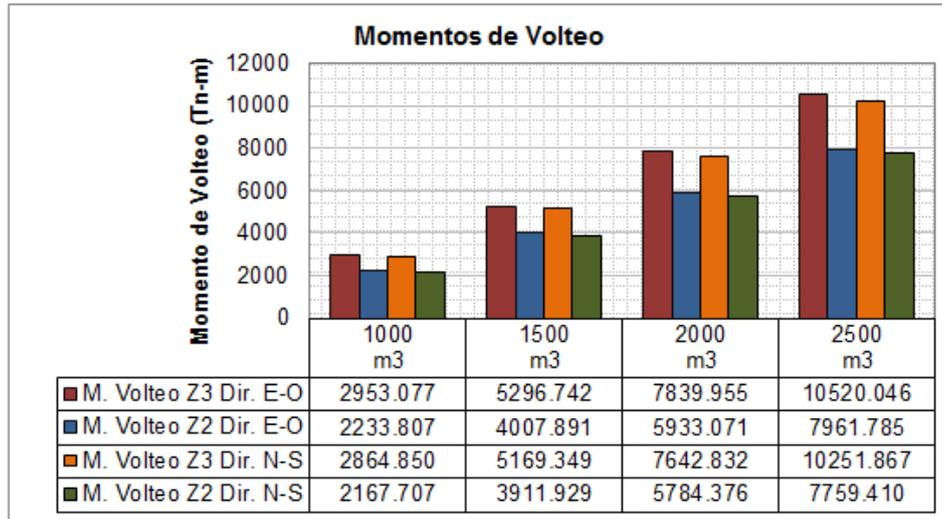


Figura 102. Momentos de volteo en reservorios rectangulares

Con la Ec. (4.4) definida en la sección 4.2.11, se obtuvo la variación en decremento de los momentos de volteo entre las zonas sísmicas 3 y 2, de acuerdo a la dirección en la que se analizó, lo que se muestra en las Figuras 103 y 104.

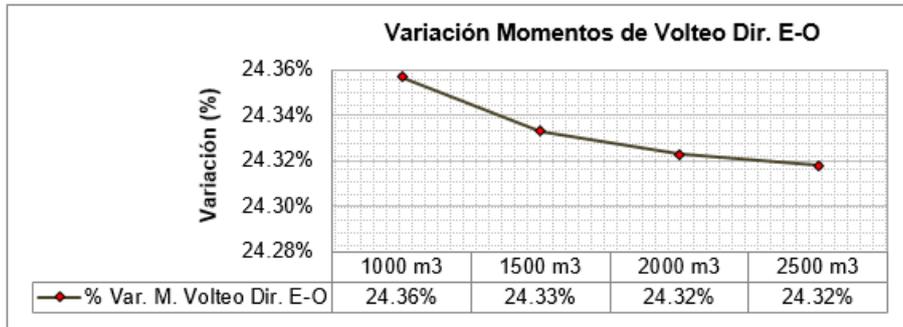


Figura 103. Variación de Momentos de volteo en reservorios rectangulares Dir. E-O

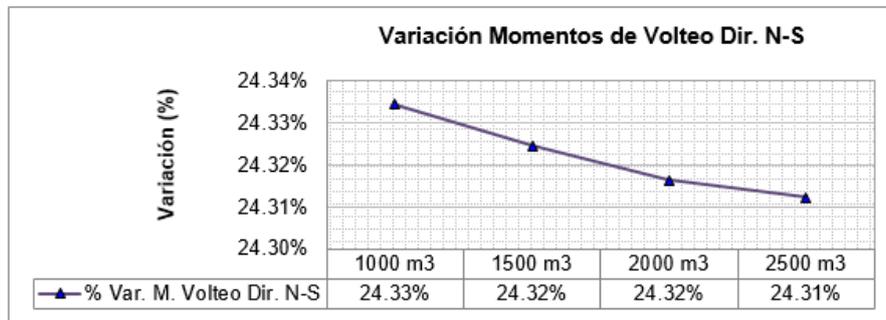


Figura 104. Variación de Momentos de volteo en reservorios rectangulares Dir. N-S

5.1.2.3. Altura de desborde en reservorios rectangulares

De acuerdo a la sección 4.2.8.1 de la investigación, la Figura 105 muestra las alturas de desborde con el empleo de la expresión Ec. (2.108).

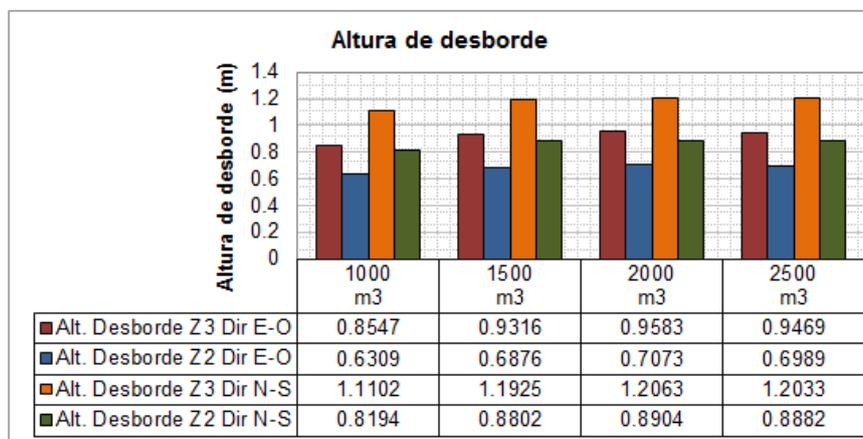


Figura 105. Altura de desborde en reservorios rectangulares

También con la Ec. (4.4) definida en la sección 4.2.11, se obtuvo la variación en decremento de las alturas de desborde entre las zonas sísmicas 3 y 2 para cada volumen de reservorio. Dicha variación se muestra en las Figuras 106 y 107.

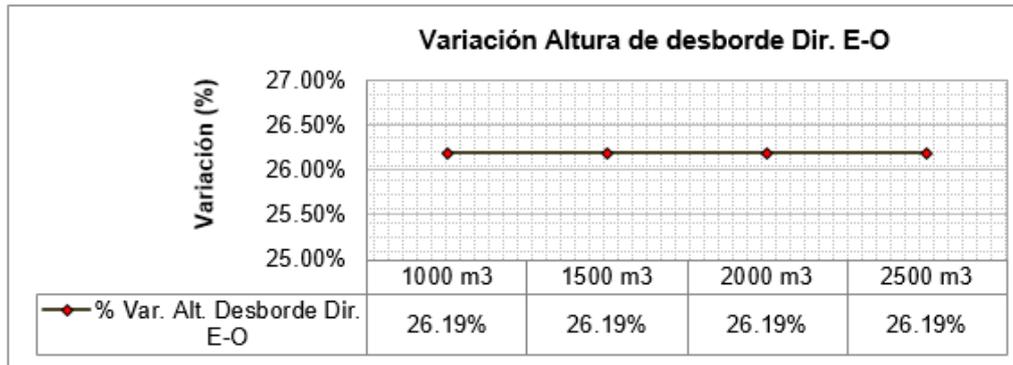


Figura 106. Variación de Altura de desborde en reservorios rectangulares Dir. E-O

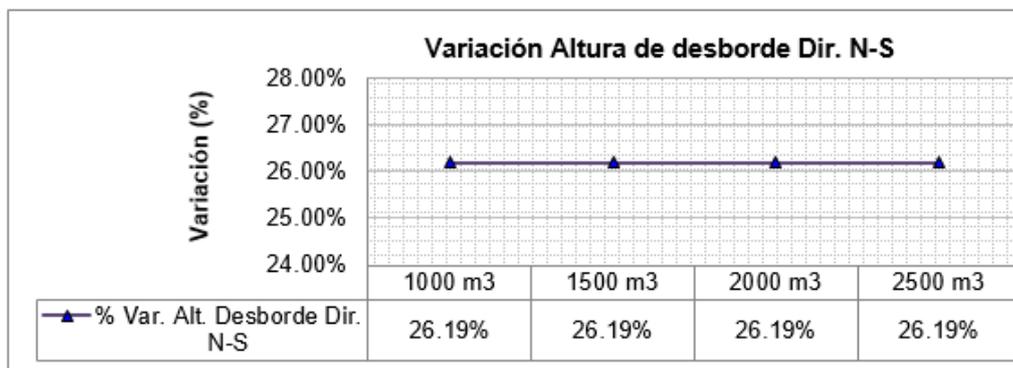


Figura 107. Variación de Altura de desborde en reservorios rectangulares Dir. N-S

5.1.2.4. Cortante diagonal en reservorios rectangulares

Como se indicó en la sección 4.2.10.3 el cortante diagonal se obtuvo distribuyendo el cortante basal en cada muro paralelo a la dirección del sismo; bajo este criterio se muestran los resultados en la Figura 108.

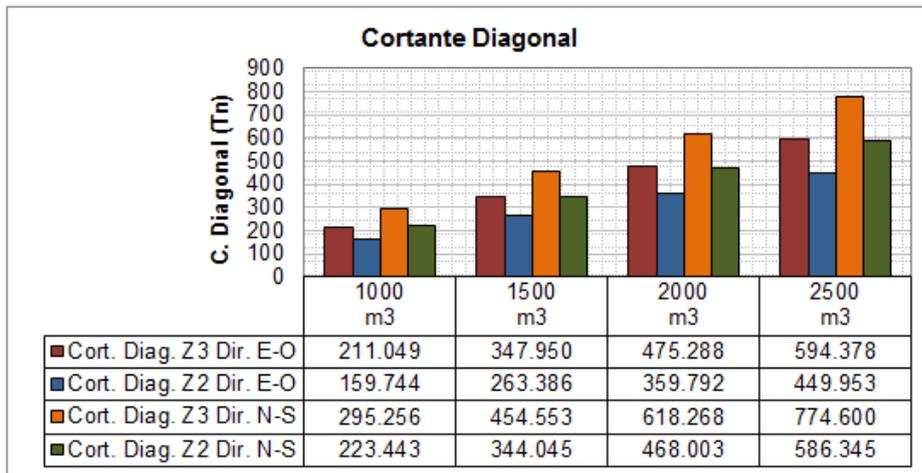


Figura 108. Cortante diagonal en reservorios rectangulares

Con la Ec. (4.4) definida en la sección 4.2.11, se obtuvo la variación en decremento del cortante diagonal entre las zonas sísmicas 3 y 2 en las Figuras 109 y 110.

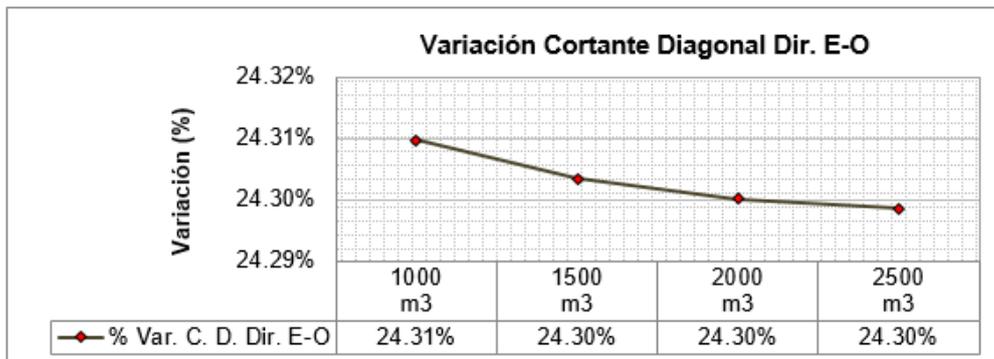


Figura 109. Variación del Cortante diagonal en reservorios rectangulares Dir. E-O

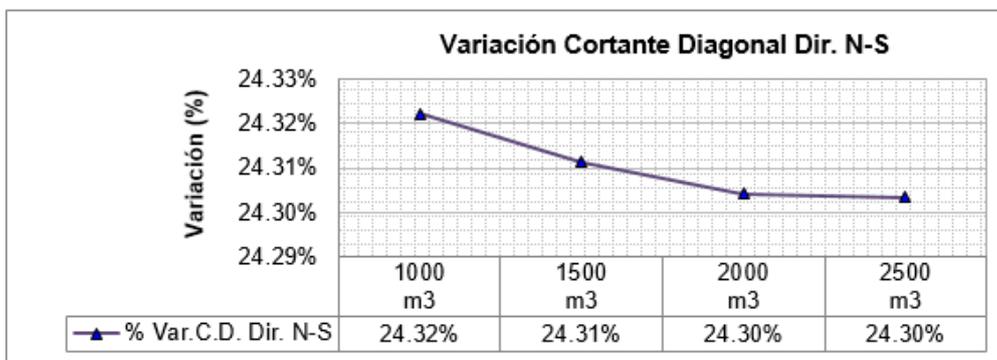


Figura 110. Variación del Cortante diagonal en reservorios rectangulares Dir. N-S

5.1.2.5. Esfuerzo a flexión en reservorios rectangulares

Se obtuvo mediante el modelamiento de los reservorios en el programa SAP 2000 indicado en la sección 4.2.10 de la investigación, considerando el Comb4 para momentos y tensiones. Las figuras mostradas en la sección 4.2.10.3 fueron transformadas a diagramas a lo largo de la pared en los reservorios, considerando los valores más críticos, como se observa en la Figura 111.

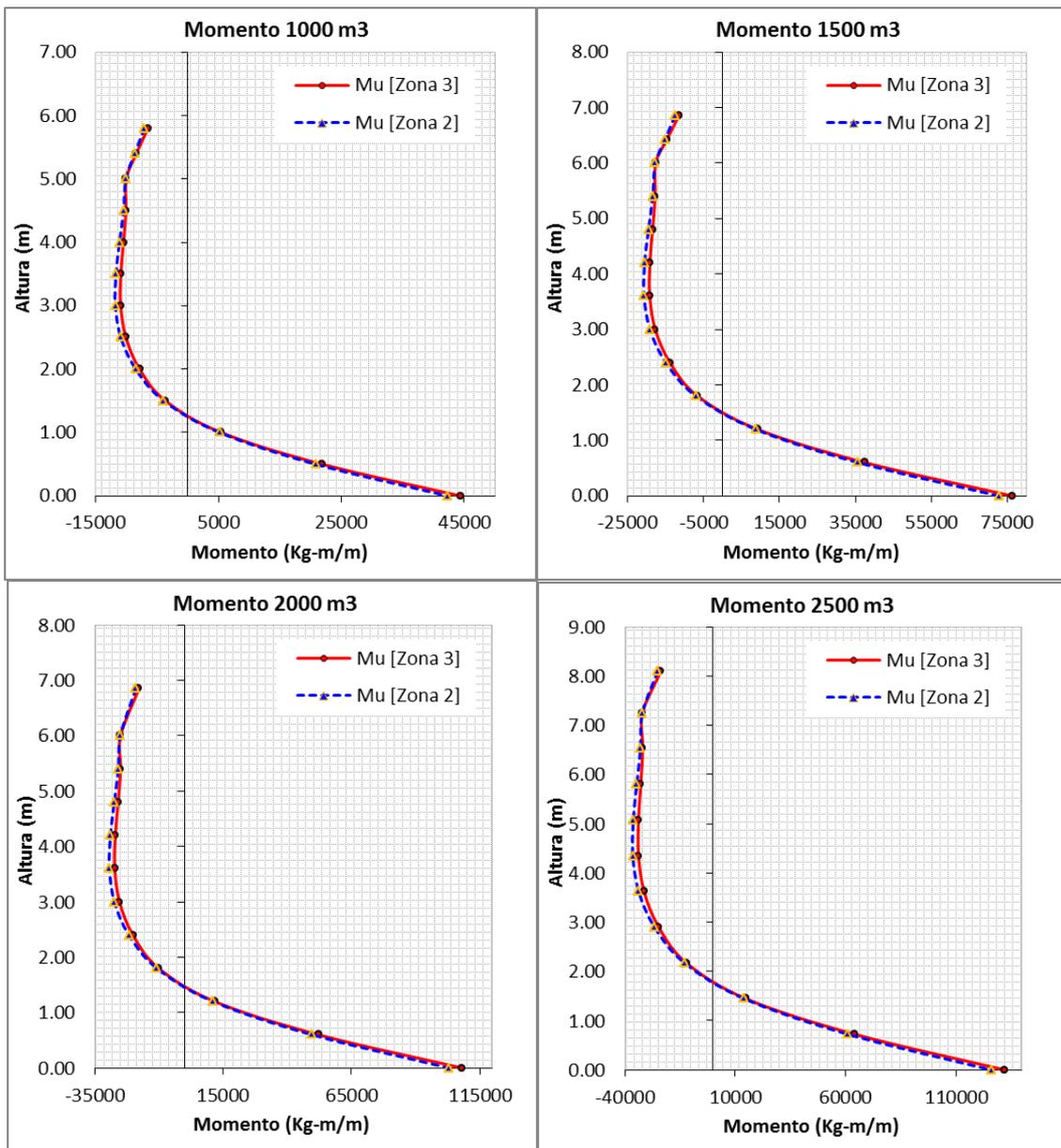


Figura 111. Diagramas de momento en reservorios rectangulares Dir. E-O

Del mismo modo se obtuvo para la otra dirección de análisis, por lo que los diagramas se muestran en la Figura 112.

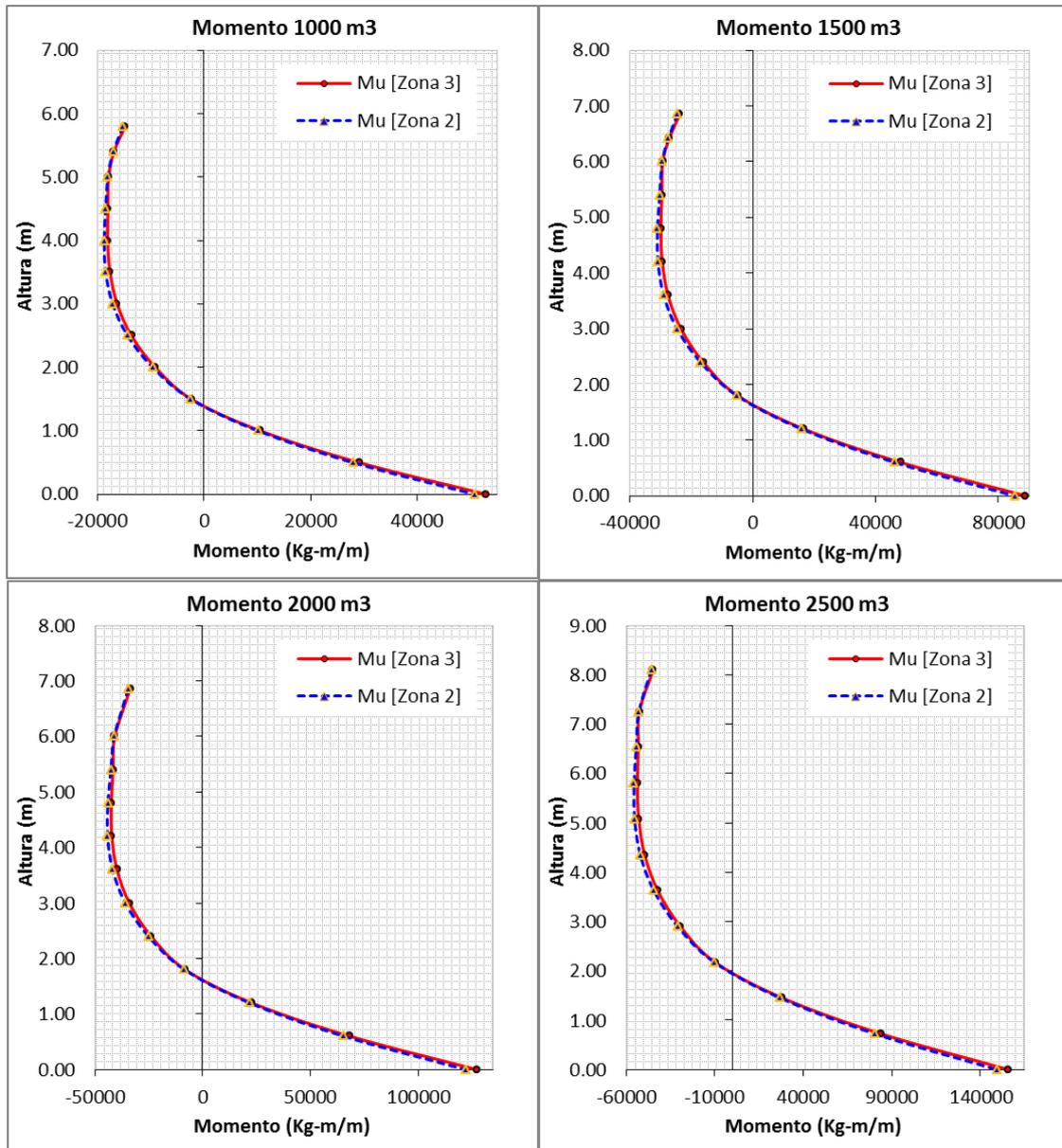


Figura 112. Diagramas de momento en reservorios rectangulares Dir. N-S

En la Figura 113, se muestra el indicador de esfuerzo a flexión, obtenido mediante los valores máximos mostrados en los diagramas de momento, para las zonas sísmicas y volúmenes de reservorios, según cada dirección analizada, que fueron objeto de la investigación.

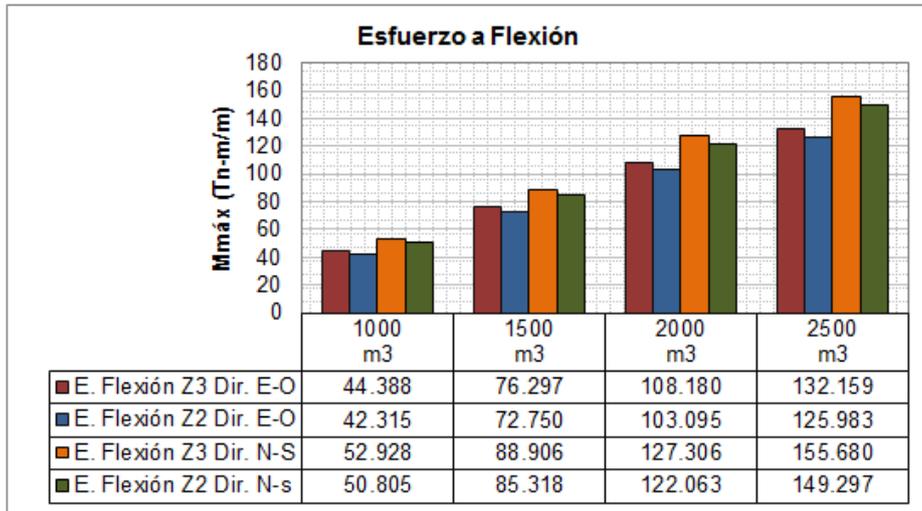


Figura 113. Esfuerzo a flexión en reservorios rectangulares

Con la Ec. (4.4) definida en la sección 4.2.11, se obtuvo la variación en decremento del esfuerzo a flexión entre las zonas sísmicas 3 y 2 como se muestra en las Figuras 114 y 115.

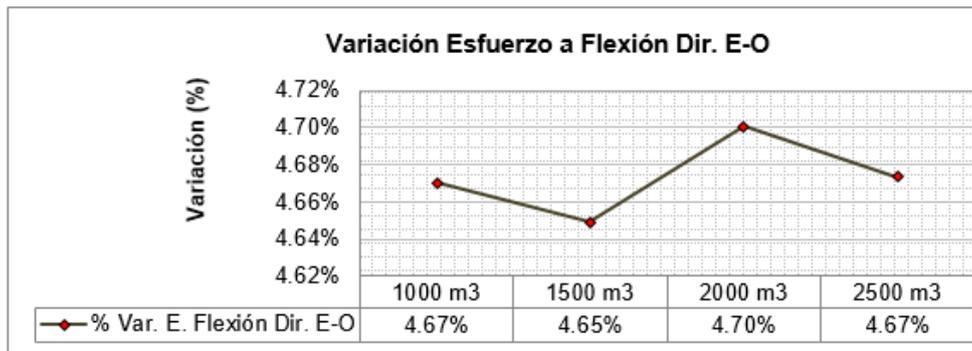


Figura 114. Variación del Esfuerzo a flexión en reservorios rectangulares Dir. E-O

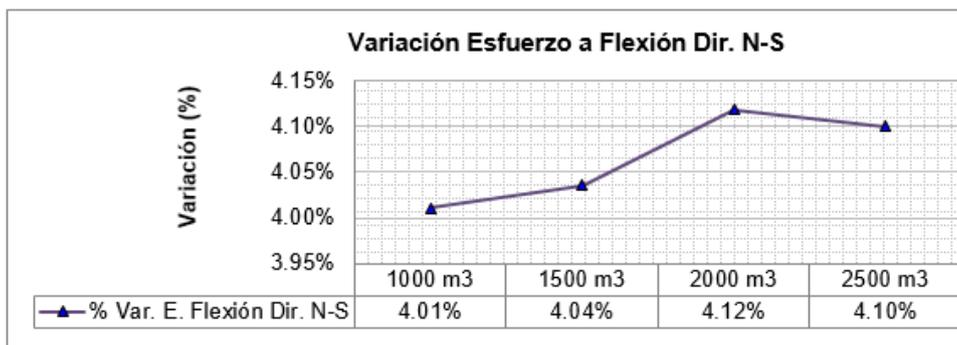


Figura 115. Variación del Esfuerzo a flexión en reservorios rectangulares Dir. N-S

5.1.2.6. Esfuerzo cortante en reservorios rectangulares

También se obtuvo mediante el modelamiento de los reservorios en el programa SAP 2000 indicado en la sección 4.2.10 de la investigación, considerando el Comb4 para cortante. Las figuras mostradas en la sección 4.2.10.3 fueron transformadas a diagramas a lo largo de la pared en los reservorios como se observa en las Figuras 116 y 117, considerando los valores más críticos en los elementos *Shell*.

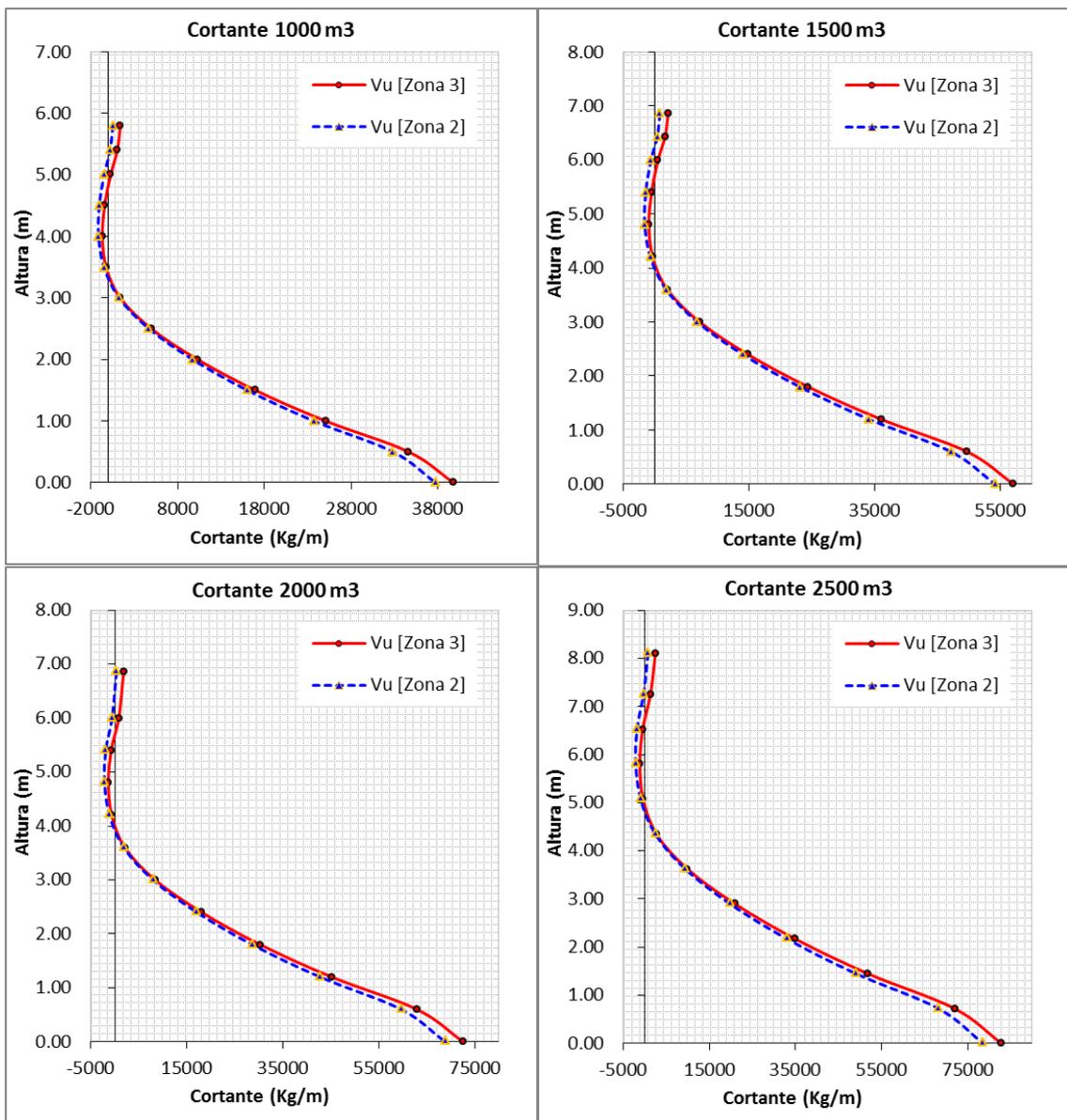


Figura 116. Diagramas de cortante en reservorios rectangulares Dir. E-O

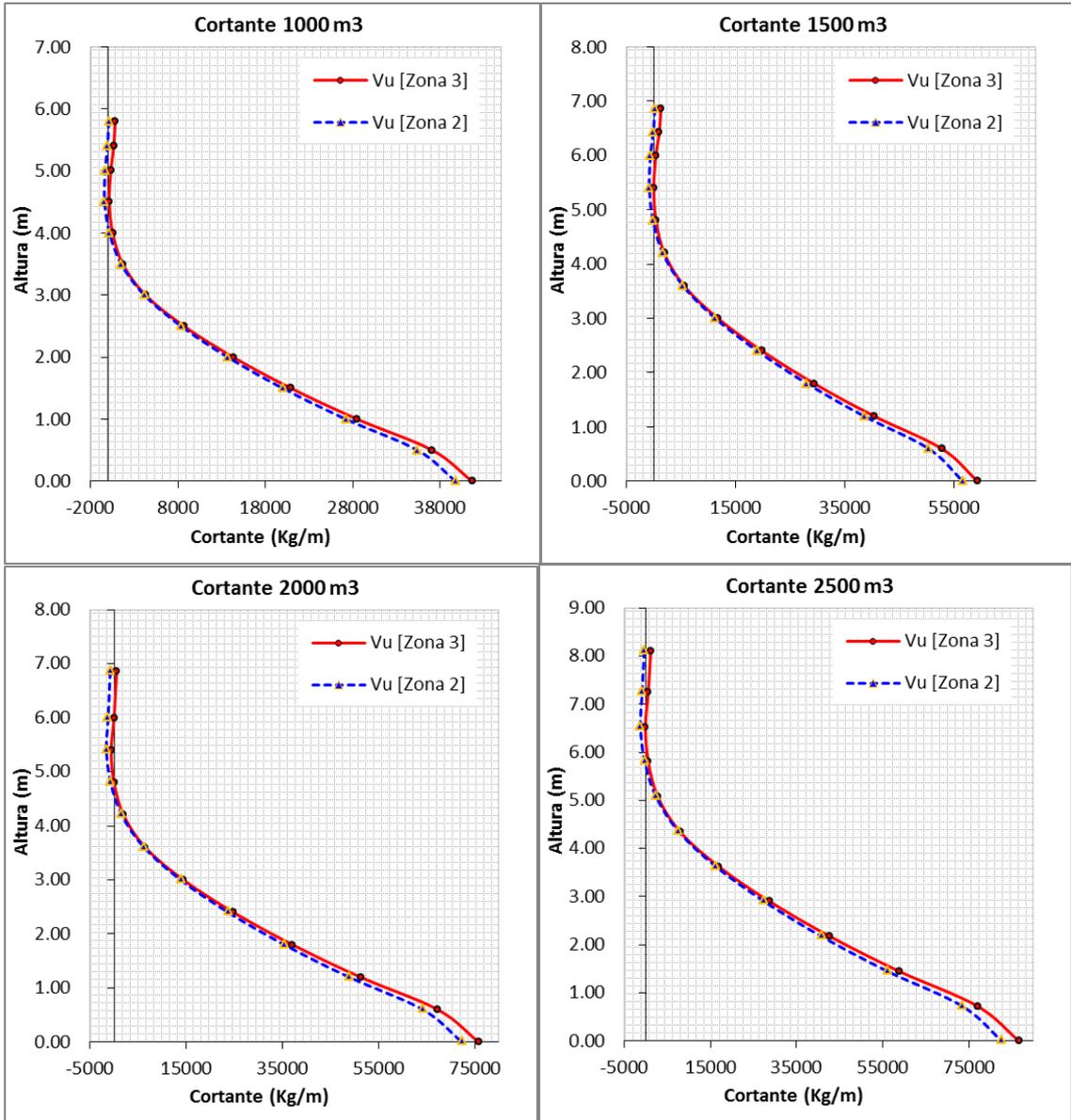


Figura 117. Diagramas de cortante en reservorios rectangulares Dir. N-S

El indicador de esfuerzo cortante, fue obtenido mediante los valores máximos mostrados en los diagramas de cortante, para las zonas sísmicas y volúmenes de reservorios que fueron objeto de la investigación, la Figura 118 muestra dichos resultados.

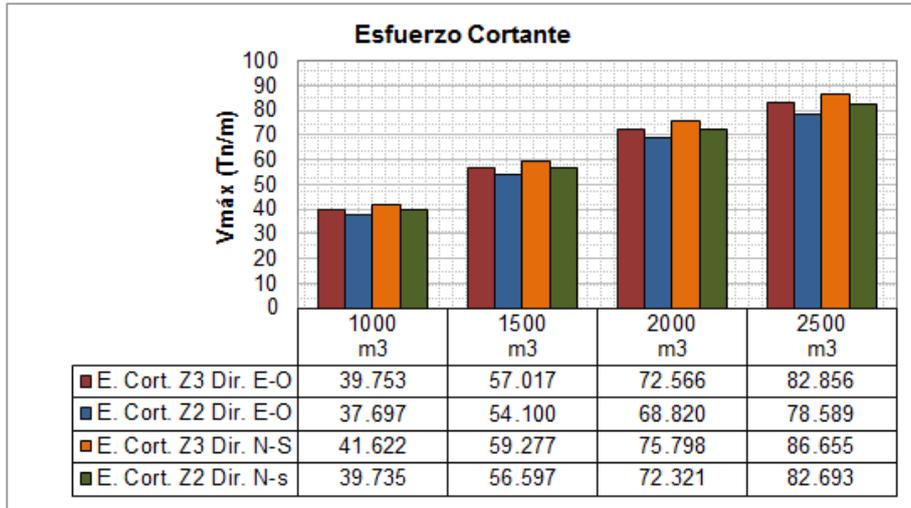


Figura 118. Esfuerzo cortante en reservorios rectangulares

Con la Ec. (4.4) definida en la sección 4.2.11, se obtuvo la variación en decremento del esfuerzo cortante entre las zonas sísmicas 3 y 2 para cada volumen de reservorio, mostrada en las Figuras 119 y 120.

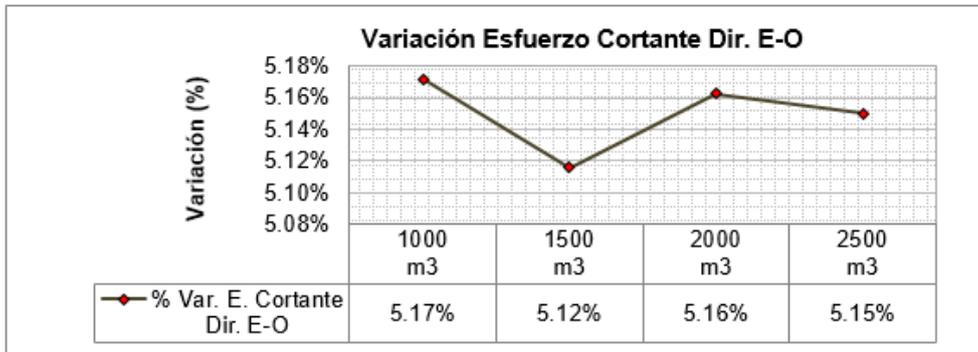


Figura 119. Variación del Esfuerzo cortante en reservorios rectangulares Dir. E-O

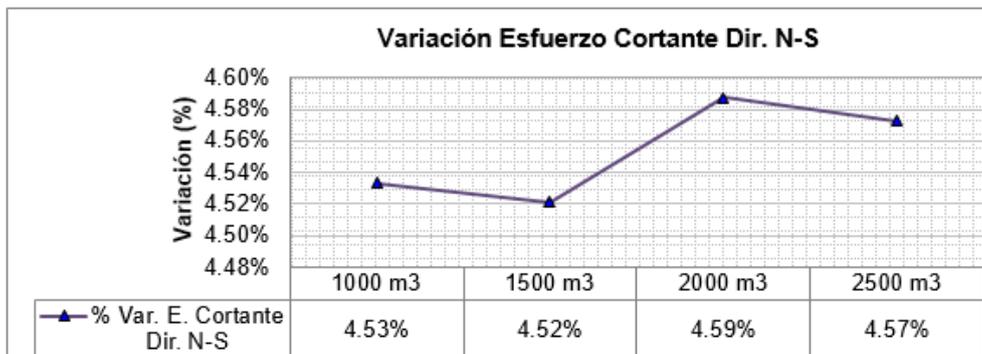


Figura 120. Variación del Esfuerzo cortante en reservorios rectangulares Dir. N-S

5.1.2.7. Deformación máxima en reservorios rectangulares

Con el procedimiento realizado en la sección 4.2.10 de la investigación, donde se realizó el modelamiento de los reservorios, se obtuvieron las deformaciones máximas en los muros, determinadas bajo cargas de servicio, tomando en cuenta únicamente a la combinación de Servicio 2, en la Ec. (4.2), misma que incluye el factor más elevado para la carga sísmica.

Con estas consideraciones, en la Figura 121 se muestran las deformaciones máximas para cada volumen de reservorio, la dirección respectiva del análisis y la zona sísmica correspondiente.

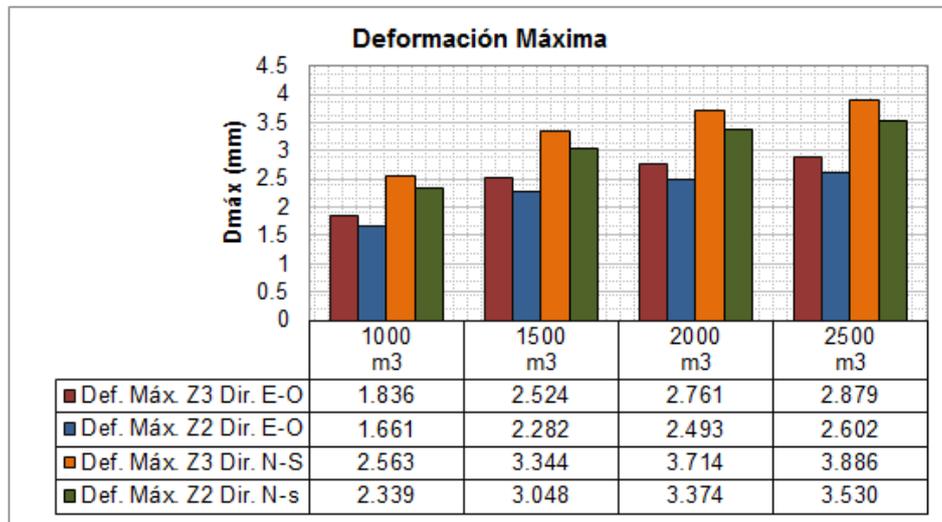


Figura 121. Deformaciones máximas en reservorios rectangulares

Con la Ec. (4.4) definida en la sección 4.2.11, se obtuvo la variación en decremento de las deformaciones máximas del mismo modo en el que se realizó para los reservorios circulares, con la diferencia de que se tuvo en cuenta para cada dirección correspondiente; esta variación fue obtenida entre las zonas sísmicas 3 y 2 para cada volumen de reservorio y es mostrada en las Figuras 122 y 123.

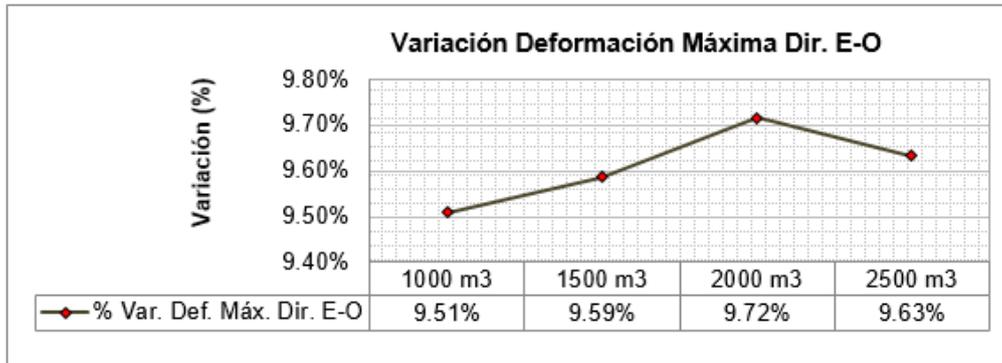


Figura 122. Variación de la Deformación máxima en reservorios rectangulares Dir. E-O

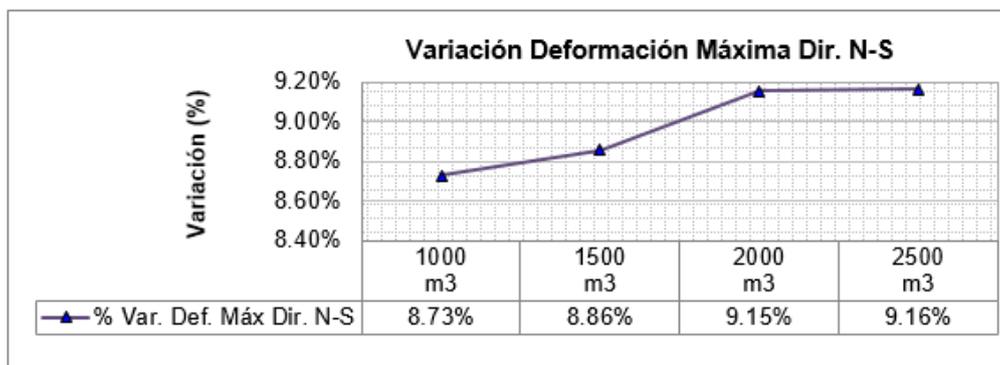


Figura 123. Variación de la Deformación máxima en reservorios rectangulares Dir. N-S

5.1.2.8. Variación del comportamiento sísmico en reservorios rectangulares

De acuerdo con lo indicado en la sección 4.2.11 se determinó el rango de variación en decremento del Comportamiento Sísmico como el porcentaje de variación mínimo, el máximo y el promedio de las variaciones entre cada uno de los indicadores correspondientes.

Cuadro 2. Variación del comportamiento sísmico para reservorios rectangulares

Descripción	Variación				Promedio
	1000 m3	1500 m3	2000 m3	2500 m3	
Dirección E-O					
Cortante Basal	24.31%	24.30%	24.30%	24.30%	24.30%
Momento de Volteo	24.36%	24.33%	24.32%	24.32%	24.33%
Altura de Desborde	26.19%	26.19%	26.19%	26.19%	26.19%
Cortante Diagonal	24.31%	24.30%	24.30%	24.30%	24.30%
Esfuerzo a Flexión	4.67%	4.65%	4.70%	4.67%	4.67%
Esfuerzo Cortante	5.17%	5.12%	5.16%	5.15%	5.15%
Deformación Máxima	9.51%	9.59%	9.72%	9.63%	9.61%
Comportamiento Sísmico Dirección E-O					
% de Variación Mínima	4.67%	4.65%	4.70%	4.67%	4.67%
% de Variación Máxima	26.19%	26.19%	26.19%	26.19%	26.19%
Promedio	16.93%	16.93%	16.96%	16.94%	16.94%
Dirección N-S					
Cortante Basal	24.32%	24.31%	24.30%	24.30%	24.31%
Momento de Volteo	24.33%	24.32%	24.32%	24.31%	24.32%
Altura de Desborde	26.19%	26.19%	26.19%	26.19%	26.19%
Cortante Diagonal	24.32%	24.31%	24.30%	24.30%	24.31%
Esfuerzo a Flexión	4.01%	4.04%	4.12%	4.10%	4.07%
Esfuerzo Cortante	4.53%	4.52%	4.59%	4.57%	4.55%
Deformación Máxima	8.73%	8.86%	9.15%	9.16%	8.97%
Comportamiento Sísmico Dirección N-S					
% de Variación Mínima	4.01%	4.04%	4.12%	4.10%	4.07%
% de Variación Máxima	26.19%	26.19%	26.19%	26.19%	26.19%
Promedio	16.63%	16.65%	16.71%	16.71%	16.68%

5.2. Análisis, interpretación y discusión de resultados

Como se vio en el Capítulo II, la investigación se hizo en base al modelo hidrodinámico propuesto por Housner (1963), ya que, de acuerdo a las investigaciones en el mundo, como concluyen Li y Wang (2012) así como Moslemi y Kianoush (2012), sigue siendo relevante, por ello es considerada en las normas vigentes. En base a ello y a los resultados obtenidos, se realizó la comparación del comportamiento sísmico en cada uno de los indicadores definidos, para cada zonificación sísmica, geometría y volumen respectivo a los reservorios prototipo que fueron predimensionados.

Se destaca que para los objetivos de la investigación y con fines de contrastar la hipótesis, la principal comparación fue la realizada entre las zonas sísmicas 3 y 2, por lo que se mantuvieron constantes las variables de: geometría y volumen, con lo cual se rescata que para cada volumen respectivo, no se variaron los espesores ni dimensiones de los elementos estructurales.

Adicionalmente a ello, se trató de mantener aproximada la relación D/H_L y B/H_L , ya que de acuerdo a CEPIS (2004) y como concluyeron Nuñez y Mosqueira (2014), la esbeltez en los reservorios produce variaciones significativas en su comportamiento estructural.

5.2.1. Comparación del comportamiento sísmico en reservorios apoyados circulares

Teniendo en cuenta que el análisis fue realizado en una sola dirección, dadas las condiciones de simetría de estas estructuras, se observó lo descrito a continuación.

5.2.1.1. Comparación de cortante basal en reservorios circulares

Como se puede observar en la Figura 82, el cortante basal varió ascendentemente conforme se incrementó el volumen de los reservorios prototipo. El mismo, determinado según la Ec. (2.88), es la combinación SRSS que incluye a la componente impulsiva, convectiva y al suelo; mientras el cortante del suelo es constante entre una y otra zona sísmica, debido al estado de reposo en el que se encuentra. Sin embargo, las variaciones principales se deben a las componentes: impulsiva y convectiva, ya que son éstas las que causan el efecto hidrodinámico en los reservorios, mismas que se incrementan de acuerdo a las dimensiones geométricas y al volumen.

Este resultado se obtiene debido a que en todos los casos, la fuerza sísmica está directamente relacionada a una masa, dicha masa se incrementa conforme se tienen estructuras más grandes y en el caso de reservorios, un mayor volumen de almacenamiento, es por ello que en investigaciones como la realizada por Deepak et. al. (2016), pese a las variaciones entre el largo de los tanques rectangulares y su altura, se obtienen incrementos en los cortantes basales conforme se aumenta el volumen.

Respecto a las zonas sísmicas, en todos los casos el cortante basal obtenido para la zona sísmica 3 fue mayor al de la zona 2. Con lo observado en los Capítulos II y IV, las propiedades dinámicas son determinadas en base a la geometría y volumen de los reservorios, lo que marca la diferencia es la zona sísmica, misma que produce diferentes aceleraciones espectrales tanto para la componente impulsiva como la convectiva.

Esta variación se muestra en la Figura 83, destacando que fue ligeramente constante para los volúmenes prototipo en un promedio de 24.30%.

5.2.1.2. Comparación de momentos de volteo en reservorios circulares

Los momentos obtenidos con la Ec. (2.113) y Ec. (2.115), mostraron en la Figura 84, un incremento progresivo conforme aumenta la capacidad de almacenamiento en cada reservorio, de modo similar a los cortantes basales, debido a que están directamente relacionados a la geometría y volumen de los mismos; como ya se explicó la fuerza sísmica está en función directa de la masa, es por ello que en los resultados de Deepak et. al. (2016) también hubo un incremento en el caso de los momentos de volteo a medida que aumentó el volumen.

Tras comparar entre zonas sísmicas, se observó que los momentos de volteo para la zona sísmica 3 fueron mayores a los de la zona sísmica 2, cuya variación se muestra en la Figura 85, variación que de forma similar a los cortantes basales, está en función a las aceleraciones espectrales: impulsiva y convectiva. En este caso, la variación se mantuvo casi constante y en un promedio de 24.33%.

5.2.1.3. Comparación de altura de desborde en reservorios circulares

La altura de desborde obtenida con la Ec. (2.108) no presenta un incremento relacionado directamente con el volumen, a diferencia del cortante basal y momento de volteo; por el contrario, se han determinado resultados muy próximos entre sí como se observa en la Figura 86.

De acuerdo al ASCE 7-10 la altura de desborde está directamente relacionada con la longitud del análisis y con la aceleración espectral de la componente convectiva, misma que disminuye conforme se incrementa el volumen, esto se debe a que los periodos convectivos tienden a crecer conforme la longitud en la dirección del análisis es mayor, produciendo aceleraciones convectivas menores al tener una relación inversa. Por lo tanto, al multiplicarse la longitud por la aceleración espectral convectiva, es que se llegó a tener valores aproximados.

Estos resultados no implican que para cualquier volumen de reservorio se obtengan las mismas de altura de desborde, en la investigación de Deepak et. al. (2016) donde se analizaron reservorios de 50, 100 y 200 m³, son menores, por el mismo hecho de estar relacionadas directamente con la longitud interna del reservorio.

En el caso de la comparación respecto a zonas sísmicas, como se muestra en la Figura 87, las alturas de desborde en la zona 3 fueron mayores a las de la zona 2, cuya variación se mantuvo en un promedio de 26.19%.

Hernández et. al. (2015) determinan un estudio más detallado sobre el efecto del chapoteo mediante procedimientos no lineales obteniendo valores más críticos que en los lineales, sin embargo, estos fueron determinados mediante el uso de registros sísmicos con acelerogramas; por su parte, las expresiones consideradas en las normas de diseño sísmico, como el ASCE/SEI 7-10, siempre tienden a ser más conservadoras garantizando un adecuado comportamiento.

Cabe destacar que los reservorios destinados para agua potable, son estructuras cerradas, para la investigación los modelos poseen una cúpula, sin embargo, la altura de desborde determina un borde libre mínimo ya que las cúpulas o domos son estructuras del tipo cáscara delgada cuya función consiste en trabajar a compresión y no a estados de tensión, debido a sus espesores delgados, por ende, el ASCE/SEI 7-10 exige tener en cuenta dicho cálculo.

5.2.1.4. Comparación de esfuerzo anular en reservorios circulares

La Figura 89 muestra un claro incremento del esfuerzo anular, obtenido como el valor máximo del diagrama de tensión anular y como era de esperarse, su valor aumenta a mayor volumen de reservorio.

Sin embargo, a diferencia de los indicadores anteriores, el porcentaje de variación entre los resultados de las zonas sísmicas 3 y 2 es bastante bajo, como se vio en la Figura 90, se obtuvo un promedio de 4.48%. Esto se debe al factor de durabilidad S_d , que amplifica las combinaciones de carga estáticas, mientras que de acuerdo al Código ACI 350-06, las cargas por sismo no son multiplicadas por dicho factor. Es así que mientras la carga muerta y la presión hidrostática fueron amplificadas por el factor de 3.811764706, a la vez que la carga sísmica sólo fue multiplicada por un valor de 1, disminuyendo notoriamente la variación del esfuerzo anular entre cada zona sísmica.

En adición a lo mencionado, la misma transferencia de fuerzas reduce el porcentaje de variación.

También se observó que en el esfuerzo anular, se obtuvo a una altura cercana a $1/3$ de la altura del muro, sin considerar la viga.

5.2.1.5. Comparación de esfuerzo a flexión en reservorios circulares

En la Figura 92, se observa que de forma similar al esfuerzo anular, el esfuerzo a flexión se incrementa a mayor volumen de reservorio, debido a que mientras hay mayor altura, aumenta la carga distribuida y por lo tanto se desarrolla una mayor flexión; esta distribución de esfuerzos mostrada en la Figura 91, es similar a la que se determina en los casos de carga estáticos desarrollados por la PCA a (1993), con zonas de inflexión para momento positivo, negativo y con la mayor concentración en la base del reservorio.

La forma de distribución de momentos, se debe a las condiciones de contorno que poseen los reservorios circulares con viga anular, ya que su presencia genera un efecto de restricción en la altura del reservorio, por lo tanto, se inicia con un momento positivo superior, para luego pasar a una fase negativa y terminar en un momento positivo máximo en la base.

Como se muestra en la Figura 93, la variación entre las zonas sísmicas 3 y 2, son un poco mayores a las encontradas para el esfuerzo anular, sin embargo, siguen siendo bajas por los mismos motivos ya explicados, es decir: el factor S_d y la distribución de esfuerzos en elementos tipo *Shell*. En este caso, la variación promedio fue de 5.79%.

5.2.1.6. Comparación de esfuerzo cortante en reservorios circulares

Del mismo modo que para los esfuerzos anteriores, el esfuerzo cortante es mayor conforme incrementa el volumen de los reservorios según la Figura 95.

La Figura 94, muestra la distribución del cortante a lo largo de la pared, siendo que los cortantes negativos son bastante bajos para luego incrementarse en la base.

La diferencia con los esfuerzos anteriores, radica en que el factor S_d para la combinación evaluada fue de 3.24 para cargas estáticas, mientras que para la carga sísmica sigue siendo la unidad; es por ello que el porcentaje de variación fue mayor entre las zonas sísmica 3 y 2, llegando a un promedio de 6.90% como se muestra en la Figura 96, además los valores de la zona sísmica 3 fueron los mayores.

5.2.1.7. Comparación de deformación máxima en reservorios circulares

Al igual que en el caso de los esfuerzos, la deformación máxima producida en el muro se incrementa a mayores volúmenes de reservorios, resaltando que en esta ocasión, las deformaciones fueron obtenidas bajo cargas de servicio, considerando que la carga sísmica es multiplicada por un factor de 0.7, en la Ec. (4.2).

La Figura 97 también muestra cómo es que las deformaciones son mayores para la zona sísmica 3 respecto a la zona 2; sin embargo, en la Figura 98, puede observarse como es que el porcentaje de variación decae para el reservorio de 2500 m³, con lo cual se evidencia que para el caso de las deformaciones, no necesariamente se tendrán porcentajes de variación similares.

En este caso, según la Figura 98, el porcentaje de variación promedio fue de 22.50%.

5.2.1.8. Interpretación de la variación del comportamiento sísmico en reservorios circulares

De acuerdo al Cuadro 1, el porcentaje de variación mínima del comportamiento sísmico entre todos los volúmenes es de 4.47%, el mismo que corresponde al indicador de Esfuerzo Anular; como se comentó anteriormente esta variación mínima se debe a las combinaciones de carga y a la influencia del factor medioambiental. En el mismo cuadro, se observa que el porcentaje de variación máxima del comportamiento sísmico es de 26.19%, correspondiente al indicador Altura de Desborde.

El promedio de todos los porcentajes de variación es de 16.36% y en todos los casos, la variación es favorable para la zona sísmica 3, por lo que se deduce que el comportamiento sísmico es más crítico para dicha zona en reservorios circulares.

5.2.2. Comparación del comportamiento sísmico en reservorios apoyados rectangulares

A diferencia de los reservorios circulares, en los rectangulares el análisis fue realizado para ambas direcciones, por tanto, se observó lo descrito a continuación.

5.2.2.1. Comparación de cortante basal en reservorios rectangulares

En la Figura 99 se observa que el cortante basal determinado con la Ec. (2.88) varió ascendentemente conforme se incrementó el volumen de los reservorios prototipo como se vio en los reservorios circulares; así mismo los cortantes en la dirección N-S fueron mayores a los de la dirección E-O a causa de la diferencia en los pesos impulsivos en cada dirección, los mismos que están en función de la longitud y también de la componente convectiva, ya que cuando se reduce la longitud del análisis

los periodos convectivos son menores incrementando las aceleraciones espectrales convectivas, consistente con la investigación de Deepak et. al. (2016).

También se observó que la componente del suelo es mayor en la dirección N-S respecto a la E-O, ya que en todos los volúmenes prototipo, la longitud N-S fue mayor a la correspondiente E-O.

El cortante basal obtenido para la zona sísmica 3 fue mayor al de la zona 2. Esta variación se muestra en la Figura 100 para la dirección E-O con un promedio de 24.30% y Figura 101 para la dirección N-S con un promedio de 24.31%; en ambos casos, la tendencia es casi constante.

5.2.2.2. Comparación de momentos de volteo en reservorios rectangulares

Los momentos obtenidos con la Ec. (2.114) y Ec. (2.115) y mostrados en la Figura 102, se incrementan conforme aumenta el volumen de los reservorios, sin embargo, a diferencia de los cortantes basales, son mayores en la dirección E-O respecto a la N-S, debido a que la altura impulsiva y convectiva en condición IBP fueron mucho mayores para la dirección E-O que para la dirección N-S, ejerciendo un mayor brazo de palanca.

Los resultados de Deepak et. al. (2016) donde se estudiaron reservorios rectangulares, también mostraron de forma implícita esa relación inversa de que a mayor longitud de análisis menores son los momentos de volteo.

Se observó que los momentos de volteo para la zona sísmica 3 fueron mayores a los de la zona sísmica 2, cuya variación en la dirección E-O se muestra en la Figura 103 con un promedio de 24.33%, mientras que para la dirección N-S la variación promedio fue de 24.32%, mostrando en ambos casos tendencias casi constantes.

5.2.2.3. Comparación de altura de desborde en reservorios rectangulares

La Figura 105 muestra las alturas de desborde determinadas con la Ec. (2.108), destacando que existen pequeñas variaciones entre los diferentes volúmenes de reservorios prototipo, incluso las alturas de desborde para el volumen de 2500 m³ decrece ligeramente respecto al de 2000 m³. Esto connota lo expresado para el caso de reservorios circulares y es que en el caso de las alturas de desborde no se puede hacer una generalización en función de su volumen, ya que no sólo depende de la longitud en la que se forma el oleaje sino también de la aceleración convectiva como indica la Norma ASCE/SEI 7-10.

Como se mencionó en el Capítulo II, la altura de desborde es necesaria para determinar un borde libre mínimo, ya que si un reservorio rectangular no posee tal, se produciría derrame de líquido, pérdida de agua potable, entre otros como concluyen Hernández et. al. (2015). Cuando los reservorios poseen una losa de techo, si no se considera un borde libre adecuado se producirán sobrepresiones en los bordes del mismo, generando tensiones para las que no son diseñados, con lo que se producirían fallas estructurales importantes, es por ello que la Norma ASCE/SEI 7-10 muestra esta exigencia.

En la investigación de Deepak et. al. (2016), las variaciones de la altura de desborde, determinada mediante diferentes normas es relativamente baja, en todos los casos los valores menores fueron los del Eurocódigo 8, no se evaluó con el ASCE/SEI 7-10; sin embargo, como se explicó anteriormente, estos valores son conservadores y van siempre del lado de la seguridad.

Pese a que no existe una compatibilidad entre variación de volumen y la altura de desborde, lo que sí mostraron los resultados es que se obtienen mayores valores para la zona sísmica 3 respecto a la zona 2, tanto la Figura 106 como la Figura 107

muestran una variación promedio de 26.19%, mismo porcentaje de variación que en el caso de reservorios circulares.

5.2.2.4. Comparación de cortante diagonal en reservorios rectangulares

La Figura 108 muestra los resultados obtenidos para la cortante diagonal en la dirección respectiva de análisis, la zona sísmica y volumen de reservorio. En este caso, las variaciones entre cortantes diagonales fueron similares a los cortantes basales, ya que de acuerdo al ACI 350.3-06, las cortantes diagonales no son más que la distribución del cortante basal en los muros paralelos a la dirección en la que se analiza; como en este caso todos los reservorios son rectangulares y poseen una sola cámara, por lo que la cortante diagonal se obtuvo dividiendo al cortante basal respectivo entre 2.

Se resalta también que este cortante distribuido en los muros no necesitó ser amplificado por el factor S_d , ya que como se explicó anteriormente las cargas sísmicas no deben ser amplificadas, de acuerdo al Código ACI 350-06.

Bajo estas consideraciones, se observó que para todos los casos, el cortante diagonal fue mayor para la zona sísmica 3 comparada a la zona 2, con los mismos porcentajes de variación determinados para los cortantes basales, de tal modo que en la dirección E-O la variación promedio fue de 24.30%, mientras que en la dirección N-S fue de 24.31%.

5.2.2.5. Comparación de esfuerzo a flexión en reservorios rectangulares

La Figura 113 muestra los resultados respecto al esfuerzo a flexión, obtenido para los reservorios rectangulares para cada dirección y volumen evaluados; estos esfuerzos son los momentos máximos verticales producidos en las paredes, siendo los

mayores valores que resultan en la base como se observa en los diagramas de momento para la dirección E-O en la Figura 111 y en la dirección N-S en la Figura 112.

En los diagramas de momento de las Figuras 111 y 112, puede observarse cómo la distribución del momento difiere respecto a los reservorios circulares, debido a que estas estructuras no son diseñadas con una viga de borde y el techo mismo no va a ejercer el mismo tipo de restricción, es por ello que el momento empieza en una fase negativa y luego pasa a un rango máximo en la base sin notorios puntos de inflexión.

Como se esperó de este indicador, el esfuerzo a flexión se incrementa a medida que el reservorio posee mayor capacidad, siendo mayores los resultados para la dirección N-S que para la dirección E-O, ya que como se ha mencionado anteriormente, en la dirección N-S se posee la mayor longitud para todos los casos.

La variación entre la zona sísmica 3 y la zona sísmica 2, sigue siendo baja del mismo modo que se vio en los reservorios circulares, ya que como se explicó, el factor de amplificación para las cargas estáticas fue de 3.811764706 mientras que para la carga sísmica sólo fue 1 (para la Comb4 correspondiente a Flexión) y en adición a la distribución de esfuerzos se produce la reducción de la variación.

Bajo estas aclaraciones, se obtuvo que la variación del esfuerzo a flexión entre la zona sísmica 3 y la zona 2 fue de 4.67% para la dirección E-O según la Figura 114 y de 4.07% para la dirección N-S según la Figura 115, siendo que en todos los casos los valores son mayores para la zona sísmica 3.

5.2.2.6. Comparación de esfuerzo cortante en reservorios rectangulares

En correlación con el esfuerzo a flexión, la Figura 118 muestra cómo el esfuerzo cortante se incrementa a mayor volumen de reservorio, del mismo modo son mayores los resultados para la dirección N-S respecto a la E-O.

La Figura 116 y Figura 117, muestran la distribución del diagrama para fuerza cortante en la dirección E-O y N-S respectivamente, observándose que los mayores valores siempre son en la base y como se vio en el Capítulo IV estos resultados se obtienen en el punto medio de la pared, distribución similar a lo que muestra la PCA b (1993), ya que por método estático los coeficientes suelen ser mayores en el punto medio ubicado en la base del reservorio; esta distribución no debe variar cuando se aplican cargas sísmicas, ya que el principio de distribución de esfuerzos en elementos *Shell* sigue siendo el mismo.

Al igual que para los reservorios circulares, el factor S_d para la combinación evaluada fue de 3.24 para cargas estáticas, mientras que para la carga sísmica siguió siendo la unidad. El porcentaje de variación entre las zonas sísmicas 3 y 2 fue de 5.15% para la dirección E-O en la Figura 119, mientras que para la dirección N-S la variación promedio fue de 4.55% en la Figura 120, siendo mayores los valores de la zona sísmica 3.

5.2.2.7. Comparación de deformación máxima en reservorios rectangulares

Para el caso de la deformación máxima, se muestra un incremento conforme aumentan los volúmenes de reservorios, siendo que, al igual que en reservorios circulares, las deformaciones fueron obtenidas bajo cargas de servicio, específicamente la combinación de Servicio 2 mostrada en la Ec. (4.2), donde el peso propio y la carga hidrostática se multiplicaron por 1, mientras la carga sísmica fue multiplicada por el factor de 0.7.

La Figura 121, también muestra cómo las deformaciones en la dirección N-S son mayores a las de la E-O, de igual modo que en los casos anteriores, se debe a la mayor longitud que se tiene en dicha dirección.

Lo que se puede visualizar en la Figura 122 y Figura 123, es que los porcentajes de variación son más bajos que para el caso de los reservorios circulares, esto es debido a la forma de distribución de fuerzas que tienen las estructuras, ya que una cáscara cilíndrica no tiene el mismo comportamiento que una cáscara plana con elementos de confinamiento, en cualquiera de los casos, la distribución de los esfuerzos en un reservorio circular es mucho más uniforme, mientras en los rectangulares las deformaciones siempre van a existir mayores deformadas en las zonas no confinadas, mismo comportamiento que se observa en los muros estructurales sometidos a sismo.

Para los resultados de la investigación, se observa que las mayores deformaciones se obtuvieron en la zona central del muro, como se evidenció en el Capítulo IV.

Bajo estas consideraciones, la Figura 122 muestra que el porcentaje de variación promedio en la dirección E-O fue de 9.61%, mientras que la Figura 123 muestra que dicho promedio fue de 8.97% en la dirección N-S, observándose que todos los resultados fueron mayores en la zona sísmica 3 en comparación a la zona 2.

5.2.2.8. Interpretación de la variación del comportamiento sísmico en reservorios rectangulares

Para reservorios rectangulares, el comportamiento sísmico fue analizado en cada dirección, entonces, de acuerdo al Cuadro 2, la variación mínima en la dirección E-O fue de 4.65%, mientras que en la dirección N-S, fue de 4.01%, el mismo que corresponde al indicador de Esfuerzo a Flexión; la cual se debe a las combinaciones de carga y a la influencia del factor medioambiental.

En el mismo cuadro, se observa que el porcentaje de variación máxima del comportamiento sísmico es de 26.19%, correspondiente al indicador Altura de Desborde, el cual se mantiene con el mismo valor para ambas direcciones de análisis.

El promedio de todos los porcentajes de variación es de 16.94% para la dirección E-O y 16.68% para la dirección N-S y en todos los casos, dicha variación es favorable para la zona sísmica 3, por lo que se deduce que el comportamiento sísmico es más crítico para dicha zona en reservorios rectangulares.

5.3. Contrastación de la hipótesis

Como se vio anteriormente, se han obtenido diversos resultados en los modelos evaluados, pero, con el fin de contrastar la hipótesis se ha enfocado mucho más en la variación del comportamiento sísmico entre las zonas sísmicas de Cajamarca, mismas que corresponden a la zona 3 y zona 2 según la NT E.030 del año 2016. Por lo tanto, en los siguientes cuadros se observa el resumen de estas variaciones.

Para reservorios circulares se tuvo lo siguiente.

Cuadro 3. Rango de variación del comportamiento sísmico en reservorios circulares

Descripción	Reservorios Circulares		
	Mínima	Máxima	Promedio
% de Variación	4.47%	26.19%	16.36%

Para reservorios rectangulares se obtuvo lo mostrado a continuación.

Cuadro 4. Rango de variación del comportamiento sísmico en reservorios rectangulares

Descripción	Reservorios Rectangulares		
	Mínima	Máxima	Promedio
% de Variación Dir. E-O	4.65%	26.19%	16.94%
% de Variación Dir. N-S	4.01%	26.19%	16.68%

Como se puede observar en los Cuadros 3 y 4, las variaciones mínimas, máximas y los promedios se encuentran dentro de los rangos planteados por la hipótesis, habiéndose realizado la contrastación de la misma para la investigación; por lo tanto, se puede decir que, tanto para los reservorios apoyados circulares como rectangulares de diferentes volúmenes, el comportamiento sísmico varía entre en 4% a un 30% conforme disminuye la zona sísmica.

CONCLUSIONES

- 1) Se valida la hipótesis puesto que el comportamiento sísmico en reservorios apoyados circulares y rectangulares de diferentes volúmenes difiere entre 4% a 30% al variar las zonas sísmicas de 3 a 2, a las cuales pertenece Cajamarca de acuerdo a la NT E.030 del año 2016, siendo más crítico para la zona sísmica 3.
- 2) En reservorios circulares, el comportamiento sísmico tiene una variación mínima de 4.47%, una variación máxima de 26.19% y un promedio de 16.36%, siendo más crítico para la zona sísmica 3, por lo que se encuentran dentro del rango de variación establecido por la hipótesis.
- 3) En reservorios rectangulares, el comportamiento sísmico tiene una variación mínima de 4.65%, una variación máxima de 26.19% y un promedio de 16.94% para la dirección E-O, mientras que para la dirección N-S la mínima es de 4.01%, la máxima de 26.19% y el promedio de 16.68%, siendo más crítico en todos los casos para la zona sísmica 3, por lo que también se encuentran dentro del rango de variación establecido por la hipótesis.
- 4) El comportamiento sísmico en reservorios circulares y rectangulares es más crítico para la zona sísmica 3 respecto a la zona sísmica 2, a las que corresponde Cajamarca según la NT E.030 del año 2016, ya que todas las variaciones fueron favorables para dicha zona.
- 5) El cortante basal varía en 24.30% para reservorios apoyados circulares, mientras que para los rectangulares varía en 24.30% en la dirección E-O y 24.31% en la

dirección N-S. Este indicador es mayor conforme aumenta el volumen del reservorio apoyado circular o rectangular; así mismo, para los reservorios rectangulares es mayor en la dirección N-S, es decir, en la dirección más corta en la que se analiza.

- 6) El momento de volteo varía 24.33% para reservorios circulares, para los rectangulares varía en 24.33% en la dirección E-O, mientras que en la dirección N-S varía en 24.32%. Este indicador, también se incrementa conforme aumenta el volumen, de forma similar a los cortantes basales, tanto para reservorios apoyados circulares como rectangulares, sin embargo, para reservorios rectangulares, será menor para la dirección N-S, a diferencia del cortante basal.
- 7) La altura de desborde varía 26.19% tanto para reservorios apoyados circulares como rectangulares. En contraste con las fuerzas y esfuerzos, este indicador no sigue una relación proporcional directa con el volumen del reservorio, sino que se mantiene casi constante.
- 8) En reservorios circulares, el esfuerzo anular, considerado como la tensión anular máxima, varía 4.48%. La mayor tensión anular se obtiene cercanamente a un tercio de la altura del muro del reservorio, sin considerar la viga anular, siendo una de las zonas que debe tener mayor reforzamiento en el diseño y construcción de un reservorio circular.
- 9) En reservorios rectangulares la variación de la cortante diagonal fue de 24.30% para la dirección E-O, mientras que para la dirección N-S fue de 24.31%, misma variación determinada en el cortante basal.

- 10) El esfuerzo a flexión varía en 5.79% para reservorios circulares, mientras que para los rectangulares varía 4.67% en la dirección E-O y 4.07% en la dirección N-S. Por otra parte, el esfuerzo cortante varía 6.69% para reservorios circulares, a la vez que para los rectangulares varía 5.15% en la dirección E-O y 4.55% en la dirección N-S.

- 11) La deformación máxima varía en 22.50% para reservorios circulares, en rectangulares varía 9.61% en la dirección E-O y 8.97% en la dirección N-S. Para reservorios circulares, la variación es mayor debido a una configuración estructural uniforme, mientras que los rectangulares al poseer techo y muros perpendiculares a la dirección del sismo, ocasiona que el muro se deforme mucho más en la parte central; por lo que las variaciones son menores debido a la distribución de esfuerzos.

RECOMENDACIONES

- 1) Se recomienda que el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, incorpore una norma peruana que considere los efectos debido a sismo en reservorios, ya que son clasificados como estructuras esenciales, mismas que no deben fallar luego de un evento sísmico.
- 2) Se recomienda que, para el diseño de estas estructuras, se trabaje con todas las combinaciones de diseños estipuladas por el Código ACI 350-06, ya que van a servir para el diseño y verificación de los demás componentes estructurales del reservorio: muros, cúpula, viga anular, losa de fondo, zapata o losa de techo según corresponda.
- 3) Se recomienda que los reservorios sean evaluados bajo las consideraciones de durabilidad estipuladas en el Código ACI 350-06 u otra normatividad similar, por lo que las instituciones locales, regionales y nacionales, deberían implementar esta exigencia en sus términos de referencia.
- 4) La investigación, fue enfocada a la variación de resultados por zona sísmica, por lo que se sugiere que se amplíen investigaciones variando el factor suelo o incluyendo la zona sísmica 1 y la zona 4 de la NT E.030 en la versión más actualizada.
- 5) Como se ha visto, la altura de desborde tiene un comportamiento muy particular, mismo que no depende necesariamente del volumen del reservorio, por lo que

se sugiere que futuras investigaciones sean enfocadas al estudio de este parámetro.

- 6) La investigación, realizó el modelo de Housner bajo la metodología descrita en las normas del ASCE y del ACI que consideran un modelo dinámico simplificado, mediante presiones hidrodinámicas linealizadas; sin embargo, se sugieren futuras líneas de investigación realizando el modelo de masas y resortes de forma explícita, incluyendo un análisis modal de respuesta espectral.
- 7) Cuando se realice el modelo dinámico de masas y resortes de forma explícita en programas computacionales como SAP2000, se recomienda que se hagan modelos por separado: uno con la componente impulsiva, otro con la componente convectiva y un tercero para cargas estáticas, así mismo, los esfuerzos de diseño deben ser obtenidos mediante superposición de casos, con el fin de obtener resultados coherentes.
- 8) Se sugiere realizar investigaciones sobre reservorios elevados, ya que el comportamiento estructural es más crítico y difiere de los apoyados.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1) ACERO, José y MEJIA, Julian. Análisis dinámico de tanques superficiales, circulares y rectangulares [En línea]. Perú: 2005. [Fecha de consulta: 27 de junio de 2017]. Disponible en: <https://vdocuments.site/documents/analisis-dinamico-de-tanquespdf.html>
- 2) ACI 318-14. 2014. Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318SUS-14) y comentario (ACISUSR-14) (Versión en español y en unidades usuales en USA). Estados Unidos: ACI, Mayo de 2014. 592 p.
- 3) ACI 350-06 (a). 2006. Code requirements for environmental engineering concrete structures and commentary (ACI 350-06). Estados Unidos: ACI, 3 de Julio de 2006. 487 p.
- 4) ACI 350.3-06 (b). 2006. Seismic design of liquid-containing concrete structures and commentary (ACI 350.3-06). Estados Unidos: ACI, Noviembre de 2006. 67 p.
- 5) ASCE/SEI 7-10. 2010. Minimum design loads for buildings and other structures. Estados Unidos: ASCE, 2010. 658 p.
- 6) CEPIS/OPS. Guía para el diseño y construcción de reservorios apoyados. Lima-Perú: OPS, 2004. 34 p.
- 7) CHADUVULA, Uma et al. Fluid-Structure-Soil Interaction Effects on Seismic Behavior of Elevated Water Tanks. *Procedia Engineering* [En línea]. 2013, 51. [Fecha de consulta: 27 de Junio de 2017]. Pp 84-91. Disponible en: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705813000155>
- 8) DAS, Braja M. Fundamentos de ingeniería geotécnica. 4ª ed. California – Estados Unidos: Thomson Learning, 2001. 594 p.
- 9) DEEPAK, Kumar et al. Comparative Study of Dynamic Analysis of Rectangular Liquid Filled Containers Using Codal Provisions. *Procedia Engineering* [En línea].

2016, 144. [Fecha de consulta: 27 de Junio de 2017]. Pp 1180-1186. Disponible en:
<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705816303137>

10) GEOCON VIAL – INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L. Informe técnico de mecánica de suelos con fines de cimentación del reservorio apoyado R-6 (1508 m3). Cajamarca-Perú, 2013. 11p.

11) HERNÁNDEZ, Hugo et al. Efecto del oleaje no lineal en tanques de almacenamiento sometidos a sismos intensos. *Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería* [En línea]. 29 de Mayo del 2015, 31, 3. [Fecha de consulta: 27 de Junio de 2017]. Pp 198-206. Disponible en
<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0213131514000571>

12) HOUSNER, George. Dynamic pressures on accelerated fluid containers. *Bulletin of the seismological Society of America*. [En línea]. 1963. [Fecha de consulta: 03 de Julio de 2017]. Pp 15-35. Disponible en
<http://authors.library.caltech.edu/48022/1/15.full.pdf>

13) HUARINGA, Pamela. Evaluación de la respuesta sísmica no lineal de reservorios elevados tipo INTZE. Lima-Perú: PUCP, 2015. 70p.

14) IS 1893 (PART 2). 2006. Criteria for earthquake resistant design of structures: part 2 liquid retaining tanks. India: CED 39, 30 de Junio de 2006. 38 p.

15) KUROIWA, Julio. Gestión de riesgo de desastres sismos y tsunamis [En línea]. Callao – Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2012. [Fecha de consulta: 26 de junio de 2017]. Disponible en:
<http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/difusion/eventos/2012/TOTAL/1.%20Gestión%20de%20Riesgo%20de%20Desastres-Sismos%20y%20Tsunamis.pdf>.

16) LI, Yuchun y WANG, Jinting. A supplementary, exact solution of an equivalent mechanical model for a sloshing fluid in a rectangular tank. *Journal of Fluids and Structures* [En línea]. Marzo-2012, 31. [Fecha de consulta: 27 de Junio de 2017]. Pp 147-151. Disponible en:
<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0889974612000540>

- 17) MARTOS, Francisco y MOSQUEIRA, Roberto. Evaluación de los esfuerzos de un reservorio circular entre el método estático y el método dinámico del diseño sismorresistente. Cajamarca-Perú: UNC, 2013. 111p.
- 18) MORRISON, Nelson. Interacción suelo-estructuras: semi-espacio de Winkler [En línea]. Barcelona-España, 1993. [Fecha de consulta: 02 de Noviembre de 2017]. Disponible en: <https://es.scribd.com/doc/59966677/modulo-de-balasto>
- 19) MOSLEMI, M. y KIANOUSH, M.R. Parametric Study on dynamic behavior of cylindrical ground-supported tanks. *Engineering Structures* [En línea]. 2012, 42. [Fecha de consulta: 27 de Junio de 2017]. Pp 214-230. Disponible en: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029612002210>
- 20) MOSQUEIRA, Miguel. Colapso del reservorio Huayrapongo [diapositivas]. Cajamarca-Perú: Universidad Nacional de Cajamarca, 2014. 50 diapositivas.
- 21) MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE CAJAMARCA. Proyecto: Instalación del reservorio de agua potable R-6 en la ciudad de Cajamarca, provincia de Cajamarca – Cajamarca [En línea]. Cajamarca-Perú: 2013. [Fecha de consulta: 17 de Julio de 2017]. Disponible en: <http://ofi4.mef.gob.pe/bp/ConsultarPIP/frmConsultarPIP.asp?accion=consultar&txtCodigo=241314>
- 22) MUÑOZ, Alejandro et al. Espectros de Diseño para Edificaciones Peruanas [En línea]. Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2013. [Fecha de consulta: 03 de Julio de 2017]. Disponible en: http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/109/2013/12/munoz_alvarado_zavala_zegarra.pdf
- 23) NT E.030. 2016. Diseño Sismorresistente. Lima-Perú: Diario El Peruano, 24 de enero de 2016. 32 p.
- 24) NTE E.030. 2003. Diseño Sismorresistente. Lima-Perú: Diario El Peruano, 02 de abril de 2003. 45 p.

- 25) NUÑEZ, Luis y MOSQUEIRA, Roberto. Esfuerzos hidrodinámicos en reservorios circulares de concreto armado, por la variación de esbeltez; altura del agua – diámetro. Cajamarca-Perú: 2014. 208 p.
- 26) PALOMINO, Alex Henrry. Diseño de Reservorios Apoyados de Concreto Armado con SAP 2000. Cajamarca-Perú: CUPABRI S.R.L., 2014. 160 p.
- 27) PORTLAND Cement Association (PCA) a. Circular Concrete Tanks Without Prestressing. Estados Unidos: PCA, 1993. 59 p.
- 28) PORTLAND Cement Association (PCA) b. Rectangular Concrete Tanks. Estados Unidos: PCA, 1993. 198 p.
- 29) RAI, Durgesh. Performance of elevated tanks in Mw 7.7 Bhuj earthquake of January 26th, 2001. *Proc. Indian. Acad. Sci. (Earth Planet. Sci)* [En línea]. Fecha de publicación: septiembre – 2003, Volumen 112, Número 3. [Fecha de consulta: 21 de junio de 2017]. Pp 421-429. Disponible en: http://home.iitk.ac.in/~dcrai/paper/ias_Bhuj_tanks.pdf
- 30) SILVA, Miguel. Evaluación del comportamiento estructural de reservorios apoyados de concreto armado de sección circular y rectangular. Cajamarca – Perú: UNC, 2013. 112 p.
- 31) TOLEDO, Vlancev. Comentarios al proyecto de la norma E.030 diseño sismorresistente 2014 y propuesta de parámetros Ss y S1 para una probabilidad sísmica del uno por ciento de excedencia en 50 años [En línea]. Perú: Cingcivil. Mayo 2014. [Fecha de consulta: 20 de Junio de 2017]. Disponible en: http://www.cingcivil.com/wp-content/uploads/2014/10/Cingcivil_E030_proyecto_2014.pdf
- 32) TOLEDO, Vlancev. Análisis Sísmico de Estructuras de Concreto Armado [En línea]. Perú: Cingcivil. Agosto 2011. [Fecha de consulta: 20 de Junio de 2017]. Disponible en: http://www.cingcivil.com/Cursos/pluginfile.php/336/mod_resource/content/1/Curso_de_

Especializacion_Calculo_y_Disenio_de_Edificios_de_Concreto_Armado/Calculo_y_Diseno_de_Edificios_de_Concreto_Armado_Cap_02.pdf

33) VILLAREAL, Genner. Diseño sísmico de edificaciones problemas resueltos.

Lima – Perú: Editora & Imprenta Gráfica Norte S.R.L, 2015. 96 p.

APÉNDICE 1

PREDIMENSIONAMIENTO DE RESERVORIOS CIRCULARES

AP.1. Predimensionamiento por Método estático

AP.1.1. Predimensionamiento del espesor del muro

Se procedió a aplicar la ecuación Ec. (2.24) y con ello se determinó la relación necesaria para obtener los coeficientes del método de la PCA.

Tabla 69. Espesor del muro y relación para coeficientes de la PCA

Descripción	Volumen del Reservoirio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Espesor del muro, t_w	30.00 cm	35.00 cm	40.00 cm	40.00 cm
Relación h_w^2/Dt :	13.39	12.90	11.95	12.90

Con las relaciones de la tabla anterior, se procedió a obtener los coeficientes propuestos por la PCA mediante interpolación en la Tabla 1; luego se reemplazaron los valores en las ecuaciones Ec. (2.1) y Ec. (2.2), de tal modo que se calcularon los resultados mostrados a continuación.

Tabla 70. Tensión Anular por Método de la PCA

Altura	w_u (Kg/m ³)	Volumen del Reservorio							
		1000m ³		1500m ³		2000m ³		2500m ³	
		Coef.	T (Kg/m)	Coef.	T (Kg/m)	Coef.	T (Kg/m)	Coef.	T (Kg/m)
0.0 H	2805	-0.003	-428.639	-0.004	-695.690	-0.005	-1172.883	-0.004	-964.469
0.1 H	2805	0.098	14387.020	0.097	18587.783	0.097	22158.322	0.097	25707.788
0.2 H	2805	0.201	29541.909	0.201	38357.473	0.202	46164.353	0.201	53053.283
0.3 H	2805	0.308	45330.553	0.309	58994.860	0.312	71312.300	0.309	81599.634
0.4 H	2805	0.423	62252.592	0.425	81053.430	0.429	98017.640	0.425	112110.852
0.5 H	2805	0.540	79553.306	0.541	103227.807	0.543	124006.862	0.541	142776.190
0.6 H	2805	0.636	93608.986	0.633	120730.756	0.628	143321.363	0.633	166972.970
0.7 H	2805	0.656	96601.570	0.648	123576.529	0.632	144339.410	0.648	170892.288
0.8 H	2805	0.527	77567.892	0.515	98267.715	0.493	112542.547	0.515	135877.378
0.9 H	2805	0.232	34149.122	0.225	42826.239	0.210	48023.676	0.224	59209.781
1.0 H	2805	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Con el fin de comprobar el espesor del muro bajo condiciones agrietamiento como se explicó en el Capítulo II, se procedió a reemplazar valores en las ecuaciones Ec. (2.3) y Ec (2.4).

Tabla 71. Comprobación del módulo de ruptura en el muro

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Tensión Anular, T=	96601.570	123576.529	144339.410	170892.288
Refuerzo requerido, As=	25.56 cm ²	32.69 cm ²	38.19 cm ²	45.21 cm ²
Ancho de cálculo, b=	100.00 cm	100.00 cm	100.00 cm	100.00 cm
Diámetro de Barra, d _b =	5/8 "			
Área de la barra, A _b =	1.98 cm ²			
Espaciamiento, S=	15.00 cm	10.00 cm	10.00 cm	7.50 cm
Área de refuerzo final, Asf=	26.40 cm ²	39.60 cm ²	39.60 cm ²	52.80 cm ²
Módulo de ruptura calculado, fr=	15.74 Kg/cm ²	17.88 Kg/cm ²	17.52 Kg/cm ²	21.06 Kg/cm ²
Módulo de ruptura del concreto, fr=	33.47 Kg/cm ²			

Vemos que para todos los volúmenes de reservorio el módulo de ruptura del concreto fue mayor al calculado.

Con la misma relación h_w^2/Dt , se obtuvieron los coeficientes para cortante máximo haciendo uso de la Tabla 2, procediéndose a calcular el esfuerzo cortante con

la ecuación Ec. (2.5) y luego se comparó con la Ec. (2.6) que determina el esfuerzo cortante nominal del concreto.

Tabla 72. Comprobación del muro por cortante

Volumen del Reservorio	h_w^2/Dt	Coef.	w_u (Kg/m ³)	V (Kg/m)	ϕV_c (Kg/m)
1000 m ³	13.39	0.138	1700	13199.665	18247.414
1500 m ³	12.90	0.140	1700	17255.816	22016.567
2000 m ³	11.95	0.145	1700	20906.032	25785.721
2500 m ³	12.90	0.141	1700	23412.977	25785.721

Como se observa en la tabla, en todos los reservorios el cortante máximo calculado por el método de la PCA fue menor que el cortante nominal que resiste el concreto de acuerdo al espesor asumido del muro.

AP.1.2. Predimensionamiento del espesor de la losa de fondo

Como se mencionó en el Capítulo II, la losa de fondo tuvo un espesor de 20.00 cm en todos los casos, con el fin de evitar el congestionamiento del acero de refuerzo.

AP.1.3. Predimensionamiento de la cúpula del reservorio

Para el espesor de la cúpula (o domo) se determinó primero la geometría de la misma calculando la flecha, el radio interior, el ángulo semicentral y se definió un espesor inicial de 10.00 cm, luego se procedió a calcular el espesor necesario para el metrado de cargas realizado.

Para ello se utilizaron las ecuaciones: Ec. (2.25), Ec. (2.26), Ec. (2.27), Ec. (2.28), Ec. (2.29), Ec. (2.30) y Ec. (2.31); el resumen de los cálculos realizados se muestra a continuación.

Tabla 73. Espesor de cúpula para el reservorio de 1000 m³

Descripción	Valor	Descripción	Valor
Flecha, f=	2.80 m	Peso Propio, PP=	240 Kg/m ²
Radio Interior, rd=	10.150 m	Carga Muerta, CM=	100 Kg/m ²
Ángulo semi central, θ =	43.60282	Carga Viva, L=	50 Kg/m ²
Espesor Inicial to =	0.10 m	Carga Última, Pu=	488 Kg/m ²
Bc =	0.4707	td calculado=	0.53 in

Tabla 74. Espesor de cúpula para el reservorio de 1500 m³

Descripción	Valor	Descripción	Valor
Flecha, f=	3.20 m	Peso Propio, PP=	240 Kg/m ²
Radio Interior, rd=	11.600 m	Carga Muerta, CM=	100 Kg/m ²
Ángulo semi central, θ =	43.60282	Carga Viva, L=	50 Kg/m ²
Espesor Inicial to =	0.10 m	Carga Última, Pu=	488 Kg/m ²
Bc =	0.4707	td calculado=	0.61 in

Tabla 75. Espesor de cúpula para el reservorio de 2000 m³

Descripción	Valor	Descripción	Valor
Flecha, f=	3.60 m	Peso Propio, PP=	240 Kg/m ²
Radio Interior, rd=	12.678 m	Carga Muerta, CM=	100 Kg/m ²
Ángulo semi central, θ =	44.27098	Carga Viva, L=	50 Kg/m ²
Espesor Inicial to =	0.10 m	Carga Última, Pu=	488 Kg/m ²
Bc =	0.4707	td calculado=	0.66 in

Tabla 76. Espesor de cúpula para el reservorio de 2500 m³

Descripción	Valor	Descripción	Valor
Flecha, f=	3.80 m	Peso Propio, PP=	240 Kg/m ²
Radio Interior, rd=	13.775 m	Carga Muerta, CM=	100 Kg/m ²
Ángulo semi central, θ =	43.60282	Carga Viva, L=	50 Kg/m ²
Espesor Inicial to =	0.10 m	Carga Última, Pu=	488 Kg/m ²
Bc =	0.4707	td calculado=	0.72 in

En todos los casos el espesor mínimo de 10.00 cm fue mayor al requerido, por lo tanto se usó dicho espesor para todos los reservorios circulares.

AP.1.4. Predimensionamiento de la viga anular

La viga anular se dimensionó mediante el cálculo de la tensión meridional producida por la cúpula, sumando los efectos de la tensión anular producida por el agua, luego se calculó un área resistente para la sollicitación de dichos esfuerzos, usando las ecuaciones Ec. (2.32), Ec. (2.33), Ec. (2.34) y Ec. (2.35). En este caso se asumieron dimensiones finales en base a múltiplos de 5.00 cm para el ancho y 10.00 cm para la altura, de tal modo que el área final de la viga sea mayor al requerido.

Tabla 77. Dimensionamiento de viga anular para reservorio de 1000 m³

Descripción	Valor	Descripción	Valor
Tensión Meridional, T=	2872.86 Kg/m	Sección Calculada, Ab=	1235.38 cm ²
Tensión en la Viga, Tb=	44104.3 Kg/m	Base de la viga, b=	40.00 cm
As requerido, Ast=	11.67 cm ²	Peralte de la viga, h=	40.00 cm
Módulo de rotura, fr=	33.46640106	Área final de la viga. Ab=	1600 cm ²

Tabla 78. Dimensionamiento de viga anular para reservorio de 1500 m³

Descripción	Valor	Descripción	Valor
Tensión Meridional, T=	3283.26 Kg/m	Sección Calculada, Ab=	1607.17 cm ²
Tensión en la Viga, Tb=	57377.8 Kg/m	Base de la viga, b=	45.00 cm
As requerido, Ast=	15.18 cm ²	Peralte de la viga, h=	40.00 cm
Módulo de rotura, fr=	33.46640106	Área final de la viga. Ab=	1800 cm ²

Tabla 79. Dimensionamiento de viga anular para reservorio de 2000 m³

Descripción	Valor	Descripción	Valor
Tensión Meridional, T=	3605.34 Kg/m	Sección Calculada, Ab=	1933.04 cm ²
Tensión en la Viga, Tb=	69011.4 Kg/m	Base de la viga, b=	50.00 cm
As requerido, Ast=	18.26 cm ²	Peralte de la viga, h=	40.00 cm
Módulo de rotura, fr=	33.46640106	Área final de la viga. Ab=	2000 cm ²

Tabla 80. Dimensionamiento de viga anular para reservorio de 2500 m³

Descripción	Valor	Descripción	Valor
Tensión Meridional, T=	3898.88 Kg/m	Sección Calculada, Ab=	2237.33 cm ²
Tensión en la Viga, Tb=	79874.9 Kg/m	Base de la viga, b=	50.00 cm
As requerido, Ast=	21.13 cm ²	Peralte de la viga, h=	50.00 cm
Módulo de rotura, fr=	33.46640106	Área final de la viga. Ab=	2500 cm ²

AP.1.5. Predimensionamiento de la cimentación

Las dimensiones de la cimentación fueron obtenidas en 3 etapas: se determinó la capacidad admisible del suelo, luego se determinó el ancho de la cimentación y posteriormente su espesor.

Para obtener la capacidad admisible del suelo, se procedió a definir como ancho de cimentación a la longitud externa de toda la base del reservorio, de tal modo que para reservorios circulares tanto B como L son iguales a dicha longitud; además de ello, se tuvo en cuenta los parámetros que se muestran a continuación.

Tabla 81. Datos de suelo y cimentación en reservorios circulares

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Ancho B:	15.20m	17.70m	19.70m	21.20m
Longitud L:	15.20m	17.70m	19.70m	21.20m
Ángulo de inclinación, β :	0.00°	0.00°	0.00°	0.00°
Ángulo de fricción, ϕ :	11.24°	11.24°	11.24°	11.24°
Profundidad de desplante, D _f :	1.30m	1.50m	1.60m	1.60m
Cohesión, c:	0.26 Kg/cm ²	0.26 Kg/cm ²	0.26 Kg/cm ²	0.26 Kg/cm ²
Peso específico del suelo, γ_s :	1.62 g/cm ³	1.62 g/cm ³	1.62 g/cm ³	1.62 g/cm ³
Esfuerzo efectivo, q:	0.21 Kg/cm ²	0.24 Kg/cm ²	0.26 Kg/cm ²	0.26 Kg/cm ²
Factor de seguridad, FS:	3	3	3	3

Con los datos que se mostraron en la tabla anterior, se procedió a determinar la capacidad neta del suelo usando las ecuaciones Ec. (2.37), Ec. (2.38), Ec. (2.39), Ec. (2.40) y Ec. (2.41) y tras reemplazar los valores se obtienen las capacidades admisibles.

Tabla 82. Capacidad admisible en reservorios circulares

Parámetro / Descripción		Volumen del Reservorio			
		1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Factores de Carga	N _c :	8.912	8.912	8.912	8.912
	N _q :	2.771	2.771	2.771	2.771
	N _γ :	1.499	1.499	1.499	1.499
Factores de Forma	F _{cs} :	1.311	1.311	1.311	1.311
	F _{qs} :	1.199	1.199	1.199	1.199
	F _{ys} :	0.600	0.600	0.600	0.600
Factores de Profundidad	F _{cd} :	1.034	1.034	1.032	1.030
	F _{qd} :	1.022	1.022	1.021	1.019
	F _{γd} :	1.000	1.000	1.000	1.000
Factores de Inclinación	F _{ci} :	1.000	1.000	1.000	1.000
	F _{qi} :	1.000	1.000	1.000	1.000
	F _{γi} :	1.000	1.000	1.000	1.000
	q _u =	4.96 Kg/cm ²	5.25 Kg/cm ²	5.45 Kg/cm ²	5.55 Kg/cm ²
	q _{neto} =	4.75 Kg/cm ²	5.01 Kg/cm ²	5.19 Kg/cm ²	5.29 Kg/cm ²
	q_{adm}=	1.58 Kg/cm²	1.67 Kg/cm²	1.73 Kg/cm²	1.76 Kg/cm²

Una vez que se obtuvo la capacidad admisible, se asumió un ancho de cimentación para luego comprobar si el esfuerzo producido en el suelo es menor al admisible, pero además se tuvo en cuenta que el ancho definitivo debe ser mayor al voladizo de la base, sumado al espesor del muro del reservorio y a 1.5 veces el peralte con fines de verificación del cortante.

Tabla 83. Cálculo del ancho de cimentación para reservorio de 1000 m³

Dimensionamiento del Ancho de la Cimentación	
Capacidad Portante, σ_s =	1.58 Kg/cm ²
Longitud del Voladizo, a=	0.30 m
Esfuerzo Neto del Suelo, σ_{ns} =	1.58 Kg/cm ²
Diámetro mayor, D:	15.20 m
Ancho asumido de la Cimentación, B=	1.60 m
Ancho interior de la Cimentación, B'=	1.00 m
Ancho Redondeado de la Cimentación, B=	1.60 m
Peso del Agua, Q _v w=	6500 Kg/m
Peso del Suelo, Q _v s=	534.6 Kg/m
Peso Muro y viga, P _m =	5496 Kg/m
Peso Techo, P _r =	974.4 Kg/m
Peso Total, Q _R =	13505 Kg/m
Ancho requerido de la Cimentación, B=	0.85 m
Esfuerzo calculado con la Cimentación asumida=	0.84 Kg/cm ²

Tabla 84. Cálculo del ancho de cimentación para reservorio de 1500 m³

Dimensionamiento del Ancho de la Cimentación	
Capacidad Portante, σ_s =	1.67 Kg/cm ²
Longitud del Volazido, a=	0.50 m
Esfuerzo Neto del Suelo, σ_{ns} =	1.67 Kg/cm ²
Diámetro mayor, D:	17.70 m
Ancho asumido de la Cimentación, B=	2.00 m
Ancho interior de la Cimentación, B'=	1.15 m
Ancho Redondeado de la Cimentación, B=	2.00 m
Peso del Agua, Q_{vw} =	8625 Kg/m
Peso del Suelo, Q_{vs} =	1053 Kg/m
Peso Muro y viga, P_m =	7236 Kg/m
Peso Techo, P_r =	1113.6 Kg/m
Peso Total, Q_R =	18027.6 Kg/m
Ancho requerido de la Cimentación, B=	1.08 m
Esfuerzo calculado con la Cimentación asumida=	0.90 Kg/cm ²

Tabla 85. Cálculo del ancho de cimentación para reservorio de 2000 m³

Dimensionamiento del Ancho de la Cimentación	
Capacidad Portante, σ_s =	1.73 Kg/cm ²
Longitud del Volazido, a=	0.60 m
Esfuerzo Neto del Suelo, σ_{ns} =	1.73 Kg/cm ²
Diámetro mayor, D:	19.70 m
Ancho asumido de la Cimentación, B=	2.50 m
Ancho interior de la Cimentación, B'=	1.50 m
Ancho Redondeado de la Cimentación, B=	2.50 m
Peso del Agua, Q_{vw} =	12300 Kg/m
Peso del Suelo, Q_{vs} =	1360.8 Kg/m
Peso Muro y viga, P_m =	8928 Kg/m
Peso Techo, P_r =	1237.729 Kg/m
Peso Total, Q_R =	23826.53 Kg/m
Ancho requerido de la Cimentación, B=	1.38 m
Esfuerzo calculado con la Cimentación asumida=	0.95 Kg/cm ²

Tabla 86. Cálculo del ancho de cimentación para reservorio de 2500 m³

Dimensionamiento del Ancho de la Cimentación	
Capacidad Portante, σ_s =	1.76 Kg/cm ²
Longitud del Volazido, a=	0.70 m
Esfuerzo Neto del Suelo, σ_{ns} =	1.76 Kg/cm ²
Diámetro mayor, D:	21.20 m
Ancho asumido de la Cimentación, B=	2.90 m
Ancho interior de la Cimentación, B'=	1.80 m
Ancho Redondeado de la Cimentación, B=	2.90 m
Peso del Agua, Q_{vw} =	16020 Kg/m
Peso del Suelo, Q_{vs} =	1587.6 Kg/m
Peso Muro y viga, P_m =	9624 Kg/m
Peso Techo, P_r =	1322.4 Kg/m
Peso Total, Q_R =	28554 Kg/m
Ancho requerido de la Cimentación, B=	1.62 m
Esfuerzo calculado con la Cimentación asumida=	0.98 Kg/cm ²

Una vez determinado el ancho de la cimentación, se procedió a determinar el peralte total y el peralte efectivo de la cimentación, para lo cual se emplearon las ecuaciones Ec. (2.42), Ec. (2.43) y Ec. (2.44).

Tabla 87. Cálculo del espesor y peralte de cimentación reservorio de 1000 m³

Espesor y Peralte Efectivo de la Cimentación	
Longitud de desarrollo, d_c =	29.8845cm
Presión de Diseño, σ_{nu} =	1.304 Kg/cm ²
Peralte efectivo de Cimentación, d=	17.26266 cm
Recubrimiento, r_c =	7.5 cm
Espesor total de la Cimentación, hZ=	38.1782cm
Espesor Definitivo, hz=	40.00cm
Peralte final de Cimentación, d=	31.70625 cm

Tabla 88. Cálculo del espesor y peralte de cimentación reservorio de 1500 m³

Espesor y Peralte Efectivo de la Cimentación	
Longitud de desarrollo, d_c =	29.8845cm
Presión de Diseño, σ_{nu} =	1.391 Kg/cm ²
Peralte efectivo de Cimentación, d =	21.18586 cm
Recubrimiento, r_c =	7.5 cm
Espesor total de la Cimentación, h_z =	38.1782cm
Espesor Definitivo, h_z =	40.00cm
Peralte final de Cimentación, d =	31.70625 cm

Tabla 89. Cálculo del espesor y peralte de cimentación reservorio de 2000 m³

Espesor y Peralte Efectivo de la Cimentación	
Longitud de desarrollo, d_c =	29.8845cm
Presión de Diseño, σ_{nu} =	1.482 Kg/cm ²
Peralte efectivo de Cimentación, d =	29.42925 cm
Recubrimiento, r_c =	7.5 cm
Espesor total de la Cimentación, h_z =	38.1782cm
Espesor Definitivo, h_z =	40.00cm
Peralte final de Cimentación, d =	31.70625 cm

Tabla 90. Cálculo del espesor y peralte de cimentación reservorio de 2500 m³

Espesor y Peralte Efectivo de la Cimentación	
Longitud de desarrollo, d_c =	29.8845cm
Presión de Diseño, σ_{nu} =	1.544 Kg/cm ²
Peralte efectivo de Cimentación, d =	36.79693 cm
Recubrimiento, r_c =	7.5 cm
Espesor total de la Cimentación, h_z =	45.0907cm
Espesor Definitivo, h_z =	50.00cm
Peralte final de Cimentación, d =	41.70625 cm

AP.1.6. Verificación de la estabilidad vertical

Se realizó el metrado de cargas correspondiente al peso propio de cada uno de los reservorios para luego verificar la estabilidad vertical de acuerdo a las expresiones Ec. (2.45), Ec. (2.46) y Ec. (2.47).

Tabla 91. Estabilidad vertical para reservorio de 1000 m³

Descripción	Valor calculado
Peso del muro =	229655.45 Kg
Peso de la viga anular =	17371.75 Kg
Peso de la cúpula =	42856.35 Kg
Peso de la losa de fondo =	87100.03 Kg
Peso total del reservorio =	376983.58 Kg
Peso del relleno =	25024.48 Kg
Peso total =	402008.06 Kg
Área del Reservorio =	167.42 m ²
Presión ejercida por el suelo: $P_s = \gamma_s(H_s + t_f)$ =	2106.00 Kg/m ²
Fuerza de Empuje FE = $P_s \cdot \text{Área del Reservorio}$ =	352576.99 Kg
Factor de seguridad por estabilidad vertical, FS=	1.14

Tabla 92. Estabilidad vertical para reservorio de 1500 m³

Descripción	Valor calculado
Peso del muro =	349487.73 Kg
Peso de la viga anular =	22325.41 Kg
Peso de la cúpula =	55975.64 Kg
Peso de la losa de fondo =	118107.55 Kg
Peso total del reservorio =	545896.33 Kg
Peso del relleno =	56899.27 Kg
Peso total =	602795.60 Kg
Área del Reservorio =	219.04 m ²
Presión ejercida por el suelo: $P_s = \gamma_s(H_s + t_f)$ =	2430.00 Kg/m ²
Fuerza de Empuje FE = $P_s \cdot \text{Área del Reservorio}$ =	532266.46 Kg
Factor de seguridad por estabilidad vertical, FS=	1.13

Tabla 93. Estabilidad vertical para reservorio de 2000 m³

Descripción	Valor calculado
Peso del muro =	480377.16 Kg
Peso de la viga anular =	27444.95 Kg
Peso de la cúpula =	68825.38 Kg
Peso de la losa de fondo =	146306.48 Kg
Peso total del reservorio =	722953.98 Kg
Peso del relleno =	81654.01 Kg
Peso total =	804608.00 Kg
Área del Reservorio =	268.80 m ²
Presión ejercida por el suelo: $P_s = \gamma_s(H_s + t_f)$ =	2592.00 Kg/m ²
Fuerza de Empuje FE = $P_s \cdot \text{Área del Reservorio}$ =	696736.14 Kg
Factor de seguridad por estabilidad vertical, FS=	1.15

Tabla 94. Estabilidad vertical para reservorio de 2500 m³

Descripción	Valor calculado
Peso del muro =	549984.80 Kg
Peso de la viga anular =	36756.63 Kg
Peso de la cúpula =	78934.40 Kg
Peso de la losa de fondo =	169434.89 Kg
Peso total del reservorio =	835110.73 Kg
Peso del relleno =	102245.65 Kg
Peso total =	937356.37 Kg
Área del Reservorio =	307.91 m ²
Presión ejercida por el suelo: $P_s = \gamma_s(H_s + t_f)$ =	2592.00 Kg/m ²
Fuerza de Empuje FE = $P_s \cdot \text{Área del Reservorio}$ =	798096.23 Kg
Factor de seguridad por estabilidad vertical, FS=	1.17

Para todos los casos el factor de seguridad por estabilidad vertical es mayor a 1.10, por lo tanto se verificó dicho parámetro.

APÉNDICE 2

PREDIMENSIONAMIENTO DE RESERVORIOS RECTANGULARES

AP.2. Predimensionamiento por Método estático

AP.2.1. Predimensionamiento del espesor del muro

Para el caso de la investigación, se trabajaron los reservorios bajo la condición de contorno del caso 4 mostrado en la Figura 20 ya que se tiene una losa de techo, por lo tanto, se procedió a determinar las relaciones entre el largo y la altura del muro para cada dirección, así como la carga unitaria usando la ecuación Ec. (2.21). En este caso, el muro del reservorio rectangular sólo se verificó para condiciones de cortante de acuerdo a lo explicado en el Capítulo II.

Tabla 95. Relación longitud y altura para cada dirección y carga unitaria

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Para el muro Largo: L/hw=	3.45	3.07	2.97	3.05
Para el muro Corto: B/hw=	1.72	1.75	1.70	1.73
	q= 5800 Kg/m ²	6850 Kg/m ²	7650 Kg/m ²	8100 Kg/m ²

Mediante interpolación en la Tabla 4 se obtuvo el coeficiente respectivo para cortante; luego se reemplazaron los valores en Ec. (2.20).

Tabla 96. Cortante en reservorio rectangular de 1000 m³

<u>Para El Muro Largo</u>		<u>Para El Muro Corto</u>	
Borde inferior - Punto medio	0.400	Borde inferior - Punto medio	0.389
Borde lateral - Máximo	0.260	Borde lateral - Máximo	0.260
Borde lateral - Punto medio	0.260	Borde lateral - Punto medio	0.260
Borde sup. - Punto medio	0.106	Borde sup. - Punto medio	0.110
Cortante Máximo V=	13456.00 Kg	Cortante Máximo V=	13084.80 Kg

Tabla 97. Cortante en reservorio rectangular de 1500 m³

<u>Para El Muro Largo</u>		<u>Para El Muro Corto</u>	
Borde inferior - Punto medio	0.400	Borde inferior - Punto medio	0.390
Borde lateral - Máximo	0.260	Borde lateral - Máximo	0.260
Borde lateral - Punto medio	0.260	Borde lateral - Punto medio	0.260
Borde sup. - Punto medio	0.109	Borde sup. - Punto medio	0.110
Cortante Máximo V=	18769.00 Kg	Cortante Máximo V=	18303.20 Kg

Tabla 98. Cortante en reservorio rectangular de 2000 m³

<u>Para El Muro Largo</u>		<u>Para El Muro Corto</u>	
Borde inferior - Punto medio	0.400	Borde inferior - Punto medio	0.388
Borde lateral - Máximo	0.260	Borde lateral - Máximo	0.260
Borde lateral - Punto medio	0.260	Borde lateral - Punto medio	0.260
Borde sup. - Punto medio	0.110	Borde sup. - Punto medio	0.110
Cortante Máximo V=	23409.00 Kg	Cortante Máximo V=	22705.20 Kg

Tabla 99. Cortante en reservorio rectangular de 2500 m³

<u>Para El Muro Largo</u>		<u>Para El Muro Corto</u>	
Borde inferior - Punto medio	0.400	Borde inferior - Punto medio	0.389
Borde lateral - Máximo	0.260	Borde lateral - Máximo	0.260
Borde lateral - Punto medio	0.260	Borde lateral - Punto medio	0.260
Borde sup. - Punto medio	0.110	Borde sup. - Punto medio	0.110
Cortante Máximo V=	26244.00 Kg	Cortante Máximo V=	25531.20 Kg

Posteriormente se multiplicó el factor de amplificación de la Ec. (2.22) por el cortante máximo obtenido en cada una de las tablas anteriores, obteniendo de este modo el esfuerzo cortante último, el mismo que fue comparado con el cortante que es capaz de resistir el concreto de la Ec. (2.6).

Tabla 100. Comprobación del muro por cortante

Volumen del Reservorio	V (Kg/m)	Fc	Vu (Kg/m)	ϕV_c (Kg/m)
1000 m ³	13456.00	1.40	18838.400	22016.567
1500 m ³	18769.00	1.40	26276.600	27670.298
2000 m ³	23409.00	1.40	32772.600	33324.028
2500 m ³	26244.00	1.40	36741.600	37093.181

La siguiente comprobación fue por cortante bajo el efecto de tensión producida por transferencia de carga en los bordes laterales, para ello se empleó la Ec. (2.23).

Tabla 101. Comprobación de cortante bajo tensión reservorio de 1000 m³

<u>Para El Muro Largo</u>		<u>Para El Muro Corto</u>	
Coficiente para Nu=	0.260	Coficiente para Nu=	0.260
Tensión última, Nu=	-12244.96 Kg	Tensión última, Nu=	-12245 Kg
Coficiente para Vu=	0.260	Coficiente para Vu=	0.260
Cortante Último, Vu=	12244.96 Kg	Cortante Último, Vu=	12245 Kg
Cortante Resistente ϕV_c =	19815.82 Kg	Cortante Resistente ϕV_c =	19815.82 Kg

Tabla 102. Comprobación de cortante bajo tensión reservorio de 1500 m³

<u>Para El Muro Largo</u>		<u>Para El Muro Corto</u>	
Coficiente para Nu=	0.260	Coficiente para Nu=	0.260
Tensión última, Nu=	-17079.79 Kg	Tensión última, Nu=	-17079.8 Kg
Coficiente para Vu=	0.260	Coficiente para Vu=	0.260
Cortante Último, Vu=	17079.79 Kg	Cortante Último, Vu=	17079.8 Kg
Cortante Resistente ϕV_c =	24493.14 Kg	Cortante Resistente ϕV_c =	24493.14 Kg

Tabla 103. Comprobación de cortante bajo tensión reservorio de 2000 m³

<u>Para El Muro Largo</u>		<u>Para El Muro Corto</u>	
Coficiente para Nu=	0.260	Coficiente para Nu=	0.260
Tensión última, Nu=	-21302.19 Kg	Tensión última, Nu=	-21302.2 Kg
Coficiente para Vu=	0.260	Coficiente para Vu=	0.260
Cortante Último, Vu=	21302.19 Kg	Cortante Último, Vu=	21302.2 Kg
Cortante Resistente ϕV_c =	29267.60 Kg	Cortante Resistente ϕV_c =	29267.60 Kg

Tabla 104. Comprobación de cortante bajo tensión reservorio de 2500 m³

<u>Para El Muro Largo</u>		<u>Para El Muro Corto</u>	
Coficiente para Nu=	0.260	Coficiente para Nu=	0.260
Tensión última, Nu=	-23882.04 Kg	Tensión última, Nu=	-23882 Kg
Coficiente para Vu=	0.260	Coficiente para Vu=	0.260
Cortante Último, Vu=	23882.04 Kg	Cortante Último, Vu=	23882 Kg
Cortante Resistente ϕV_c =	32491.31 Kg	Cortante Resistente ϕV_c =	32491.31 Kg

Cabe destacar que los espesores empleados para reservorios rectangulares, son mayores a los obtenidos mediante la Ec. (2.24), a diferencia de los circulares, esto

se debe a que tal y como concluye Silva (2013) los reservorios circulares presentan una mejor distribución de esfuerzos por la condición simétrica en todas las direcciones, esto no sucede con los rectangulares ya que siempre se acumulan mayores esfuerzos en los bordes, por lo que el espesor del muro tiende a ser mayor.

Por lo tanto, los espesores usados para reservorios rectangulares son los que se muestran a continuación.

Tabla 105. Espesores de muro en reservorios rectangulares

Volumen del Reservorio	Espesor del muro (cm)
1000 m ³	35.00
1500 m ³	42.50
2000 m ³	50.00
2500 m ³	55.00

AP.2.2. Predimensionamiento del espesor de la losa de fondo

Al igual que en reservorios circulares, la losa de fondo tuvo un espesor de 20.00 cm en todos los casos.

AP.2.3. Predimensionamiento de la losa de techo

Para el caso de las losas planas de techo en reservorios rectangulares, se empleó la Ec. (2.36), usando medidas redondeadas por lo que los espesores empleados en la investigación son los que se muestran.

Tabla 106. Espesores de losa de techo en reservorios rectangulares

Volumen del Reservorio	Espesor del techo (cm)
1000 m ³	35.00
1500 m ³	42.50
2000 m ³	45.00
2500 m ³	50.00

AP.2.4. Predimensionamiento de la cimentación

El procedimiento para obtener las dimensiones transversales de la cimentación, es similar al de los reservorios circulares, con la diferencia de que para reservorios rectangulares B se tomó como la menor longitud externa de la base del reservorio y L como la mayor, además de ello, se tuvo en cuenta los parámetros que se muestran a continuación.

Tabla 107. Datos de suelo y cimentación en reservorios rectangulares

Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Ancho B:	11.30m	13.85m	15.20m	16.50m
Longitud L:	21.30m	22.85m	24.90m	27.20m
Ángulo de inclinación, β :	0.00°	0.00°	0.00°	0.00°
Ángulo de fricción, ϕ :	11.24°	11.24°	11.24°	11.24°
Profundidad de desplante, D_f :	1.30m	1.50m	1.60m	1.60m
Cohesión, c:	0.26 Kg/cm ²	0.26 Kg/cm ²	0.26 Kg/cm ²	0.26 Kg/cm ²
Peso específico del suelo, γ_s :	1.62 g/cm ³	1.62 g/cm ³	1.62 g/cm ³	1.62 g/cm ³
Esfuerzo efectivo, q:	0.21 Kg/cm ²	0.24 Kg/cm ²	0.26 Kg/cm ²	0.26 Kg/cm ²
Factor de seguridad, FS:	3	3	3	3

Con los datos que se mostraron en la tabla anterior, se procede a determinar la capacidad neta del suelo usando las ecuaciones Ec. (2.37), Ec. (2.38), Ec. (2.39), Ec. (2.40) y Ec. (2.41) y tras reemplazar los valores se obtienen las capacidades admisibles.

Tabla 108. Capacidad admisible en reservorios rectangulares

Parámetro / Descripción		Volumen del Reservorio			
		1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
Factores de Carga	N _c :	8.912	8.912	8.912	8.912
	N _q :	2.771	2.771	2.771	2.771
	N _γ :	1.499	1.499	1.499	1.499
Factores de Forma	F _{cs} :	1.165	1.188	1.190	1.189
	F _{qs} :	1.105	1.120	1.121	1.121
	F _{γs} :	0.788	0.758	0.756	0.757
Factores de Profundidad	F _{cd} :	1.046	1.043	1.042	1.039
	F _{qd} :	1.030	1.028	1.027	1.025
	F _{γd} :	1.000	1.000	1.000	1.000
Factores de Inclinación	F _{ci} :	1.000	1.000	1.000	1.000
	F _{qi} :	1.000	1.000	1.000	1.000
	F _{γi} :	1.000	1.000	1.000	1.000
q _u =		4.57 Kg/cm ²	4.92 Kg/cm ²	5.09 Kg/cm ²	5.20 Kg/cm ²
q _{neto} =		4.36 Kg/cm ²	4.68 Kg/cm ²	4.84 Kg/cm ²	4.94 Kg/cm ²
q_{adm}=		1.45 Kg/cm²	1.56 Kg/cm²	1.61 Kg/cm²	1.65 Kg/cm²

El ancho de cimentación se obtuvo bajo las mismas consideraciones que para reservorios circulares.

Tabla 109. Cálculo del ancho de cimentación para reservorio de 1000 m³

Dimensionamiento del Ancho de la Cimentación	
Capacidad Portante, σ _s =	1.45 Kg/cm ²
Longitud del Volazido, a=	0.30 m
Esfuerzo Neto del Suelo, σ _{ns} =	1.45 Kg/cm ²
Ancho asumido de la Cimentación, B=	1.20 m
Ancho interior de la Cimentación, B'=	0.55 m
Ancho Redondeado de la Cimentación, B=	1.20 m
Peso del Agua, Q _{vW} =	2750 Kg/m
Peso del Suelo, Q _{vS} =	534.6 Kg/m
Peso Muro, P _m =	4872 Kg/m
Peso Techo, P _r =	4620 Kg/m
Peso Total, Q _R =	12776.6 Kg/m
Ancho requerido de la Cimentación, B=	0.88 m
Esfuerzo calculado con la Cimentación asumida=	1.06 Kg/cm ²

Tabla 110. Cálculo del ancho de cimentación para reservorio de 1500 m³

Dimensionamiento del Ancho de la Cimentación	
Capacidad Portante, σ_s =	1.56 Kg/cm ²
Longitud del Volazido, a=	0.50 m
Esfuerzo Neto del Suelo, σ_{ns} =	1.56 Kg/cm ²
Ancho asumido de la Cimentación, B=	1.45 m
Ancho interior de la Cimentación, B'=	0.53 m
Ancho Redondeado de la Cimentación, B=	1.45 m
Peso del Agua, Q_{vw} =	3150 Kg/m
Peso del Suelo, Q_{vs} =	1053 Kg/m
Peso Muro, P_m =	6987 Kg/m
Peso Techo, P_t =	6706.5 Kg/m
Peso Total, Q_R =	17896.5 Kg/m
Ancho requerido de la Cimentación, B=	1.15 m
Esfuerzo calculado con la Cimentación asumida=	1.23 Kg/cm ²

Tabla 111. Cálculo del ancho de cimentación para reservorio de 2000 m³

Dimensionamiento del Ancho de la Cimentación	
Capacidad Portante, σ_s =	1.61 Kg/cm ²
Longitud del Volazido, a=	0.60 m
Esfuerzo Neto del Suelo, σ_{ns} =	1.61 Kg/cm ²
Ancho asumido de la Cimentación, B=	1.65 m
Ancho interior de la Cimentación, B'=	0.55 m
Ancho Redondeado de la Cimentación, B=	1.65 m
Peso del Agua, Q_{vw} =	3740 Kg/m
Peso del Suelo, Q_{vs} =	1360.8 Kg/m
Peso Muro, P_m =	9180 Kg/m
Peso Techo, P_t =	7722 Kg/m
Peso Total, Q_R =	22002.8 Kg/m
Ancho requerido de la Cimentación, B=	1.37 m
Esfuerzo calculado con la Cimentación asumida=	1.33 Kg/cm ²

Tabla 112. Cálculo del ancho de cimentación para reservorio de 2500 m³

Dimensionamiento del Ancho de la Cimentación	
Capacidad Portante, σ_s =	1.65 Kg/cm ²
Longitud del Volazido, a=	0.70 m
Esfuerzo Neto del Suelo, σ_{ns} =	1.65 Kg/cm ²
Ancho asumido de la Cimentación, B=	1.80 m
Ancho interior de la Cimentación, B'=	0.55 m
Ancho Redondeado de la Cimentación, B=	1.80 m
Peso del Agua, Q_{vw} =	3987.5 Kg/m
Peso del Suelo, Q_{vs} =	1587.6 Kg/m
Peso Muro, P_m =	10692 Kg/m
Peso Techo, P_t =	9240 Kg/m
Peso Total, Q_R =	25507.1 Kg/m
Ancho requerido de la Cimentación, B=	1.55 m
Esfuerzo calculado con la Cimentación asumida=	1.42 Kg/cm ²

Una vez determinado el ancho de la cimentación, se procedió a determinar el peralte total y el peralte efectivo de la cimentación, para lo cual se emplearon las ecuaciones Ec. (2.42), Ec. (2.43) y Ec. (2.44).

Tabla 113. Cálculo del espesor y peralte de cimentación reservorio de 1000 m³

Espesor y Peralte Efectivo de la Cimentación	
Longitud de desarrollo, d_c =	29.8845cm
Presión de Diseño, σ_{nu} =	1.401 Kg/cm ²
Peralte efectivo de Cimentación, d=	15 cm
Recubrimiento, r_c =	7.5 cm
Espesor total de la Cimentación, hZ=	38.1782cm
Espesor Definitivo, hz=	40.00cm
Peralte final de Cimentación, d=	31.70625 cm

Tabla 114. Cálculo del espesor y peralte de cimentación reservorio de 1500 m³

Espesor y Peralte Efectivo de la Cimentación	
Longitud de desarrollo, d_c =	29.8845cm
Presión de Diseño, σ_{nu} =	1.604 Kg/cm ²
Peralte efectivo de Cimentación, d =	15 cm
Recubrimiento, r_c =	7.5 cm
Espesor total de la Cimentación, h_z =	38.1782cm
Espesor Definitivo, h_z =	40.00cm
Peralte final de Cimentación, d =	31.70625 cm

Tabla 115. Cálculo del espesor y peralte de cimentación reservorio de 2000 m³

Espesor y Peralte Efectivo de la Cimentación	
Longitud de desarrollo, d_c =	29.8845cm
Presión de Diseño, σ_{nu} =	1.73 Kg/cm ²
Peralte efectivo de Cimentación, d =	15 cm
Recubrimiento, r_c =	7.5 cm
Espesor total de la Cimentación, h_z =	38.1782cm
Espesor Definitivo, h_z =	40.00cm
Peralte final de Cimentación, d =	31.70625 cm

Tabla 116. Cálculo del espesor y peralte de cimentación reservorio de 2500 m³

Espesor y Peralte Efectivo de la Cimentación	
Longitud de desarrollo, d_c =	29.8845cm
Presión de Diseño, σ_{nu} =	1.829 Kg/cm ²
Peralte efectivo de Cimentación, d =	15 cm
Recubrimiento, r_c =	7.5 cm
Espesor total de la Cimentación, h_z =	38.1782cm
Espesor Definitivo, h_z =	40.00cm
Peralte final de Cimentación, d =	31.70625 cm

AP.2.5. Verificación de la estabilidad vertical

Se realizó el metrado de cargas correspondiente al peso propio de cada uno de los reservorios para luego verificar la estabilidad vertical de acuerdo a las expresiones Ec. (2.45), Ec. (2.46) y Ec. (2.47).

Tabla 117. Estabilidad vertical para reservorio de 1000 m³

Descripción	Valor calculado
Peso del muro =	299140.80 Kg
Peso del techo =	194040.00 Kg
Peso de la losa de fondo =	115531.20 Kg
Peso total del reservorio =	608712.00 Kg
Peso del relleno =	34214.40 Kg
Peso total =	642926.40 Kg
Área del Reservorio =	221.49 m ²
Presión ejercida por el suelo: $P_s = \gamma_s(H_s + t_f)$ =	2106.00 Kg/m ²
Fuerza de Empuje FE = $P_s \cdot \text{Área del Reservorio}$ =	466457.94 Kg
Factor de seguridad por estabilidad vertical, FS=	1.38

Tabla 118. Estabilidad vertical para reservorio de 1500 m³

Descripción	Valor calculado
Peso del muro =	473019.90 Kg
Peso del techo =	297097.95 Kg
Peso de la losa de fondo =	151906.80 Kg
Peso total del reservorio =	922024.65 Kg
Peso del relleno =	75184.20 Kg
Peso total =	997208.85 Kg
Área del Reservorio =	280.77 m ²
Presión ejercida por el suelo: $P_s = \gamma_s(H_s + t_f)$ =	2430.00 Kg/m ²
Fuerza de Empuje FE = $P_s \cdot \text{Área del Reservorio}$ =	682277.18 Kg
Factor de seguridad por estabilidad vertical, FS=	1.46

Tabla 119. Estabilidad vertical para reservorio de 2000 m³

Descripción	Valor calculado
Peso del muro =	673812.00 Kg
Peso del techo =	370656.00 Kg
Peso de la losa de fondo =	181670.40 Kg
Peso total del reservorio =	1226138.40 Kg
Peso del relleno =	105870.24 Kg
Peso total =	1332008.64 Kg
Área del Reservorio =	331.80 m ²
Presión ejercida por el suelo: $P_s = \gamma_s(H_s + t_f)$ =	2592.00 Kg/m ²
Fuerza de Empuje FE = $P_s \cdot \text{Área del Reservorio}$ =	860025.60 Kg
Factor de seguridad por estabilidad vertical, FS=	1.55

Tabla 120. Estabilidad vertical para reservorio de 2500 m³

Descripción	Valor calculado
Peso del muro =	851083.20 Kg
Peso del techo =	482328.00 Kg
Peso de la losa de fondo =	215424.00 Kg
Peso total del reservorio =	1548835.20 Kg
Peso del relleno =	134310.96 Kg
Peso total =	1683146.16 Kg
Área del Reservorio =	389.58 m ²
Presión ejercida por el suelo: $P_s = \gamma_s(H_s + t_f)$ =	2592.00 Kg/m ²
Fuerza de Empuje FE = $P_s \cdot \text{Área del Reservorio}$ =	1009791.36 Kg
Factor de seguridad por estabilidad vertical, FS=	1.67

Para todos los casos el factor de seguridad por estabilidad vertical es mayor a 1.10, por lo tanto, se verificó dicho parámetro.

APÉNDICE 3

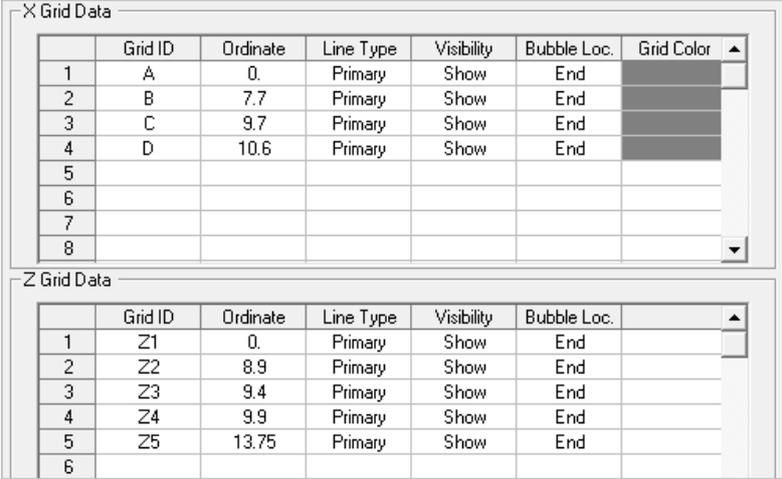
MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

AP.3. Modelamiento de reservorios en SAP2000

Ya que el procedimiento es similar para todos los volúmenes de reservorio, en este apartado se explica tan sólo para los volúmenes de 2500 m³ de geometría circular y rectangular.

AP.3.1. Configuración inicial y definiciones básicas

Se procedió a iniciar un nuevo modelo, eligiendo el sistema de unidades Kg, m, C y para el caso de estas estructuras se escogió la opción *Grid Only*. Luego se definió un sistema de coordenadas; para el caso de los reservorios circulares tan sólo se definió un plano en XZ, mientras que en reservorios rectangulares se definió un sistema espacial, teniendo en cuenta que para modelar en el software se debe trabajar con los ejes centroidales de los elementos.



The image shows two overlapping dialog boxes from the SAP2000 software. The top dialog is titled 'X Grid Data' and contains a table with 8 rows and 7 columns. The bottom dialog is titled 'Z Grid Data' and contains a table with 6 rows and 7 columns. Both tables have columns for Grid ID, Ordinate, Line Type, Visibility, Bubble Loc., and Grid Color.

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	0.	Primary	Show	End	
2	B	7.7	Primary	Show	End	
3	C	9.7	Primary	Show	End	
4	D	10.6	Primary	Show	End	
5						
6						
7						
8						

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	Z1	0.	Primary	Show	End	
2	Z2	8.9	Primary	Show	End	
3	Z3	9.4	Primary	Show	End	
4	Z4	9.9	Primary	Show	End	
5	Z5	13.75	Primary	Show	End	
6						

Figura 124. Sistema de coordenadas para reservorio circular en SAP2000

X Grid Data						
	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1		-0.425	Primary	Show	Start	
2	A	0	Primary	Show	End	
3		0.825	Primary	Show	Start	
4		24.425	Primary	Show	Start	
5	B	25.25	Primary	Show	End	
6		25.675	Primary	Show	Start	
7						
8						

Y Grid Data						
	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1		-0.425	Primary	Show	Start	
2	1	0	Primary	Show	Start	
3		0.825	Primary	Show	Start	
4		13.725	Primary	Show	Start	
5	2	14.55	Primary	Show	Start	
6		14.975	Primary	Show	Start	
7						
8						

Z Grid Data						
	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	Z1	0	Primary	Show	End	
2	Z2	7.25	Primary	Show	End	
3	Z3	8.1	Primary	Show	End	

Figura 125. Sistema de coordenadas para reservorio rectangular en SAP2000

Luego se procedió a definir las propiedades de los materiales, para la investigación se trabajó con las características del concreto y acero.

<p>General Data</p> <p>Material Name and Display Color: <input type="text" value="f'c=280Kg/cm2"/> <input type="checkbox"/></p> <p>Material Type: <input type="text" value="Concrete"/></p> <p>Material Notes: <input type="button" value="Modify/Show Notes..."/></p>	<p>General Data</p> <p>Material Name and Display Color: <input type="text" value="fy=4200Kg/cm2"/> <input type="checkbox"/></p> <p>Material Type: <input type="text" value="Rebar"/></p> <p>Material Notes: <input type="button" value="Modify/Show Notes..."/></p>
<p>Weight and Mass</p> <p>Weight per Unit Volume: <input type="text" value="2.400E-03"/> <input type="text" value="Kgf. cm. C"/></p> <p>Mass per Unit Volume: <input type="text" value="2.447E-06"/></p>	<p>Weight and Mass</p> <p>Weight per Unit Volume: <input type="text" value="7.849E-03"/> <input type="text" value="Kgf. cm. C"/></p> <p>Mass per Unit Volume: <input type="text" value="8.004E-06"/></p>
<p>Isotropic Property Data</p> <p>Modulus of Elasticity, E: <input type="text" value="252671.33"/></p> <p>Poisson's Ratio, U: <input type="text" value="0.2"/></p> <p>Coefficient of Thermal Expansion, A: <input type="text" value="9.900E-06"/></p> <p>Shear Modulus, G: <input type="text" value="105279.72"/></p>	<p>Uniaxial Property Data</p> <p>Modulus of Elasticity, E: <input type="text" value="2038901.9"/></p> <p>Poisson's Ratio, U: <input type="text" value="0.3"/></p> <p>Coefficient of Thermal Expansion, A: <input type="text" value="1.170E-05"/></p> <p>Shear Modulus, G: <input type="text" value="784193."/></p>
<p>Other Properties for Concrete Materials</p> <p>Specified Concrete Compressive Strength, f'c: <input type="text" value="280"/></p> <p><input type="checkbox"/> Lightweight Concrete</p> <p>Shear Strength Reduction Factor: <input type="text"/></p>	<p>Other Properties for Rebar Materials</p> <p>Minimum Yield Stress, Fy: <input type="text" value="4200"/></p> <p>Minimum Tensile Stress, Fu: <input type="text" value="6327.6266"/></p> <p>Expected Yield Stress, Fye: <input type="text" value="4640.2595"/></p> <p>Expected Tensile Stress, Fue: <input type="text" value="6960.3893"/></p>

Figura 126. Propiedades de los materiales en SAP2000

Luego se definieron las *Section Properties*, en las que se asignan los elementos estructurales, resaltando que todos fueron definidos como elementos del

tipo *Area Sections* y como *Shell-Thin*, considerando los espesores y el material correspondiente.

The image shows two side-by-side dialog boxes for defining section properties in SAP2000. The left dialog is for a section named 'Muro' and the right is for 'Cupula'. Both have the same layout:

- Section Name:** A text box containing the section name.
- Section Notes:** A text box with a 'Modify/Show...' button.
- Display Color:** A green square icon.
- Type:** A list of radio buttons for section types: Shell - Thin (selected), Shell - Thick, Plate - Thin, Plate Thick, Membrane, and Shell - Layered/Nonlinear. Below the list is a 'Modify/Show Layer Definition...' button.
- Material:** A section with a 'Material Name' dropdown (set to 'f_c=280Kg/cm²'), a '+' icon, and a 'Material Angle' input field (set to 0).
- Thickness:** A section with 'Membrane' and 'Bending' input fields. For 'Muro', both are set to 0.4. For 'Cupula', both are set to 0.1.

Figura 127. Propiedades de las secciones en SAP2000

AP.3.2. Importación y dibujo de elementos en SAP2000

Para el caso de los reservorios circulares se importó la superestructura desde el programa AUTOCAD como elementos del tipo *3D FACE*. Primero se dibujaron los ejes correspondientes a los muros, identificando la altura del agua, la altura del muro, la de la viga anular y la cúpula, para luego convertirlos a objetos tipo superficie mediante el comando *REVSURF*. Es recomendable asignar cada elemento estructural a una determinada capa.

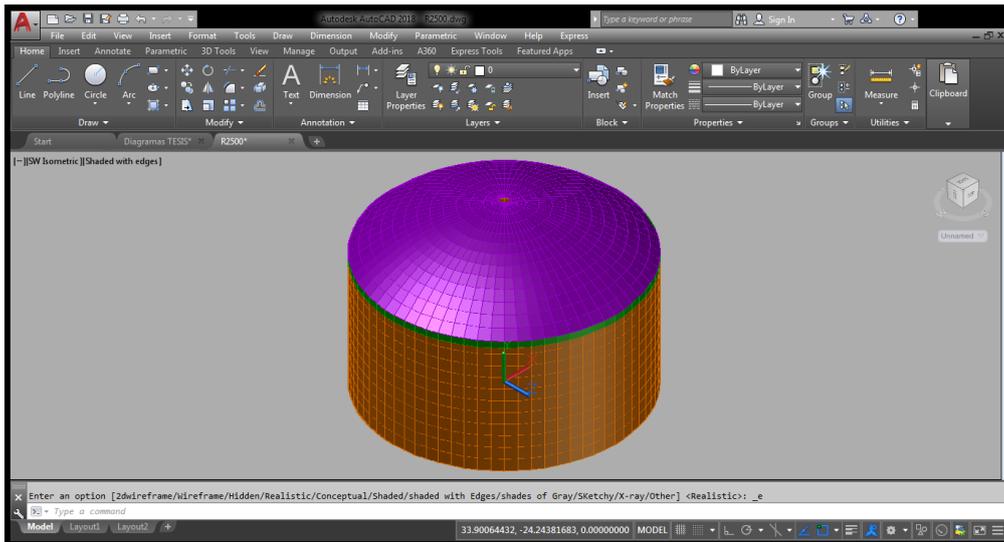


Figura 128. Reservorio circular en Autocad

En el programa SAP2000, se procedió a realizar la importación, mediante la ruta *File/Import/AutoCAD .dxf File*, escogiendo la capa correspondiente para importar.

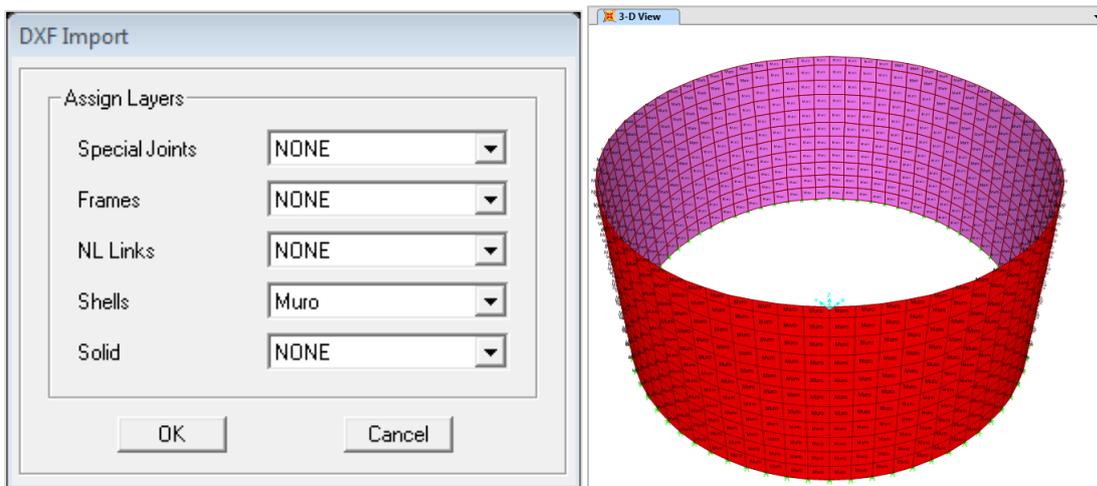


Figura 129. Importación de elementos desde AutoCAD a SAP2000

Con el mismo procedimiento se importaron tanto la viga anular como la cúpula y mediante el comando *Assing/Area/Sections*, se asigna cada elemento importado a la respectiva propiedad de sección definida.

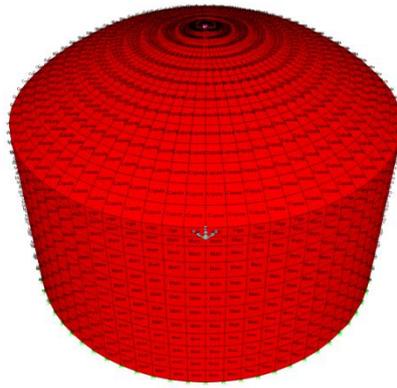
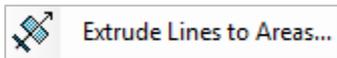


Figura 130. Reservorio circular importado en SAP2000

Para dibujar la losa de fondo y la zapata, se empleó el comando *Draw Frame/Cable*, para luego emplear el comando *Edit/Extrude/Extrude Lines to Areas*:



, con el fin de realizar una extrusión radial alrededor del eje Z y asignarles la sección correspondiente.

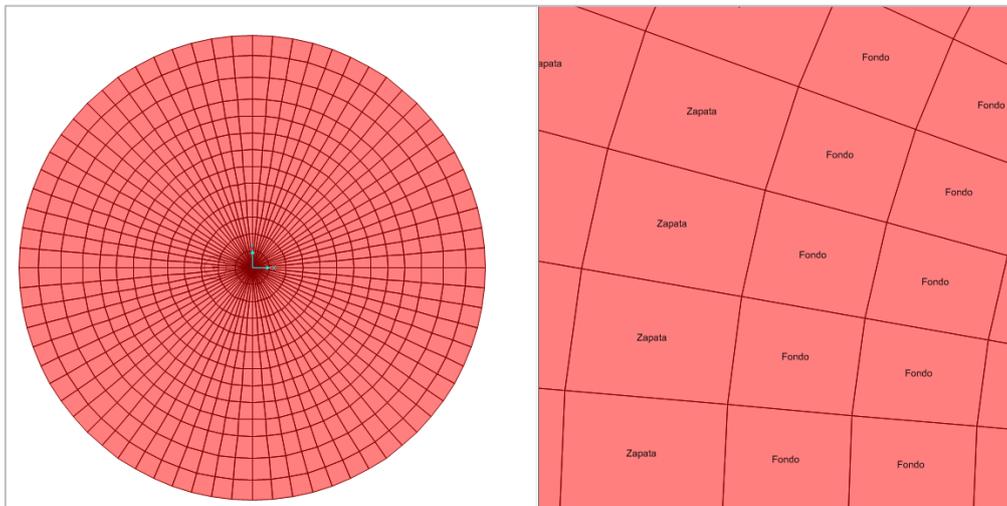
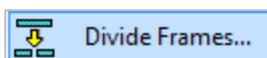
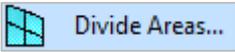


Figura 131. Dibujo de la zapata y losa de fondo en SAP2000

Para dividir líneas se emplea el comando *Edit/EditLines/Divide Frames*:



y para dividir áreas se emplea el comando *Edit/Edit Areas/Divide*

Areas: . La correcta discretización de las áreas permite un adecuado modelamiento.

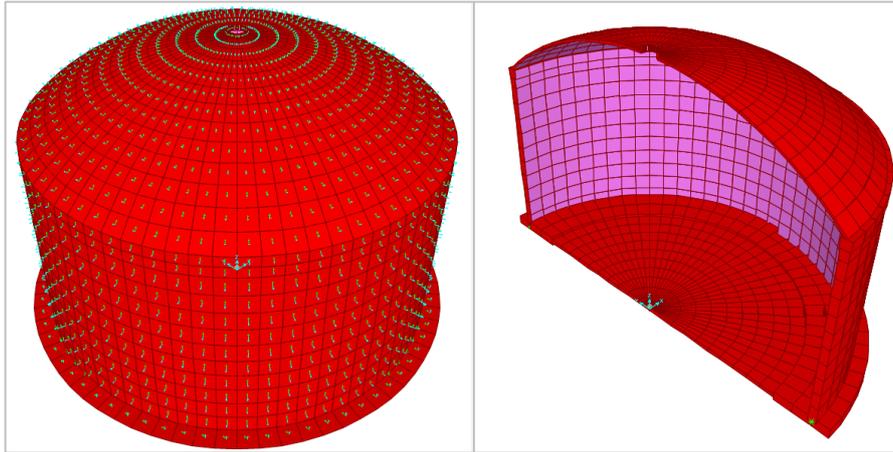


Figura 132. Modelo final de reservorio circular en SAP2000

En el caso de los reservorios rectangulares, el dibujo fue realizado en el mismo programa, para lo cual se emplearon los comandos *Draw/*  *Draw Rectangular Area* y  *Quick Draw Area*, luego mediante el comando  *Divide Areas...* se discretizaron los elementos.

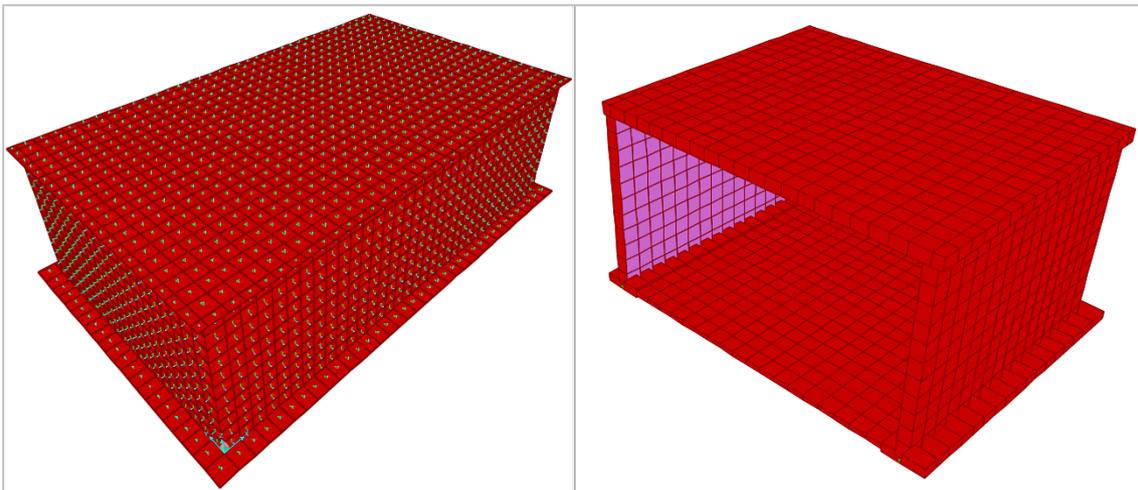


Figura 133. Modelo final de reservorio rectangular en SAP2000

Luego se restringieron los grados de libertad en la base, para lo cual se seleccionaron todos los puntos en la base del muro y se aplicó la ruta *Assign/Joint/*  *Restraints...*, pero como se ha definido el módulo de balasto como un resorte

traslacional en el eje vertical, se aplicaron las restricciones similar a un empotramiento excepto por la traslación 3, con el fin de poder determinar el asentamiento.



Figura 134. Asignación de restricciones en la base del muro

AP.3.3. Asignación del módulo de balasto

Como se mencionó, fue necesario considerar la flexibilidad del suelo en la componente vertical con el fin de poder determinar las deformaciones producidas por asentamiento. Para la investigación, se emplearon los valores determinados por Morrison (1993), quien relaciona el esfuerzo admisible del suelo con el módulo de balasto (Ver Anexo 1). A continuación, se muestran los valores obtenidos para cada tipo de reservorio mediante interpolación lineal.

Tabla 121. Módulo de balasto para reservorios circulares

Parámetro / Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
$q_{adm} =$	1.58 Kg/cm ²	1.67 Kg/cm ²	1.73 Kg/cm ²	1.76 Kg/cm ²
Módulo de Balasto =	3.24 Kg/cm³	3.41 Kg/cm³	3.51 Kg/cm³	3.57 Kg/cm³

Tabla 122. Módulo de balasto para reservorios rectangulares

Parámetro / Descripción	Volumen del Reservorio			
	1000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	2500 m ³
$q_{adm} =$	1.45 Kg/cm ²	1.56 Kg/cm ²	1.61 Kg/cm ²	1.65 Kg/cm ²
Módulo de Balasto =	3.01 Kg/cm³	3.21 Kg/cm³	3.30 Kg/cm³	3.37 Kg/cm³

Para asignar el módulo de balasto, se selecciona la losa de fondo y la zapata, luego se empleó la ruta *Assing/Area/Area Springs*, en la que se configuran las propiedades de los resortes traslacionales.

The image shows a dialog box for configuring area springs in SAP2000. It is divided into three sections:

- Spring Type:**
 - Simple
 - Spring Stiffness per Unit Area: 3.57
 - Simple Spring Resists: Compression Only
 - Link Property: + []
- Spring Location:**
 - Area Object Face: Bottom
- Spring Tension Direction:**
 - Parallel to Area Object Local Axis: []
 - Normal To Specified Area Object Face: Inward

Figura 135. Asignación del módulo de balasto en SAP2000

AP.3.4. Asignación de cargas estáticas

Mediante la ruta *Define*  *Load Patterns...*, se definieron fueron las siguientes cargas estáticas:

Peso Propio: Carga muerta producida por el peso propio de los elementos estructurales.

C. Techo: Carga viva del techo; para reservorios circulares fue de 50 Kg/m², mientras que para reservorios rectangulares se consideró de 100 Kg/m² de acuerdo a la NTE E.020.

P. Lateral: Carga producida por la presión hidrostática del agua que almacena el reservorio.

Peso Agua: Carga gravitacional producida por el peso del agua que almacena el reservorio.

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
Peso Propio	DEAD	1	
Peso Propio	DEAD	1	
C. Techo	ROOF LIVE	0	
P. Lateral	SUPER DEAD	0	
Peso Agua	SUPER DEAD	0	

Figura 136. Definición de patrones de cargas estáticas

Adicionalmente, se consideró una combinación de carga denominada P. Hidrostática, que incluyó la carga lateral del agua (P. Lateral) y el peso de la misma (Peso Agua), así como la combinación de carga: Servicio 1. Esta combinación se creó mediante la ruta *Define* ^{D+L} ^{+E} *Load Combinations...*

Load Combination Name (User-Generated) <input type="text" value="P. Hidrostática"/> Notes <input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>	Load Combination Name (User-Generated) <input type="text" value="Servicio 1"/> Notes <input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>																											
Load Combination Type <input type="text" value="Linear Add"/>	Load Combination Type <input type="text" value="Linear Add"/>																											
Options <input type="button" value="Convert to User Load Combo"/> <input type="button" value="Create Nonlinear Load Case from Load Combo"/>	Options <input type="button" value="Convert to User Load Combo"/> <input type="button" value="Create Nonlinear Load Case from Load Combo"/>																											
Define Combination of Load Case Results <table border="1"> <thead> <tr> <th>Load Case Name</th> <th>Load Case Type</th> <th>Scale Factor</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Peso Agua</td> <td>Linear Static</td> <td>1.</td> </tr> <tr> <td>Peso Agua</td> <td>Linear Static</td> <td>1.</td> </tr> <tr> <td>P. Lateral</td> <td>Linear Static</td> <td>1.</td> </tr> </tbody> </table> <input type="button" value="Add"/>	Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor	Peso Agua	Linear Static	1.	Peso Agua	Linear Static	1.	P. Lateral	Linear Static	1.	Define Combination of Load Case Results <table border="1"> <thead> <tr> <th>Load Case Name</th> <th>Load Case Type</th> <th>Scale Factor</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Peso Propio</td> <td>Linear Static</td> <td>1.</td> </tr> <tr> <td>Peso Propio</td> <td>Linear Static</td> <td>1.</td> </tr> <tr> <td>P. Hidrostática</td> <td>Combination</td> <td>1.</td> </tr> <tr> <td>C. Techo</td> <td>Linear Static</td> <td>1.</td> </tr> </tbody> </table> <input type="button" value="Add"/>	Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor	Peso Propio	Linear Static	1.	Peso Propio	Linear Static	1.	P. Hidrostática	Combination	1.	C. Techo	Linear Static	1.
Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor																										
Peso Agua	Linear Static	1.																										
Peso Agua	Linear Static	1.																										
P. Lateral	Linear Static	1.																										
Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor																										
Peso Propio	Linear Static	1.																										
Peso Propio	Linear Static	1.																										
P. Hidrostática	Combination	1.																										
C. Techo	Linear Static	1.																										

Figura 137. Combinaciones de cargas estáticas en SAP2000

Para asignar cargas laterales, primero se definió un patrón de nudo mediante la ruta *Define* ^{D+L} ^{+E} *Joint Patterns...*, luego se seleccionó el muro y se empleó la ruta *Assign*/*Joint Patterns*, en la que el programa solicita valores para una ecuación lineal, como la variación es respecto al eje vertical, tanto A como B quedan como cero, mientras los valores de C y D son obtenidos para las presiones solicitadas.

Pattern Name		P. Lat.
Pattern Assignment Type		
<input checked="" type="radio"/> X, Y, Z Multipliers (Pattern Value = Ax + By + Cz + D) <input type="radio"/> Z Coordinate at Zero Pressure and Weight Per Unit Volume		
Pattern Value = Ax + By + Cz + D		
Constant A		0.
Constant B		0.
Constant C		-1000
Constant D		7250
Restrictions		Options
<input type="radio"/> Use all values <input checked="" type="radio"/> Zero Negative values <input type="radio"/> Zero Positive values		<input type="radio"/> Add to existing values <input checked="" type="radio"/> Replace existing values <input type="radio"/> Delete existing values

Figura 138. Asignación de patrones en nodos en SAP2000

Los patrones de nodos fueron transformados a cargas por unidad de área mediante la ruta *Assign/Area Loads/Surface Pressure (All)*, en la que se eligió el nombre del *Load Pattern* correspondiente, el patrón de nudo *Joint Pattern* definido y la cara a la que se aplicó la carga; para el caso de las cargas hidrostáticas, se escogió la cara *Bottom*.

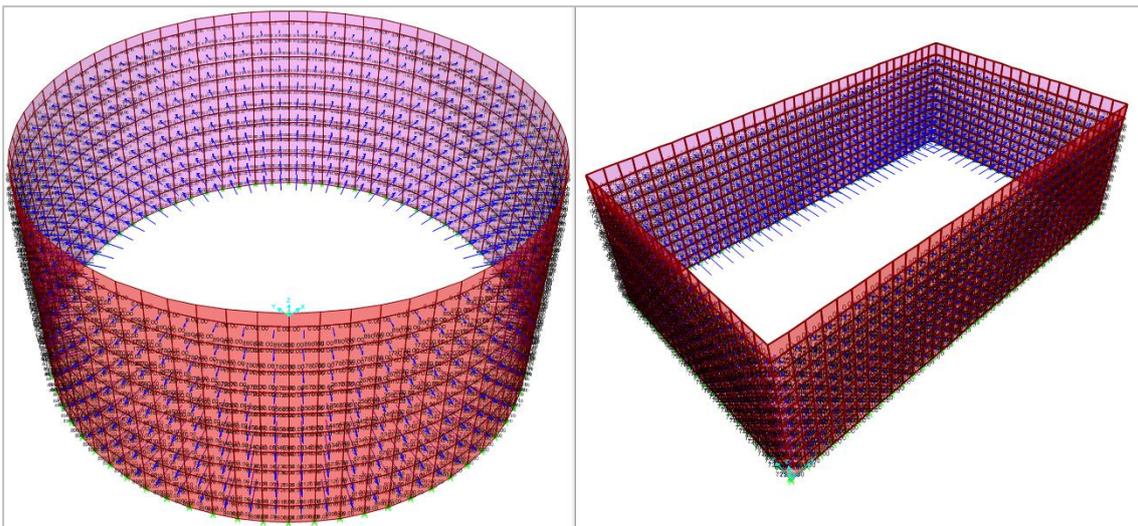


Figura 139. Asignación de cargas laterales estáticas en SAP2000

Las cargas verticales en el techo y el peso del agua son asignadas de forma uniforme, mediante la ruta *Assign/Area Loads/Uniform Shell*, en la que se coloca el valor de la carga y las unidades respectivas.

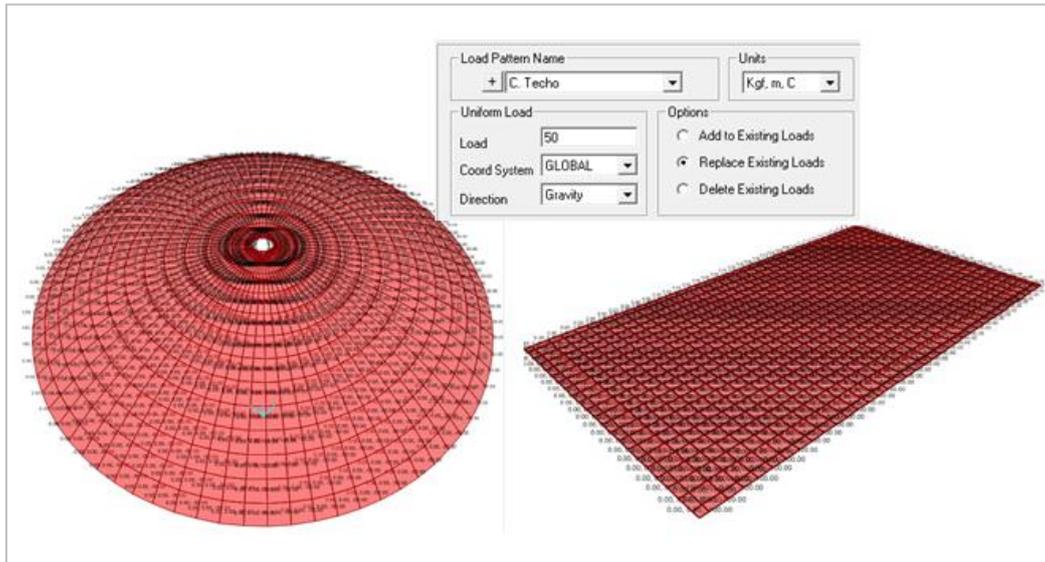


Figura 140. Asignación de cargas uniformes por unidad de área en SAP2000

AP.3.5. Asignación de cargas hidrodinámicas

Se asignaron las presiones hidrodinámicas calculadas en el punto 4.2.7 de la investigación, para lo cual se crearon los patrones de carga respectivos a cada zona sísmica y su asignación fue realizada con los patrones de nudos de forma similar que se hizo para la carga hidrostática calculando los valores de C y D.

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
Peso Propio	DEAD	1	
P. Lateral	SUPER DEAD	0	
Peso Agua	SUPER DEAD	0	
Pi Agua [Z3]	QUAKE	0	None
Pi Agua [Z2]	QUAKE	0	None
Pc [Z3]	QUAKE	0	None
Pc [Z2]	QUAKE	0	None
P Inercia [Z3]	QUAKE	0	None
P Inercia [Z2]	QUAKE	0	None
Pvy [Z3]	QUAKE	0	None
Pvy [Z2]	QUAKE	0	None

Figura 141. Patrones de carga sísmica en reservorios circulares en SAP2000

Para el caso de los reservorios rectangulares, los patrones de carga sísmica fueron realizados para cada dirección de análisis.

Load Patterns			
Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
Peso Propio	DEAD	1	
Pi Agua [Z3] E-O	QUAKE	0	None
Pi Agua [Z2] E-O	QUAKE	0	None
Pc [Z3] E-O	QUAKE	0	None
Pc [Z2] E-O	QUAKE	0	None
P Inercial [Z3] E-O	QUAKE	0	None
P Inercial [Z2] E-O	QUAKE	0	None
Pvy [Z3] E-O	QUAKE	0	None
Pvy [Z2] E-O	QUAKE	0	None
Pi Agua [Z3] N-S	QUAKE	0	None
Pi Agua [Z2] N-S	QUAKE	0	None
Pc [Z3] N-S	QUAKE	0	None
Pc [Z2] N-S	QUAKE	0	None
P Inercial [Z3] N-S	QUAKE	0	None
P Inercial [Z2] N-S	QUAKE	0	None
Pvy [Z3] N-S	QUAKE	0	None
Pvy [Z2] N-S	QUAKE	0	None

Figura 142. Patrones de carga sísmica en reservorios rectangulares en SAP2000

La forma de dicha distribución, fue realizada de acuerdo a las consideraciones de la Norma ACI 350.3-06 en la sección 5.2, por lo que fueron consideradas en cada mitad de la pared en reservorios circulares, mientras que para los rectangulares la distribución se realiza en cada pared perpendicular a la dirección del análisis, siendo asignadas ya sea en la cara *Bottom* o en la cara *Top*, dependiendo de dónde debe ser aplicada la carga tal y como se muestra en las siguientes figuras.

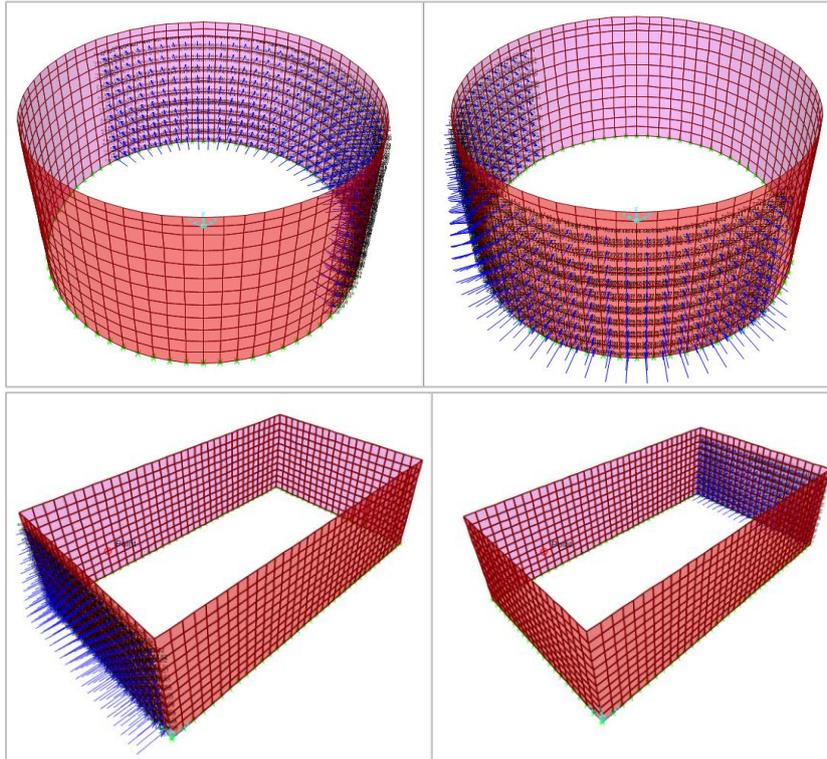


Figura 143. Distribución de la presión impulsiva en SAP2000

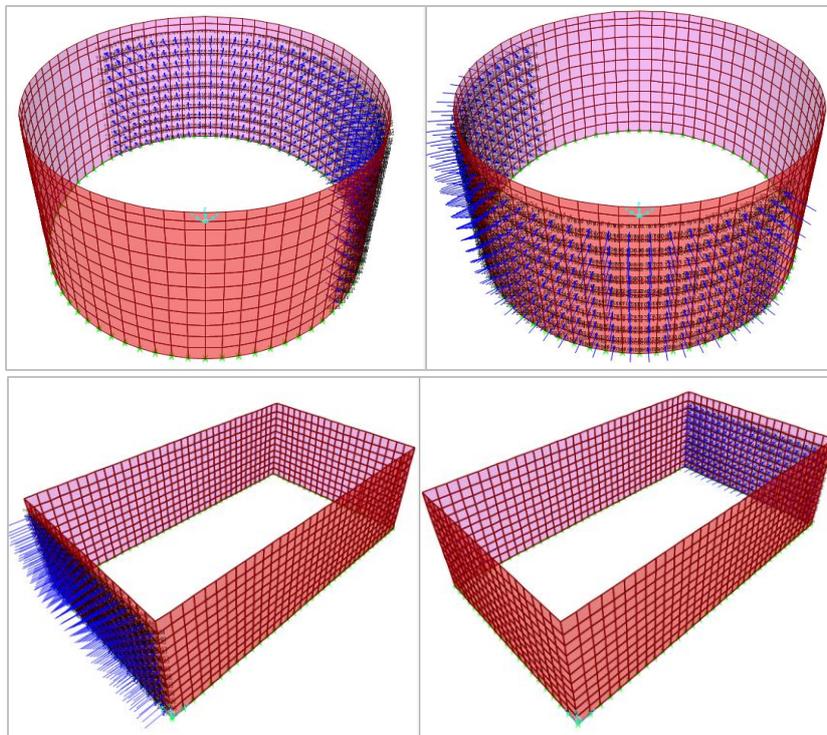


Figura 144. Distribución de presión convectiva en SAP2000

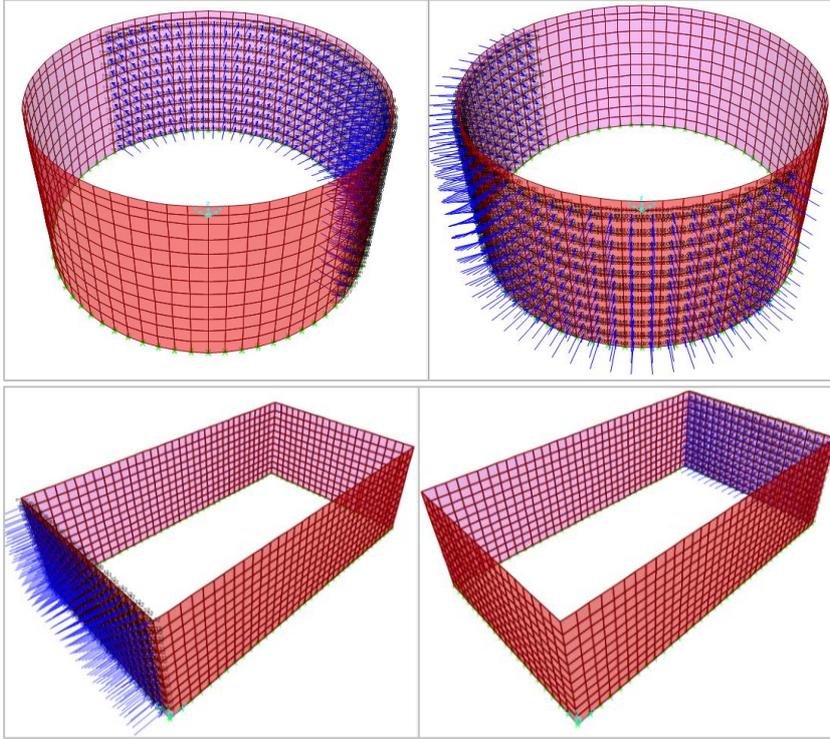


Figura 145. Distribución de la presión inercial impulsiva en SAP2000

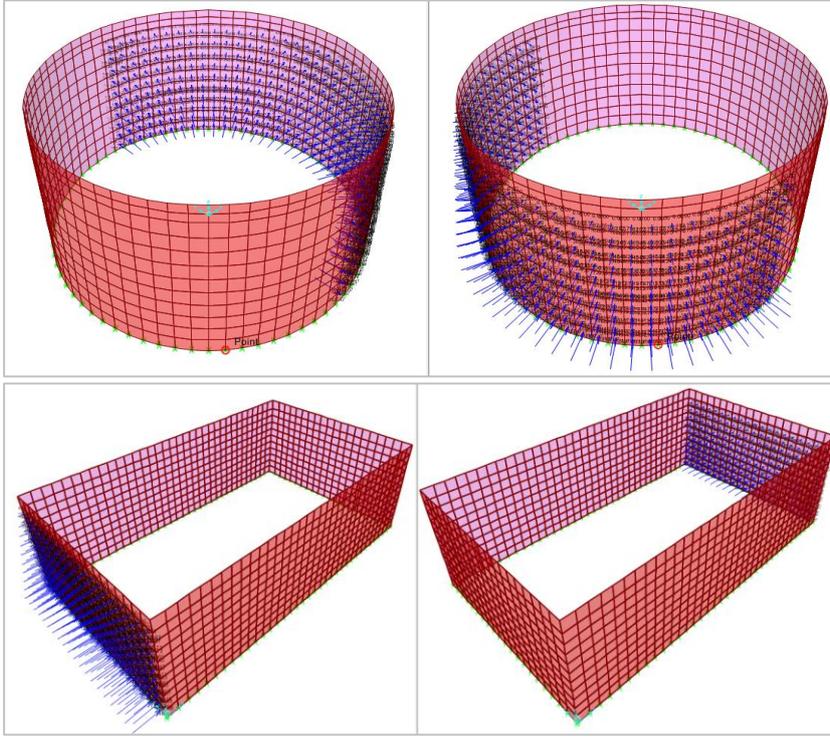


Figura 146. Distribución de la presión por aceleración vertical en SAP2000

En el caso de los reservorios rectangulares, la Norma ACI 350.3-06 en la sección 5.3.1, exige que en el modelo los muros paralelos al sismo reciban la carga de la presión inercial en el mismo plano; el modo de asignación de estas cargas se realiza mediante *Assign/Area Loads/Surface Pressure (All)*, con la diferencia de que las cargas son aplicadas a la cara 1 y 4 del elemento, como se muestra en la figura.

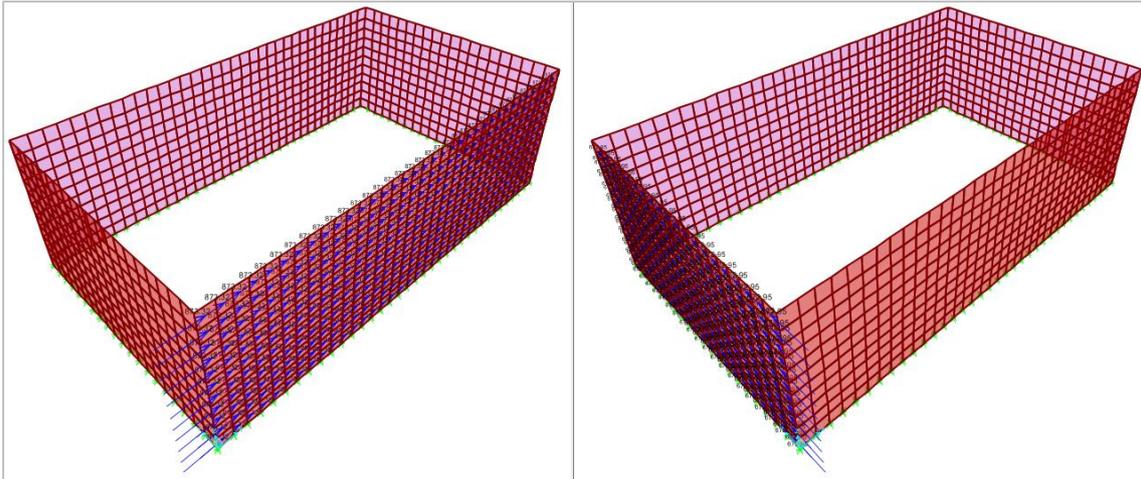


Figura 147. Presión inercial en muros paralelos al sismo en SAP2000

Todas las fuerzas hidrodinámicas, fueron combinadas tal y como se indicó en el Capítulo II, mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

AP.3.6. Combinaciones de carga

Con el fin de obtener los esfuerzos y las deformaciones necesarias que determinaron el comportamiento sísmico en la investigación, lo primero que se realizó, fue definir la carga sísmica, para la cual debió definirse previamente, la combinación de la presión impulsiva, que incluye a la presión linealizada del agua y la presión inercial.

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
P Inercia [Z3]	Linear Static	1.
P Inercia [Z3]	Linear Static	1.
Pi Agua [Z3]	Linear Static	1.

Figura 148. Combinación para la carga impulsiva en SAP2000

La combinación para la carga sísmica, fue del tipo SRSS, es decir raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, de la siguiente manera.

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
PI [Z3]	Combination	1.
PI [Z3]	Combination	1.
Pc [Z3]	Linear Static	1.
Pvy [Z3]	Linear Static	1.

Figura 149. Combinación para la carga sísmica en SAP2000

Finalmente, se realizaron los Comb4 para Flexión-Tensión y Cortante, respectivamente, para obtener los esfuerzos, así como las combinaciones por Servicio 2 para obtener las deformaciones.

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
<input type="text" value="Peso Propio"/>	Linear Static	3.8118
<input type="text" value="Peso Propio"/>	Linear Static	3.8118
<input type="text" value="P. Hidrostática"/>	Combination	3.8118
<input type="text" value="V [Zona 3]"/>	Combination	1.

Figura 150. Combinación Comb 4 para Flexión y Tensión en SAP2000

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
<input type="text" value="Peso Propio"/>	Linear Static	3.24
<input type="text" value="Peso Propio"/>	Linear Static	3.24
<input type="text" value="P. Hidrostática"/>	Combination	3.24
<input type="text" value="V [Zona 3]"/>	Combination	1.

Figura 151. Combinación Comb 4 para Cortante en SAP2000

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
<input type="text" value="Peso Propio"/>	Linear Static	1.
<input type="text" value="Peso Propio"/>	Linear Static	1.
<input type="text" value="P. Hidrostática"/>	Combination	1.
<input type="text" value="V [Zona 3]"/>	Combination	0.7

Figura 152. Combinación Servicio 2 SAP2000

El mismo procedimiento se realizó para la zona sísmica 2 y en el caso de reservorios rectangulares fue realizado para ambas zonas y cada dirección de análisis.

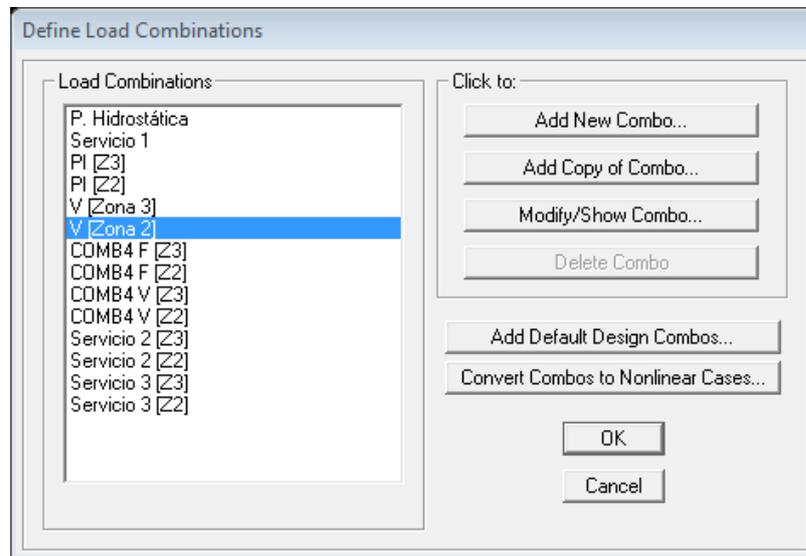


Figura 153. Combinaciones de carga en reservorios circulares SAP2000

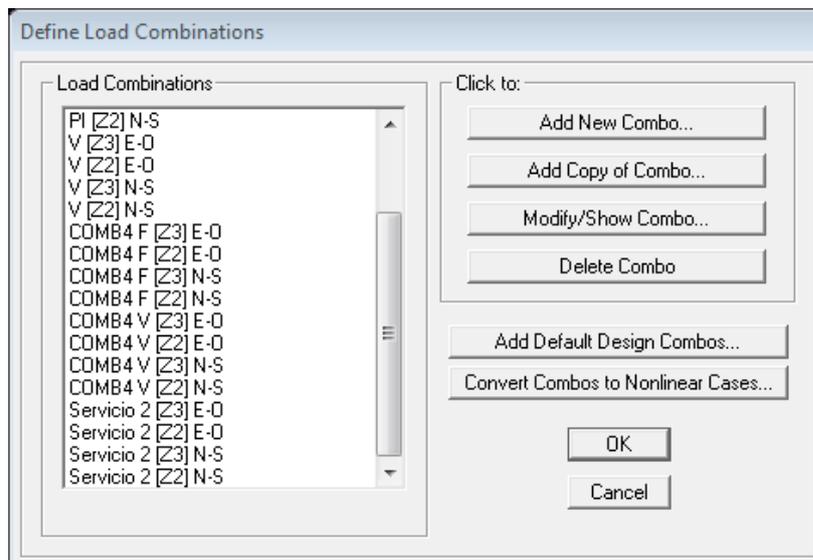


Figura 154. Combinaciones de carga en reservorios rectangulares SAP2000

Finalmente, para revisar los resultados de los esfuerzos, se emplea el comando *Show Forces/Stress* , en elementos *Shell*; para las deformaciones se emplea el comando *Show Deformed Shape* .

ANEXO 1

MÓDULO DE BALASTO

De acuerdo a Morrison (1993), se puede relacionar el coeficiente de balasto o módulo de Winkler en función de la capacidad admisible del suelo.

Modulo de Reaccion del Suelo Datos para SAFE					
Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
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		