

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



“COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE RESERVORIOS
ELEVADOS CON ESTRUCTURA DE SOPORTE TIPO MARCO, EVALUADOS
CON LAS NORMAS NORTEAMERICANA Y NEOZELANDESA”

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

PRESENTADO POR:

Bach: CARLOS ANTONIO JULCA VARAS

ASESOR:

Dr. Ing. MIGUEL ÁNGEL MOSQUEIRA MORENO

CAJAMARCA - PERÚ

2017

DEDICATORIA

Dedicado a mis padres por ser la luz que ilumina mi camino en todo momento, sin ellos este gran paso de mi vida no hubiese sido posible, gracias por esos consejos y palabras de aliento que me han llevado a cumplir este sueño.

AGRADECIMIENTO

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

Que a través de sus docentes de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, me formaron profesionalmente para asumir los retos que se nos presenta en el día a día en la vida profesional.

AL ASESOR

Dr. Ing. Miguel Angel Mosqueira Moreno por su apoyo incondicional en la elaboración de este trabajo de investigación.

Hermanas, infinitas gracias por su apoyo y comprensión incondicional en los momentos más difíciles.

A todos los amigos y familiares que de una u otra manera me hicieron seguir adelante en este camino del conocimiento.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CONTENIDO	Página
DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
ÍNDICE DE CONTENIDOS	iv
ÍNDICE DE TABLAS	vi
ÍNDICE DE CUADROS	vii
ÍNDICE DE FÍGURAS	viii
RESUMEN	xi
ABSTRACT	xii
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	13
1.1. Planteamiento del problema	13
1.2. Formulación del Problema	14
1.3. Hipótesis.....	14
1.4. Definición de variables.....	14
1.5. Justificación	15
1.5.1 Justificación científica.....	15
1.5.2 Justificación técnica-practica.....	15
1.5.3 Justificación personal	15
1.6. Delimitación de la investigación	16
1.7. Objetivos del proyecto	17
1.7.1. Objetivo General	17
1.7.2. Objetivos específicos	17
1.8. Descripción de los contenidos de los capítulos.....	18
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	19
2.1. Antecedentes teóricos de la investigación	19
2.1.1. Internacionales.....	19
2.1.2. Nacionales	22
2.2. Marco normativo peruano	27
2.2.1. Norma técnica – E.030 “Diseño Sismorresistente”	27
2.3. Marco normativo internacional	38
2.3.1. Norma norteamericana – ACI 350.03-06.....	38
2.3.2. Norma neozelandesa - SDST NZ.....	40
2.4. Bases teóricas	42
2.4.1. Reservorio elevado	42

2.4.2.	Comportamiento sísmico de reservorios	42
2.4.2.1.	Modelos simplificados del comportamiento hidrodinámico del agua	42
2.4.3.	Determinación de la aceleración pseudo espectral para los reservorios.....	45
2.4.4.	Combinaciones de carga – RNE E.060, 2009	46
2.4.5.	Análisis según norma norteamericana ACI 350.03-06.....	48
2.4.6.	Análisis según norma neozelandesa SDST NZ	52
2.5.	Definición de términos básicos	62
CAPÍTULO III. PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO		64
3.1.	Metodología de la investigación.....	64
3.2.	Diseño metodológico	65
3.2.1.	Procedimiento para el modelamiento de reservorios elevados.....	65
3.2.2.	Aproximación del modelo computacional en SAP2000v15	66
3.2.3.	Construcción del espectro sísmico de diseño.....	66
3.3.	Características de reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco. .	67
CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....		68
4.1.	Resultado de la investigación	68
4.1.1.	Resultados en reservorios elevados evaluados con la norma ACI 350.03.....	68
4.1.2.	Resultados en reservorios elevados evaluados con la norma SDST NZ	76
4.2.	Análisis de resultados.....	84
4.3.	Contrastación de la hipótesis	88
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		89
5.1.	Conclusiones	89
5.2.	Recomendaciones.....	90
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....		91
ANEXOS.....		93
ANEXO A: Calculo de parámetros sísmicos con norma ACI 350.03.....		93
ANEXO B: Calculo de parámetros sísmicos con norma SDST NZ		108
ANEXO C: Procedimiento de modelamiento en programa SAP2000.....		129

ÍNDICE DE TABLAS

TÍTULO	Página
Tabla n° 1. Factores de zona "Z"	28
Tabla n° 2. Factor de suelo "S"	29
Tabla n° 3. Periodos "TP" y "TL"	29
Tabla n° 4. Categoría de las edificaciones y factor "U"	30
Tabla n° 5. Sistemas estructurales	31
Tabla n° 6. Factores de irregularidad en altura	32
Tabla n° 7. Factores de irregularidad en planta	33
Tabla n° 8. Estructura del código Norteamericano	38
Tabla n° 9. Estructura del código Neozelandés	40
Tabla n° 10. Las deflexiones, momentos de flexión, y reacciones de carga uniforme sobre placa rectangular con tres bordes fijos y Cuarto borde libre, (Timoshenko y Woinowsky-Krieger, 1959)	56
Tabla n° 11. Clasificación de riesgo basado en la importancia nacional o de la comunidad	59
Tabla n° 12. Consecuencias de falla, Factores de Importancia recomendados y factores de Periodo de retorno de AS / NZS 1170	60
Tabla n° 13. Factor de ductilidad de desplazamiento, μ , para los modos impulsivos horizontales	60
Tabla n° 14. Factor de corrección k_f al espectro de peligro elástico para la amortiguación y la ductilidad	61

ÍNDICE DE CUADROS

TÍTULO	Página
Cuadro n° 1. Características y dimensiones de los reservorios elevados analizados..	67
Cuadro n° 2. Resultados máximos en reservorio elevado de 60 m3	84
Cuadro n° 3. Resultados máximos en reservorio elevado de 30 m3	85
Cuadro n° 4. Resultados máximos en reservorio elevado de 15 m3	86
Cuadro n° 5. Resumen de resultados máximos en los tres reservorios elevados analizados.....	87

ÍNDICE DE FIGURAS

TÍTULO	Página
Figura 1. Esquema de reservorio elevado con estructura de soporte tipo marco	17
Figura 2. Zonificación sísmica	28
Figura 3. Modelo simplificado de Housner para reservorios elevados	43
Figura 4. Modos convectivo e impulsivo del agua	44
Figura 5. Modelo masa-resorte para sismo horizontal, tanque rígido_ Modelo Housner (1963)	53
Figura 6. Modelo masa-resorte para sismo horizontal, tanque flexible_ Modelo Haroun y Housner (1981)	53
Figura 7. Masas hidrodinámicas del tanque elevado	54
Figura 8. Masa de Componente impulsiva y convectiva, (Veletsos, 1984)	55
Figura 9. Altura de Componente impulsiva y convectiva, (Veletsos, 1984)	55
Figura 10. Periodos adimensionales para los modos convectivos	57
Figura 11. Amortiguación para modo impulsivo horizontal de tanques de concreto $t/R=0,01$ (Veletsos y Shivakumar, 1997)	61
Figura 12. Fuerza anular en pared del reservorio elevado de 60 m ³ – ACI 350.03	68
Figura 13. Momento M11 en pared del reservorio elevado de 60m ³ – ACI 350.03	69
Figura 14. Momento M22 en pared del reservorio elevado de 60m ³ – ACI 350.03	70
Figura 15. Cortante V23 en pared del reservorio elevado de 60m ³ – ACI 350.03	71
Figura 16. Momento M11 en fondo del reservorio elevado de 60m ³ – ACI 350.03	72
Figura 17. Cortante y Momento en columnas del reservorio de 60m ³ – ACI 350.03	73
Figura 18. Fuerza Axial en columnas del reservorio elevado de 60m ³ – ACI 350.03	73
Figura 19. Cortante y Momento en vigas del reservorio de 60m ³ – ACI 350.03	74
Figura 20. Desplazamiento máximo del reservorio elevado de 60m ³ – ACI 350.03	75
Figura 21. Fuerza anular en pared del reservorio elevado de 60 m ³ – SDST NZ..	76
Figura 22. Momento M11 en pared del reservorio elevado de 60m ³ – SDST NZ..	77

Figura 23.	Momento M22 en pared del reservorio elevado de 60m3 – SDST NZ..	78
Figura 24.	Cortante V23 en pared del reservorio elevado de 60m3 – SDST NZ....	79
Figura 25.	Momento M11 en losa de fondo del reservorio de 60m3 – SDST NZ... 80	
Figura 26.	Cortante y Momento en columnas del reservorio de 60m3 – SDST NZ81
Figura 27.	Fuerza Axial en columnas del reservorio elevado de 60m3 – SDST NZ	81
Figura 28.	Cortante y Momento en vigas del reservorio de 60m3 – SDST NZ.....	82
Figura 29.	Desplazamiento máximo del reservorio elevado de 60m3 – SDST NZ83
Figura 30.	Espectro de respuesta para componente impulsiva y convectiva según ACI 350.03.....	97
Figura 31.	Espectro de respuesta combinado según ACI 350.03, para reservorio elevado de 60m3.....	97
Figura 32.	Espectro de respuesta combinado según ACI 350.03, para reservorio elevado de 30m3.....	102
Figura 33.	Espectro de respuesta combinado según ACI 350.03, para reservorio elevado de 15m3.....	107
Figura 34.	Espectro de respuesta para componente impulsiva y convectiva según SDST NZ.....	116
Figura 35.	Espectro de respuesta combinado según SDST NZ, para reservorio elevado de 60m3.....	116
Figura 36.	Espectro de respuesta combinado según SDST NZ, para reservorio elevado de 30m3.....	122
Figura 37.	Espectro de respuesta combinado según SDST NZ, para reservorio elevado de 15m3.....	128
Figura 38.	Creación de un nuevo modelo.....	129
Figura 39.	Información de la grilla	129
Figura 40.	Información de la grilla en los tres sentidos.....	130
Figura 41.	Creación de materiales concreto 210 kg/cm2.....	131
Figura 42.	Creación de materiales concreto 280 kg/cm2.....	131
Figura 43.	Creación de elementos frame	132
Figura 44.	Creación de columna de 0.80 m x 0.80 m	132
Figura 45.	Creación de viga de 0.80 m x 1.00 m	133
Figura 46.	Creación de la sección del muro	133
Figura 47.	Creación de la sección del techo.....	134
Figura 48.	Creación de la sección del piso.....	134
Figura 49.	Condición de apoyo de las columnas de soporte	135

Figura 50.	Reservorio elevado modelado en SAP2000	135
Figura 51.	Creación de las cargas.....	136
Figura 52.	Espectro de diseño para el análisis sísmico	136
Figura 53.	Creación de Joint Pattern para paredes	137
Figura 54.	Definición de función de presión de agua en paredes	137
Figura 55.	Presión de agua en paredes	138
Figura 56.	Creación de Joint Pattern para losa de fondo.....	138
Figura 57.	Definición de función de presión de agua para losa de fondo.....	139
Figura 58.	Presión de agua en losa de fondo	139
Figura 59.	Resultado grafico de presión de agua en paredes y losa de fondo	140
Figura 60.	Distribución de carga viva en techo.....	140
Figura 61.	Resultado grafico de distribución de carga viva en techo	141
Figura 62.	Creación del resorte.....	141
Figura 63.	Propiedades del resorte	142
Figura 64.	Asignación de rigidez del resorte	142
Figura 65.	Asignación de masa convectiva	143
Figura 66.	Resortes y masa convectiva asignada	143
Figura 67.	Asignación de masa impulsiva en las paredes del reservorio.....	144
Figura 68.	Masa impulsiva asignada en las paredes del reservorio.....	144
Figura 69.	Coeficiente de masa efectiva en muros.....	145
Figura 70.	Casos de carga SXX.....	145
Figura 71.	Definición del caso de carga para el SXX.....	146
Figura 72.	Asignación de la cantidad de modos	146
Figura 73.	Combinaciones de carga definidas.....	147
Figura 74.	Definición de mass source	147

RESUMEN

La presente investigación se realizó con el objetivo de comparar el comportamiento dinámico de reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco, evaluados con las normas Norteamericana y Neozelandesa, así como también se estudió la teoría y aplicabilidad de los requisitos de diseño y las recomendaciones propuestas por cada norma; para dar una concepción más clara del cálculo estructural de reservorios elevados. Para ello se consideraron tres reservorios elevados de 60 m³, 30 m³ y 15m³, cada uno de ellos se evaluó con cada una de las metodologías indicadas en las normas como el ACI 350.3-06 "Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures", y la norma neozelandesa "Seismic Design of storage tanks", también se tomaron parámetros de sitio de la norma peruana E.030 "Diseño sismorresistente" y las combinaciones de cargas de la E.060 "Concreto armado", además teniendo en cuenta las recomendaciones de algunos otros documentos publicados sobre estos temas. Se realizaron los modelamientos dinámicos de los reservorios elevados con los parámetros sísmicos calculados según cada norma en el programa SAP2000 con el cual se calcularon los esfuerzos máximos y desplazamientos, debidos a sollicitaciones sísmicas. Los resultados nos permitieron concluir que, de acuerdo a la realidad peruana, los reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco evaluados con la norma norteamericana ACI 350.03-06 presentan un mejor comportamiento dinámico en comparación a los reservorios elevados evaluados con la norma neozelandesa SDST NZ.

Palabras Clave: Reservorio elevado, Desplazamientos, Esfuerzos

ABSTRACT

The present research was made with the objective of analysing the dynamic behaviour in elevated reservoir with a support frame, evaluated with the American Code and the New Zealand Code for the Design of Storage Tanks. In addition, was analysed the range of theories in each Code and their applicability with de aim of giving a clear conception about the structural design of elevated concrete reservoirs. During the research development were taken three samples of elevated reservoirs with a capacity of 60m³, 30m³ and 15m³, each of them was analysed with the methodology indicated in The ACI 350.3-06 “Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures” and the New Zealand Code “Seismic Design of storage tanks”. Additional was taken parameters from the Peruvian Code E.060 “Concreto armado” and E.060 “Concreto armado” for the combination of forces. Moreover, was used papers published in specific for this topic. Afterward was made dynamic modelling of the designs with parameters calculated by SAP200 software, which give detailed information about maximum stress and deformations due to seismic forces. The results allowed us to conclude that, according to the Peruvian reality, the elevated reservoirs with frame support structure evaluated with the American standard ACI 350.03-06 present a better dynamic behavior when compared to the elevated reservoirs evaluated with the New Zealand standard SDST NZ .

Keywords: elevated tank, displacement, strength

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

El Perú es uno de los países que bordean al cinturón de fuego del pacífico, debido a la subducción de la placa de Nazca, 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 (Huaríngá, 2015).

Los reservorios son estructuras esenciales para la distribución de agua. En el caso de los reservorios elevados, se espera que estos se mantengan operativos luego del sismo a fin de no interrumpir la distribución de agua. No obstante, se han reportado fallas y daños en los sismos pasados debido al pobre comportamiento de esa construcción de tipo péndulo invertido (Huaríngá, 2015).

Por ejemplo, luego del sismo de Pisco del año 2007 (Perú), aproximadamente 4 reservorios elevados que sumaban una capacidad de almacenamiento total de 3070 m³ quedaron inoperativos por sufrir daños en la estructura de soporte (Kuroiwa, J. 2012).

Es por ello, dada la necesidad que continúen operando después de un evento sísmico, hace que sea muy importante el **estudio del comportamiento dinámico** de este tipo de estructuras esenciales para la comunidad.

En Perú, nuestra norma sismorresistente NTE E.030 dispone únicamente los parámetros sísmicos para el cálculo y diseño de edificaciones, sin embargo, el comportamiento dinámico de un reservorio elevado no posee las mismas características que el de una edificación.

En nuestro país no existe normatividad específica para el análisis y diseño de este tipo de estructuras, la sola utilización de la norma E.030, es insuficiente; por lo cual el análisis de reservorios elevados gran parte de los diseñadores lo realizan no considerando la interacción fluido-estructura y en pocos casos de acuerdo a la norma Norteamericana ACI 350.03 "Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures", la cual es la más conocida y utilizada en nuestro

medio para este tipo de estructuras, sin embargo existen otras normas internacionales de reconocido valor para el análisis y diseño de este tipo de estructuras que podría ser utilizadas, tal es el caso de la norma neozelandesa “Seismic Desing of storage tanks” (SDST NZ), que el mismo ACI 350.03, lo considera como referencia bibliográfica.

Estas normas brindan una adecuada metodología para el análisis sísmico de estructuras de este tipo, sin embargo, se debe tener en cuenta cuál otorga un mejor comportamiento dinámico acorde a la realidad peruana.

1.2. Formulación del Problema

¿Cuál es el comportamiento dinámico de los reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco, evaluados con la norma norteamericana ACI 350.03-06 y la norma neozelandesa SDST NZ?

1.3. Hipótesis

Los reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco evaluados con la norma norteamericana ACI 350.03-06 presentan un mejor comportamiento dinámico en comparación a los reservorios elevados evaluados con la norma neozelandesa SDST NZ.

1.4. Definición de variables

- Variable dependiente

- Comportamiento dinámico de reservorios elevados.

- Variable independiente

- Esfuerzo
- Desplazamiento
- Periodo

1.5. Justificación

1.5.1 Justificación científica

El análisis y diseño de reservorios elevados contempla las presiones hidrodinámicas impulsiva y convectiva, temas que son importantes en la actualidad, mientras que en Perú la norma de diseño sismorresistente E-0.30 no contempla una metodología para análisis de este tipo de estructuras; es por ello que mediante la investigación permitió comparar el comportamiento dinámico de reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco aplicando las metodologías propuestas por la norma norteamericana (ACI 350.3-06) y neozelandesa (SDST NZ), aplicando también el modelamiento de masas y resortes propuesto por Housner en 1963.

1.5.2 Justificación técnica-práctica

Tras haber solucionado el problema planteado, los profesionales que se desempeñan en proyectos de agua potable tendrán un criterio adecuado para realizar el análisis y diseño de reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco, con el fin de garantizar la seguridad estructural frente a un evento sísmico.

1.5.3 Justificación personal

Sobre el comportamiento dinámico de reservorios elevados muy pocas investigaciones encontramos en nuestro país, por lo cual el desarrollador de esta tesis tuvo la motivación e interés suficiente para el desarrollo de la misma.

1.6. Delimitación de la investigación

La investigación se limitó al estudio del comportamiento dinámico para reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco ubicados en la ciudad de Cajamarca, los mismos se evaluaron mediante modelos estructurales haciendo uso de las normas internacionales ACI 350.03-06 y SDST NZ; por lo cual se empleó el modelo de masas y resortes propuesto por George W. Housner.

Para fines de la investigación, se tomó como muestra representativa reservorios elevados cuya estructura de soporte es tipo marco conformado por cuadro columnas arriostradas mediante vigas, con volúmenes aproximados a 60 m³, 30 m³, y 15 m³, elegidos estos volúmenes tras considerar que son los más representativos para este tipo de reservorios elevados.

La investigación se centró en variar únicamente la metodología propuesta por cada norma, los reservorios son de hormigón armado, a una altura de 20m, ubicados en la ciudad de Cajamarca (Zona sísmica 3), considerando un tipo de suelo intermedio S2.

En la presente investigación no se analizaron las interacciones suelo-estructura, y en todos los casos se supondrá empotramiento en la base, y con respecto a las combinaciones de carga para los análisis se consideró lo establecido en la norma peruana E-060.

Por lo tanto, los resultados fueron obtenidos únicamente para los modelos prototipo, tipo de suelo y zona sísmica mencionados.

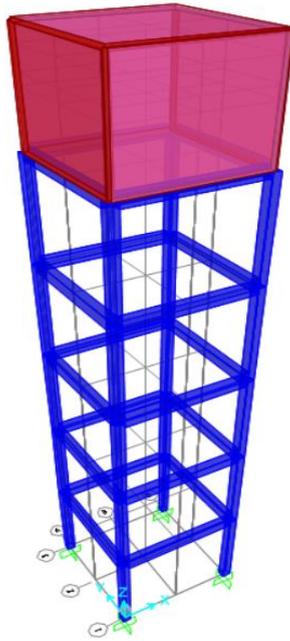


Figura 1. Prototipo de reservorio elevado con estructura de soporte tipo marco

1.7. Objetivos del proyecto

1.7.1. Objetivo General

- Comparar el comportamiento dinámico de reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco, evaluados con las normas norteamericana y Neozelandesa.

1.7.2. Objetivos específicos

- Estudiar la teoría y aplicabilidad de los requisitos de diseño y las recomendaciones propuestas por: la norma norteamericana ACI 350.3-06 “Seismic Desing of Liquid-Containing Concrete Structures” y la norma neozelandesa “Seismic Desing of storage tanks” (SDST NZ).
- Analizar dinámicamente reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco; mediante un análisis modal espectral, poniendo en práctica lo establecido en las normas norteamericana y neozelandesa, con la utilización de la norma peruana en lo que sea aplicable.
- Comparar los esfuerzos resultantes obtenidos del análisis dinámico con cada una de las normas en los tres reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco.

1.8. Descripción de los contenidos de los capítulos

La tesis está dividida en cinco capítulos. Los dos primeros capítulos están relacionados con la investigación bibliográfica realizada, y los otros tres están orientados al planteamiento metodológico, análisis y comparación de resultados, y conclusiones.

En el primer capítulo se explica el contexto en el que desarrolla la tesis y se indica el problema, la hipótesis, justificación y objetivos de la investigación.

En el segundo capítulo se resumen las investigaciones nacionales e internacionales realizadas en los últimos años en cuanto al comportamiento dinámico de reservorios. Asimismo, se resumen las recomendaciones de la norma ACI 350.03-06 y SDST NZ para el análisis de los reservorios elevados y las recomendaciones de la NTE E.030. Se explican los métodos disponibles para el modelamiento y análisis sísmico dinámico de reservorios elevados a partir de la bibliografía revisada.

En el tercer capítulo se indica las características de los reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco modelados y analizados, la creación del espectro de diseño, y el procedimiento realizado para el análisis sísmico dinámico en el programa SAP2000v15.

En el cuarto capítulo se realiza la comparación de los resultados obtenidos y finalmente, en el capítulo cinco se dan las conclusiones y recomendaciones más relevantes de la investigación realizada.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes teóricos de la investigación

2.1.1. Internacionales

a. Vidal Parra, GF. 2007. Diseño sísmico de un estanque de hormigón armado. comparación del código norteamericano y las recomendaciones neozelandesas. Tesis Ing. Civil. Concepción, Chile, UCSC.

Concluye que:

- En cuanto a introducción en el tema, claridad en su desarrollo y facilidad para hacer un análisis de este tipo de estructuras, a criterio del autor de esta investigación, es superior el código ACI350.3-01. Este es una herramienta clara y eficaz en su contenido, diferenciando entre los distintos tipos de configuraciones de estanques de hormigón y presentando una metodología la cual permite fácilmente llegar a los resultados y datos necesarios.
- Los períodos Impulsivos calculados mediante la norma neozelandesa, el código norteamericano y los obtenidos con los modelos, dinámico equivalente y de elementos finitos, difieren bastante unos con los otros, resultando diferencias entre el rango de 0,045 a 0,171 segundos.
- Los períodos convectivos calculados mediante las mismas formas anteriores, al contrario, presentan valores suficientemente similares, estos se encuentran en el rango de 2,957 a 2,962 segundos.
- Al comparar los coeficientes sísmicos de las componentes convectiva e impulsiva no se encontró ninguna correspondencia entre los calculados por una u otra de las normas utilizadas.
- Dentro de los resultados sísmicos obtenidos en este estudio y de acuerdo con la NCh 2369, al ACI 350.03-01 y al SDST NZ, las fuerzas laterales impulsivas, son el 99% del esfuerzo de corte total en las tres normas y en lo obtenido mediante el software con los espectros ingresados.

b. Pupiales Valdivieso, AM. 2013. Análisis de la interacción fluido – estructura en el diseño sísmico de tanques cilíndricos de acero según las normas: americana, neozelandesa, ecuatoriana y métodos simplificados. Tesis Ing. Civil. Quito, Ecuador, USFQ.

Concluye que:

- De acuerdo con los factores de participación modal de masa obtenidos FPM, la contribución de componente impulsiva y convectiva está directamente relacionada con el parámetro altura – radio (H/R). Para tanques esbeltos como el tanque de estudio TK-13500, H/R: 3, la componente impulsiva es la que gobierna la respuesta, mientras que para tanques anchos con relaciones H/R típicamente menores a 1, la componente convectiva será la que mayor contribución aporte.
- Entre los resultados obtenidos con los métodos de combinación CQC y SRSS en el análisis de respuesta espectral del programa Sap2000, el método CQC ofrece la respuesta más real debido a que incluye todos los modos de vibración en la respuesta, al contrario, el método SRSS hasta cierto punto desprecia los modos de vibración secundarios, lo que conlleva a resultados de menor magnitud. De los resultados globales de las normas respecto a los modelos computacionales, se observa la propensión de las normas a ser más conservadoras para tanques con relaciones H/R = 1.6, y la tendencia a subestimar la respuesta para tanques esbeltos (H/R=3).
- Entre los resultados de los modelos mecánicos simplificados con las consideraciones de pared rígida y flexible definidos en la norma neozelandesa, se evidencia que para tanques de pared delgada la suposición de pared rígida subestima la respuesta del sistema, mientras que, al considerar la flexibilidad de la pared, los resultados teóricos son más precisos con respecto a los correspondientes modelos MEF.

c. Livaoglu, R; Dogangun, A. 2006. Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid-structure-soil interaction. Journal of Fluids and Structures. s.l. 19p.

Concluye que:

- El diseño sísmico de tanques elevados mediante el uso de modelos individuales de masa agrupada proporciona cortantes y momentos de volteo más pequeños en condiciones de suelo fijo y flexible. Estas circunstancias pueden conducir a un diseño sísmico inseguro de tanques elevados. Se estimó que los valores del período estaban cerca de 2 s para estos modelos. Estos valores de período están lejos de los períodos de modo impulsivo de alrededor de 1,1 s que se han estimado a partir de los otros modelos en los que el oleaje se considera. Sin embargo, el modo impulsivo de vibración domina fuertemente el comportamiento sísmico de tanques elevados.
- Los períodos para los modos convectivos no son notablemente diferentes según las interacciones suelo-estructura de Tanques. En otras palabras, se obtienen valores de periodo similares para todos los modelos que se consideran aquí. El máximo La diferencia es generalmente inferior al 0,5%.
- El diseño sísmico de tanques elevados, basado en la suposición aproximada de que el subsuelo es rígido o de roca sin ninguna investigación del sitio, puede conducir a una evaluación errónea del momento de volteo y cortante sísmico en la base. Se pueden obtener cortantes en la base tres o más veces más grandes, especialmente para el subsuelo de la clase D. Generalmente, se obtienen pequeños momentos de volteo y cortante para suelos blandos. A veces, los desplazamientos laterales se ignoran en el diseño. Sin embargo, pueden alcanzar valores tres o más veces mayores y estos grandes desplazamientos conducen a la inestabilidad del tanque elevado.

d. Masoudi, M; Eshghi, S; Ghafory-Ashtiany, M. 2012 . Evaluation of response modification factor (R) of elevated concrete tanks. s.l. 11p.

Concluye que:

- A pesar de que, en los códigos de diseño sísmico de EE.UU., es decir, ASCE / SEI 7-10, ACI 371R-08 y FEMA 450 recomiendan el valor R hasta 3, el factor R calculado para los tanques elevados en esta investigación es menos de 3. Sin embargo, el Eurocódigo 8 especifica el factor de modificación de respuesta principalmente hasta 1,5 y para tanques con soporte simple con bajo riesgo sísmico hasta 2, lo que resulta en fuerzas de diseño esencialmente elásticas si se considera el factor de sobretensión. Esto parece ser una expectativa más realista de las estructuras de soporte del tanque. Sin embargo, para llegar a una recomendación sólida para el factor de modificación de la respuesta se recomienda considerar un conjunto más grande de sismos, más modelos computacionales y diferentes categorías de subsuelo.

2.1.2. Nacionales

a) Silva Tarrillo, MA. 2013. Evaluación del comportamiento estructural de reservorios apoyados de concreto armado de sección rectangular y circular. Tesis Ing. Civil. Cajamarca, UNC.

Concluye que:

- Se evaluó el comportamiento estructural de reservorios apoyados de concreto armado de sección rectangular y circular frente a solicitaciones de sismos, siendo las fuerzas en el reservorio circular más uniformes y su desplazamiento mucho menor que en el reservorio rectangular.
- Se comparó los resultados obtenidos se puede concluir que los reservorios circulares presentan un mejor comportamiento estructural en cuanto a la uniformidad en la distribución de esfuerzos que los rectangulares.

b) Villoslada Ucañan, JP. 2013. Comparación del comportamiento estructural de un reservorio de concreto armado y un reservorio con planchas de acero corrugado. Tesis Ing. Civil. Cajamarca, UNC.

Concluye que:

- El reservorio de concreto armado tiene un mejor comportamiento estructural que el de planchas de acero.
- Los esfuerzos obtenidos de las diferentes combinaciones de cargas son menores en el reservorio de concreto armado.

c) Martos Salas, FA. 2013. Evaluación de los esfuerzos de un reservorio circular entre el método estático y el método dinámico sismorresistente. Tesis Ing. Civil. Cajamarca, UNC.

Concluye que:

- El método dinámico refleja una mayor exactitud al tener en cuenta acciones mecánicas que no son consideradas en el estático, las cuales producirán el colapso de la estructura durante un sismo importante
- Al considerar el movimiento del agua producto de la vibración que genera el sismo actuante, el método dinámico ofrece una aproximación mucho más real con respecto al estático en cuanto al cálculo de los esfuerzos anular, a flexión y cortante, a lo largo de la pared de un reservorio circular.

d) Nuñez Echaccaya, LW. 2011. Propuesta tecnológica para el mejoramiento del comportamiento sísmico de reservorio elevado con estructura de soporte tipo marco. Diplomado Especializado en Diseño Estructural III. Lima, UPC.

Concluye que:

- No existe parámetros o valores exclusivos para el análisis sísmico de reservorios elevados o estructuras tipo péndulo invertido, en las normas E.030 de diseño sismorresistentes que se utilizan o utilizaron en el Perú.

- Rango de Valores de 80% - 100% (depósitos) de la carga que pueda contener para el cálculo del valor P (peso) dadas por la norma E.030.
- La adopción del valor del coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R) en el rango de 1 – 8, no precisada en la norma E.030 sismorresistentes
- El desplazamiento relativo del reservorio elevado analizado supera en un 25% de los valores límites exigidos, por la norma E.030 de diseño sismorresistentes del 2006.
- Las fuerzas cortantes mínimas en la base del reservorio elevado analizado, cumple con la norma E.030 de diseño sismorresistente.
- Los factores de seguridad que se obtiene del cálculo del momento de volteo, del reservorio elevado analizado son menores en un 50% de los exigidos por las normas E.030 de diseño sismorresistente 2006.
- Por lo tanto, el reservorio elevado analizado, no cumplen con las exigencias dadas por las normas E.030 de diseño sismorresistentes recientes - 2006.
- La estructura de soporte no presenta un adecuado comportamiento sísmico, presentando excesivos desplazamientos con respecto a los límites indicados por la norma E.030 – 2006.
- El periodo fundamental del reservorio elevado puede tomarse satisfactoriamente igual al periodo de la masa móvil del agua, modelada en la cuba empleando el sistema mecánico equivalente simplificado – Housner.

e) Rivera Feijoo, JR. 1984. Análisis sísmico de reservorios elevados con estructura cilíndrica de soporte. Tesis Magister Ing. Civil. Lima, UNI.

Concluye que:

- La masa de agua en un reservorio se puede modelar usando un Sistema Mecánico Equivalente, que consiste en una masa fija M_0 y una serie de masas puntuales M_n ligadas a las paredes del reservorio, por medio de resortes con una rigidez K_n . Cuando la aceleración altura

a longitud es $H/L \leq 3/4$, las masas M_n se pueden reemplazar por una sola masa M_1 .

- Si los reservorios elevados son de concreto Armado con estructura Cilíndrica de Soporte, el primer modo de vibración corresponde a un movimiento grande de la masa móvil de agua y a un desplazamiento muy pequeño de la estructura. El segundo modo de vibración corresponde a un movimiento de la estructura similar al del reservorio vacío y a un movimiento casi nulo de la masa móvil del agua.
- Si se efectúa una subdivisión del comportamiento estructura-agua considerando la masa móvil del agua ligada a un punto fijo y se le suma el efecto que produce el reservorio sin la masa móvil de agua, los valores de las fuerzas de inercia, cortantes y momentos de flexión tienen una gran similitud con los que corresponden al análisis integral de la estructura, efectuando la suma absoluta de sus dos primeros modos de vibración.
- El periodo de vibración correspondiente al primer modo, le vibración es muy parecido al período de vibración de la masa móvil del agua, existiendo una diferencia entre ellos de hasta 4.7%.
- El período de vibración correspondiente al segundo modo de vibración es muy parecido al período del primer modo de vibración correspondiente a un reservorio sin la masa móvil de agua M_1 , existiendo una diferencia entre ellos de hasta 2.7%.
- El método estático simplificado propuesto en esta Tesis da valores para fuerzas cortantes y momentos flectores, entre 4% y 17% superiores a los obtenidos mediante análisis dinámico.

f) Quispe Apaza, EB. 2014. Análisis y diseño sísmico de un reservorio elevado tipo intze de 600 m³. Tesis Ing. Civil. Arequipa, UNSA.

Concluye que:

- Las vigentes normas peruanas de diseño sismorresistente no detallan un procedimiento de análisis y diseño estructural de reservorios, siendo necesario complementarlas con investigaciones, normas y estándares internacionales.

- De la masa total almacenada un 44% del líquido es excitado en modo impulsivo y un 56% participa en modo convectivo.
- La aceleración horizontal para modo impulsivo es 0.90 y para el modo convectivo es 0.41

FACTOR	MODO	
	IMPULSIVO	CONVECTIVO
Z	0.40	
U	1.50	
S	1.20	
Tp	0.60 seg	
C	2.50	0.57
T	0.23 seg	3.95 seg
R	2.00	1.00
Ah	0.90	0.41

- Es posible modelar la masa impulsiva como una presión distribuida sobre las paredes del tanque y la masa convectiva como un sistema de resortes equivalentes, también es posible considerar un reservorio cilíndrico equivalente en volumen cuando se trata de diseñar un reservorio tipo Intze
- Para el diseño en Concreto Armado es necesario tener en cuenta las consideraciones del American Concrete Institute ACI, que nos brinda recomendaciones a través de los estándares señalados en los capítulos de la presente investigación sobre, cuantías mínimas de refuerzo, recubrimientos mínimos, juntas de construcción, restricciones de fluencia del acero

2.2. Marco normativo peruano

2.2.1. Norma técnica – E.030 “Diseño Sismorresistente”

Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con la filosofía y principios del diseño sismorresistente.

“Para estructuras tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas cuyo comportamiento sísmico difiera del de las edificaciones, se podrá usar esta Norma en lo que sea aplicable”.

Además de lo indicado en esta Norma, se deberá tomar medidas de prevención contra los desastres que puedan producirse como consecuencia del movimiento sísmico: tsunamis, fuego, fuga de materiales peligrosos, deslizamiento masivo de tierras u otros.

Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente-(Norma E.030-2014)

La filosofía del Diseño Sismorresistente consiste en:

- a. Evitar pérdida de vidas humanas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en la presente Norma los siguientes principios:

- a. La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- b. La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- c. Para las edificaciones esenciales, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

1. Peligro sísmico

1.1 Zonificación

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura 2.

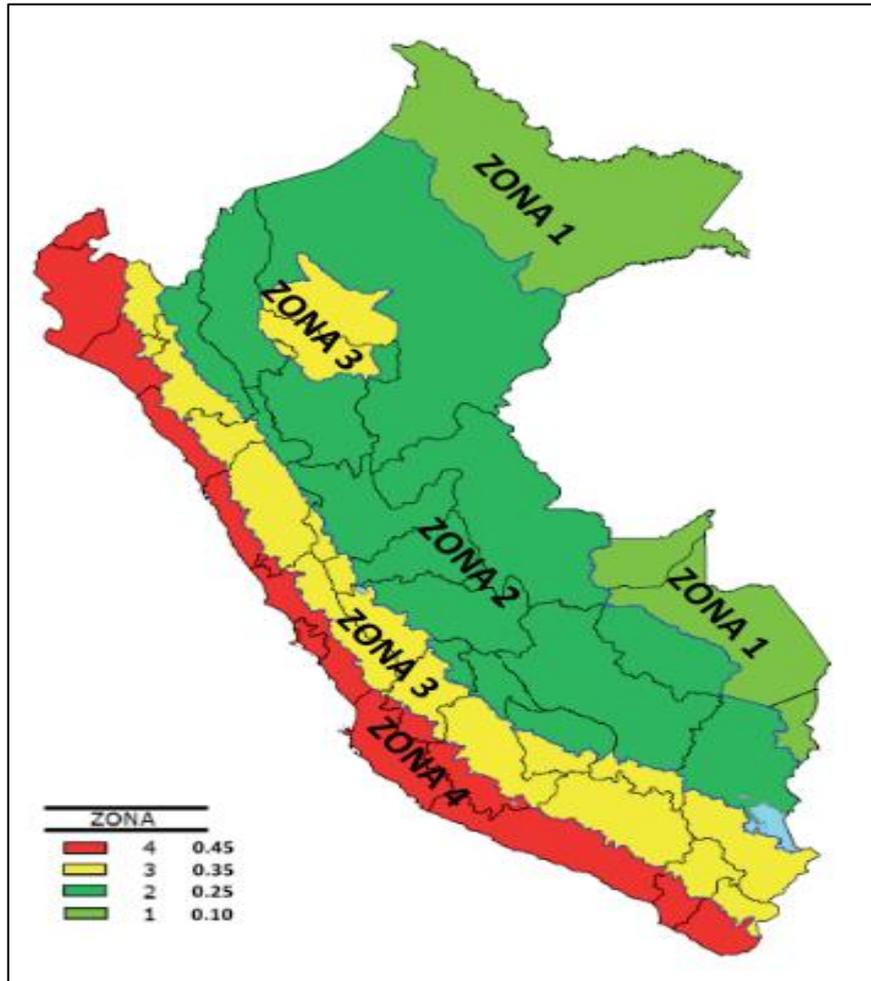


Figura 2. Zonificación sísmica

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla n° 1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla n° 1. Factores de zona “Z”

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Norma E.030-2016

1.2 Condiciones Geotécnicas

Los tipos de perfiles de suelos, según la norma son cinco:

- Perfil Tipo S_0 : Roca Dura
- Perfil Tipo S_1 : Roca o Suelos Muy Rígidos
- Perfil Tipo S_2 : Suelos Intermedios
- Perfil Tipo S_3 : Suelos Blandos
- Perfil Tipo S_4 : Condiciones Excepcionales

1.3 Parámetros de Sitio (S , T_P y T_L)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos T_P y T_L dados en las Tablas n° 2 y n° 3.

Tabla n° 2. Factor de suelo "S"

ZONA /SUELO	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z_1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Norma E.030-2016

Tabla n° 3. Periodos " T_P " Y " T_L "

	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
$T_P(s)$	0.3	0.4	0.6	1.0
$T_L(s)$	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: Norma E.030-2016

1.4 Factor de Amplificación Sísmica (C)

De acuerdo con las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_P \quad C = 2.5 \quad (2.1)$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5 \times \left(\frac{T_P}{T}\right) \quad (2.2)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \times \left(\frac{T_P \times T_L}{T^2}\right) \quad (2.3)$$

T es el período fundamental de vibración

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

2. Categoría, sistema estructural y regularidad de las edificaciones

2.1 Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla n° 4. El factor de uso o importancia (U), definido en la Tabla n° 4 se usará según la clasificación que se haga. Para edificios con aislamiento sísmico en la base se podrá considerar $U = 1$.

Tabla n° 4. Categoría de las edificaciones y factor "U"

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones esenciales	A1: Establecimientos de salud del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: <ul style="list-style-type: none"> ✓ Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1 ✓ Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía ✓ Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades Se excluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos Edificios que almacenan archivos e información esencial del estado.	1.5
B Edificaciones importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personales tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
C Edificaciones comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1.0
D Edificaciones temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U será como mínimo 1,5.

Nota 2: En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

Fuente: Norma E.030-2016

2.2 Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_0)

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la Tabla n° 5.

Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente R_0 que corresponda.

Tabla n° 5. Sistemas estructurales

Sistema estructural	Coeficiente básico de reducción R_0 (*)
Acero	
Pórticos especiales resistentes a momentos (SMF)	8
Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF)	7
Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF)	6
Pórticos especiales concéntricamente arriostrados (SCBF)	8
Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF)	6
Pórticos excéntricamente arriostrados (EBF)	8
Concreto armado	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

(*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

Fuente: Norma E.030-2016

2.3 Regularidad Estructural

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares para los fines siguientes:

- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

Estructuras Regulares son las que en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en las Tablas n° 6 y n° 7.

En estos casos, el factor I_a o I_p será igual a 1,0.

Estructuras Irregulares son aquellas que presentan una o más de las irregularidades indicadas en las Tablas n° 6 y n° 7.

2.4 Factores de Irregularidad (I_a, I_p)

El factor I_a se determinará como el menor de los valores de la Tabla n° 6 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. El factor I_p se determinará como el menor de los valores de la Tabla n° 7 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis.

Si al aplicar las Tablas n° 6 y 7 se obtuvieran valores distintos de los factores I_a o I_p para las dos direcciones de análisis, se deberá tomar para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

Tabla n° 6. Factores de irregularidad en altura

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a
<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0.75
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0.50
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.90
<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.90
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un</p>	

desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.	0.80
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.	0.60

Fuente: Norma E.030-2016

Tabla n° 7. Factores de irregularidad en planta

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_p
Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}) es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}) Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible	0.75
Irregularidad Torsional Extrema Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{CM}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible.	0.60
Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.	0.90
Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0.85
Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.	0.90

Fuente: Norma E.030-2016

2.5 Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, R

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R_0 determinado a partir de la Tabla n° 5 y de los factores I_a, I_p obtenidos de las Tablas n° 6 y n° 7.

$$R = R_0 \times I_a \times I_p \quad (2.4)$$

3. Análisis estructural

3.1 Consideraciones Generales para el Análisis

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño.

Las solicitaciones sísmicas verticales se considerarán en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio. Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis.

3.2 Modelos para el Análisis

El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigideces que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura.

Para propósito de esta Norma las estructuras de concreto armado y albañilería podrán ser analizadas considerando las inercias de las secciones brutas, ignorando la fisuración y el refuerzo.

Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación. En tal caso, las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición de diafragma rígido y la distribución

en planta de las fuerzas horizontales deberá hacerse en función a las rigideces de los elementos resistentes.

Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia, suficientes para asegurar la distribución antes mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas.

3.3 Estimación del Peso (P)

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

3.4 Procedimientos de Análisis Sísmico

Deberá utilizarse uno de los procedimientos siguientes:

- Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes.
- Análisis dinámico modal espectral.

El análisis se hará considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

3.5 Análisis Dinámico Modal Espectral

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

3.5.1 Modos de Vibración

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

3.5.2 Aceleración Espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g \quad (2.5)$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

3.5.3 Criterios de Combinación

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j} \quad (2.6)$$

Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas.

Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{3/2}}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i} \quad (2.7)$$

β , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05

ω_i , ω_j son las frecuencias angulares de los modos i , j

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la siguiente expresión.

$$r = 0.25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2} \quad (2.8)$$

3.5.4 Fuerza Cortante Mínima

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el análisis estático para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

3.5.5 Excentricidad Accidental (Efectos de Torsión)

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

2.3. Marco normativo internacional

2.3.1. Norma norteamericana – ACI 350.03-06

El mencionado documento describe el procedimiento para el análisis y diseño de estructuras de concreto armado para el almacenamiento de líquido sometidas a cargas sísmicas y ofrece al diseñador las herramientas necesarias para calcular las fuerzas y/o parámetros hidrodinámicos que son aplicados a los modelos computacionales de reservorios.

Tabla n° 8. Estructura del código Norteamericano

Capítulo	Título
1	Requerimientos Generales
2	Tipos de estructuras contenedoras de líquidos
3	Criterios generales para análisis y diseño
4	Cargas sísmicas de diseño
5	Distribución de cargas sísmicas
6	Esfuerzos
7	Borde Libre
8	Presiones de tierra inducidas por sismos
9	Modelo dinámico

Fuente: ACI 350.03, 2006.

Básicamente, ACI350.3-06 divide estas estructuras en dos tipos para el análisis que describe en su contenido:

a) Estructuras apoyadas en tierra

Esta categoría incluye estructuras de almacenamiento de líquido en hormigón armado, rectangulares y circulares, a nivel y bajo rasante.

Estructuras de almacenamiento de líquido apoyadas en tierra son clasificadas de acuerdo con su sección en base a las siguientes características:

- ✓ Configuración general (rectangular o circular)
- ✓ Tipo de unión muro-base (empotrada, simple, o de base flexible)
- ✓ Método constructivo (hormigón armado o pre-tensado)

Tanques rectangulares

Tipo base empotrada

Tipo base simplemente apoyada

Tanques circulares

Tipo base empotrada

- (1) hormigón armado
- (2) hormigón pre-tensado

Tipo base simplemente apoyada

- (1) hormigón armado
- (2) hormigón pre-tensado

Tipo base flexible (sólo hormigón pre-tensado)

- (1) anclados
- (2) no anclados, llenos
- (3) no anclados, vacíos

b) Tanques elevados

Estructuras en esta categoría incluyen estructuras contendoras de líquidos montadas sobre pedestales tipo cantilever.

2.3.2. Norma neozelandesa - SDST NZ

En el año 1983 la Sociedad Neozelandesa para la Ingeniería Sísmica (NZSEE) organizó un Grupo de Estudio para elaborar recomendaciones para el diseño sísmico de reservorios de almacenamiento. Estas recomendaciones reconocían la necesidad de unificar las formas de diseño sísmico dado que los códigos existentes en ese momento se basaban en diferentes principios e incluían diferencias considerables a los requerimientos básicos. Además, el rango de dimensiones de los reservorios abordados por los códigos no eran los adecuados para Nueva Zelanda y no existía compatibilidad con los códigos relevantes de este país. La intención del Grupo de Estudio fue cotejar la literatura existente de códigos e informes de investigación para producir las recomendaciones de tal forma que cubran la mayor cantidad de diseños de reservorios y materiales como fuera posible; de esta forma en 1986 la Sociedad (NZSEE) publicó un documento titulado **Recomendaciones para el Diseño Sísmico de Tanques de Almacenamiento (Libro rojo del tanque)**, el cual ha sido utilizado extensivamente en Nueva Zelanda y también ha sido reconocido internacionalmente. (Pupiales Valdivieso, A. 2013)

Adicionalmente, se utiliza la Revisión del 2009 al documento original, la cual actualiza los parámetros de diseño sísmico de acuerdo con la norma sísmica más reciente (NZS 1170.5) y adicionando una sección más con respecto a la versión de 1986 (Sección 1).

Tabla n° 9. Estructura del código Neozelandés

Sección	Título
1	Antecedentes de las recomendaciones
2	Principios generales de diseño
3	Cargas de diseño
4	Análisis estructural
5	Criterios de diseño
6	Cimentaciones
7	Detalles de diseño
C1	Comentarios de la sección 1
C2	Comentarios de la sección 2
C3	Comentarios de la sección 3
C4	Comentarios de la sección 4
C5	Comentarios de la sección 5
C6	Comentarios de la sección 6
C7	Comentarios de la sección 7

El texto entrega herramientas que van desde los principios básicos del diseño, los cuales definen las nociones generales que deben ser aplicadas en el diseño sísmico de tanques de almacenamiento; las cargas de diseño correspondientes al nivel de diseño del sismo, los efectos de la aceleración del suelo horizontal y vertical, etc.

Necesariamente, el documento requiere hacer una distinción entre los tipos de reservorios que son analizados y diseñados con él, dividiéndolos entre:

- a. Reservorio cilíndrico circular vertical rígido.
- b. Reservorio rectangular rígido.
- c. Reservorio cilíndrico circular horizontal.
- d. Reservorio rígido axial-simétrico no cilíndrico con eje vertical.
- e. Reservorio cilíndrico circular vertical flexible.
- f. Reservorio rectangular flexible.
- g. Reservorio semienterrado.
- h. Reservorio elevado.

2.4. Bases teóricas

2.4.1. Reservorio elevado

Los reservorios elevados son estanques de almacenamiento de agua que se encuentran por encima del nivel del terreno natural y son soportados por columnas y pilotes o por paredes. Desempeñan un rol importante en los sistemas de distribución de agua, tanto desde el punto de vista económico, así como del funcionamiento hidráulico del sistema y del mantenimiento de un servicio eficiente. (CEPIS, 2005)

Los reservorios elevados en las zonas rurales cumplen dos propósitos fundamentales:

- Compensar las variaciones de los consumos que se producen durante el día.
- Mantener las presiones de servicio en la red de distribución.

Consta de dos partes principales: el tanque de almacenamiento o cuba y la estructura de soporte. La estructura de soporte puede estar constituida por un fuste cilíndrico o tronco cónico, el cual es empleado para reservorios de gran capacidad o por una serie de columnas arriostradas, usadas en reservorios medianos y pequeños. (CEPIS, 2005).

2.4.2. Comportamiento sísmico de reservorios

2.4.2.1. Modelos simplificados del comportamiento hidrodinámico del agua

➤ Chandrasekaran y Krishna (1954)

El modelo propuesto en los años 50 por estos autores considera un solo grado de libertad concentrado en la cúpula para hallar las fuerzas por sismo del reservorio elevado. Esto debido a que indicaban que la condición más crítica para el diseño sísmico del reservorio era cuando éste estaba completamente lleno. Asimismo, señalaron que el diseño de las paredes del reservorio se debía hacer para la condición hidrostática, ya que la magnitud de las presiones hidrodinámicas era una fracción de aquella.

➤ **Housner (1963)**

Luego del terremoto de Chile del año 1960, donde una gran cantidad de reservorios elevados se dañaron, se estudió el comportamiento hidrodinámico del agua. Si el reservorio está completamente lleno de agua o vacío se comporta como una estructura con una sola masa. Sin embargo, si tiene una superficie libre (rebose), habrá un chapoteo del agua durante el movimiento sísmico, lo que lo convierte en un modelo, que puede quedar representado por dos masas. En el modelo propuesto por Housner el agua se divide en dos masas concentradas, una que acompaña el movimiento del reservorio, también llamada la masa impulsiva, y otra correspondiente al chapoteo, también conocida como la masa convectiva. En la Figura 3, se muestra el sistema equivalente: la masa impulsiva que está conectada rígidamente al reservorio (M_0), y la masa convectiva (M_1), cuyo movimiento oscilatorio es representado por el resorte equivalente K_1 . Asimismo, en la Figura 4, se observan los dos modos predominantes del reservorio elevado cuando la base se somete a una aceleración

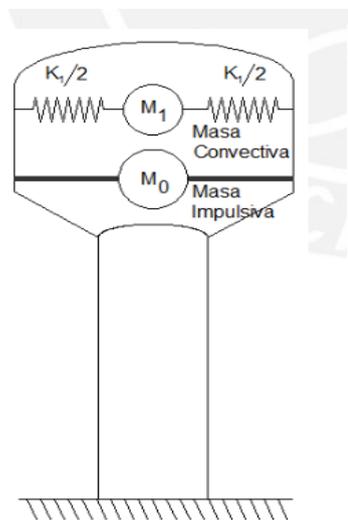


Figura 3. Modelo simplificado de Housner para reservorios elevados

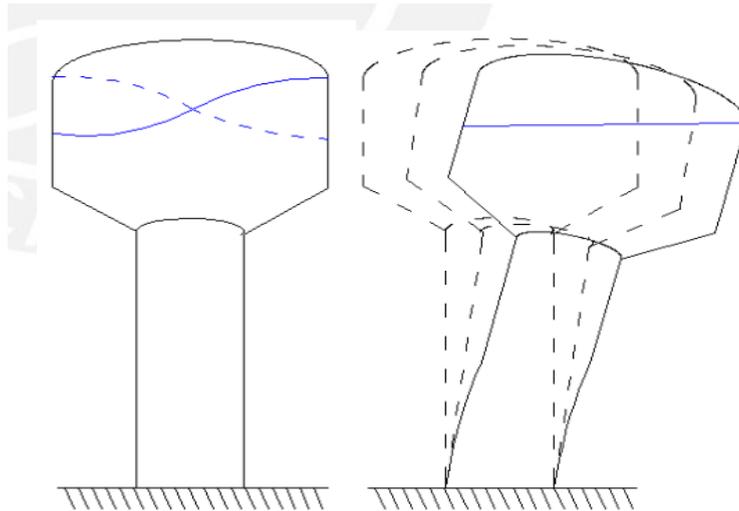


Figura 4. Modos convectivo e impulsivo del agua

➤ **Haroun y Housner (1981)**

En el modelo de Housner sólo se consideró la masa convectiva e impulsiva y sus respectivos modos de vibración; sin embargo, pueden agregarse modos adicionales de la masa convectiva. Para el diseño de los reservorios elevados convencionales sólo se emplea una masa convectiva; sin embargo, para el caso de los reservorios apoyados, Haroun y Housner desarrollaron un modelo de tres masas que toma en cuenta la flexibilidad de la pared del reservorio. Este modo adicional es despreciable en el caso de los reservorios elevados, ya que éstos se consideran bastante rígidos al ser de concreto armado

2.4.3. Determinación de la aceleración pseudo espectral para los reservorios

Puesto que la masa impulsiva, está adherido rígidamente a las paredes del reservorio, puede decirse que se comporta como un cuerpo o sistema rígido inercial, y al ser muy rígido y de acuerdo con la ley de Hooke, le corresponden desplazamientos pequeños, ya que los desplazamientos son inversamente proporcionales con la rigidez. Asimismo, sabemos que el periodo de oscilación es inversamente proporcional con la rigidez, por lo tanto, para este cuerpo rígido de antemano ya concluimos que los periodos menores estarán asociados a la masa impulsiva o cuerpo rígido inercial.

Lo contrario ocurre con la masa convectiva, en donde los resortes tienen una rigidez determinada " K ", dependiente del módulo de elasticidad del agua. La rigidez de los resortes es pequeña por lo tanto al ser inversamente proporcional con el periodo de oscilación, entonces los periodos mayores estarán asociados a la masa convectiva, como era de esperarse.

Por lo tanto, estamos seguros de que al momento de generar un Espectro de Pseudo-aceleración, deberemos incluir dos fases: para los periodos pequeños y para los periodos grandes, cada una con sus propiedades respectivas.

Si bien es cierto que los parámetros clásicos que dicta el Reglamento E.030, Zona Z, Uso o Importancia I, Suelo S y su periodo del terreno asociado T_p , así como el coeficiente de amplificación sísmica C, son los mismos para todo el sistema de análisis, más no así podríamos opinar sobre el factor R (coeficiente de reducción), que ahora se llamará factor de modificación de respuesta.

Podemos adelantar que durante la ejecución del espectro de Pseudo-aceleración, para la masa impulsiva (sistema rígido inercial) se asocian los periodos pequeños y valores grandes de factor de modificación de respuesta y para la masa convectiva (sistema flexible) se asocian los periodos de tiempo mayores y valores pequeños del factor de modificación de respuesta. (Llusa Funes, O).

2.4.4. Combinaciones de carga – RNE E.060, 2009

Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño (ϕR_n) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma. En todas las secciones de los elementos estructurales deberá cumplirse:

$$\phi R_n \leq R_u \quad (2.9)$$

Las estructuras y los elementos estructurales deberán cumplir además con todos los demás requisitos de esta Norma, para garantizar un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio.

a) Resistencia requerida

La resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV \quad (2.10)$$

Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de viento (CV_i), la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1.25(CM + CV \pm CV_i) \quad (2.11)$$

$$U = 0.9 CM \pm 1.25 CV_i \quad (2.12)$$

Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de sismo (CS), la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS \quad (2.13)$$

$$U = 0.9 CM \pm CS \quad (2.14)$$

No será necesario considerar acciones de sismo y de viento simultáneamente.

Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto del peso y empuje lateral de los suelos (CE), la presión ejercida por el agua contenida en el suelo o la presión y peso ejercidos por otros materiales, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.7CE \quad (2.15)$$

En el caso en que la carga muerta o la carga viva reduzcan el efecto del empuje lateral, se usará:

$$U = 0.9CM + 1.7CE \quad (2.16)$$

Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas debidas a peso y presión de líquidos (CL) con densidades bien definidas y alturas máximas controladas, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.4CL \quad (2.17)$$

Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas de impacto, estas deberán incluirse en la carga viva (CV)

Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas de nieve o granizo, estas deberán considerarse como cargas vivas (CV)

Si fuera necesario incluir los efectos (CT) de los asentamientos diferenciales, flujo plástico del concreto, retracción restringida del concreto, expansión de concretos con retracción compensada o cambios de temperatura, la resistencia requerida, deberá ser como mínimo:

$$U = 1.05CM + 1.25CV + 1.05CT \quad (2.18)$$

$$U = 1.4CM + 1.4CT \quad (2.19)$$

Las estimaciones de los asentamientos diferenciales, flujo plástico del concreto, retracción restringida, la expansión de concretos de retracción compensada o cambios de temperatura deben basarse en una determinación realista de tales efectos durante la vida útil de la estructura. Para el diseño de zonas de anclaje de tendones de postensado, se aplicará un factor de carga de 1.2 a la fuerza máxima aplicada por el gato.

2.4.5. Análisis según norma norteamericana ACI 350.03-06

Dado el carácter global de la aplicación de esta normativa, las expresiones de cálculo son presentadas en dos sistemas de unidades: una para las unidades (US customary units) y la otra en el Sistema Internacional (SI), pero para este trabajo se presentaran en el sistema internacional

Para realizar un análisis sísmico dinámico de reservorios rectangulares elevados con estructura de soporte tipo marco, el procedimiento es el siguiente:

1. Calcular el coeficiente de masa efectivo ε :

$$\varepsilon = \left[0.0151 \left(\frac{L}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{L}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1 \quad (2.20)$$

2. Calcular el peso efectivo de la componente impulsiva W_i del líquido contenido y de la componente convectiva W_c :

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh[0.866(L/H_L)]}{0.866(L/H_L)} \quad (2.21)$$

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.264(L/H_L) \tanh[3.16(H_L/L)] \quad (2.22)$$

3. Calcular la altura impulsiva y convectiva. Estas se pueden calcular de dos formas: Excluyendo la presión en la base (EBP) y la otra es Incluyendo la presión en la base (IBP).

Caso EBP:

La altura impulsiva está dada por:

$$\frac{L}{H_L} < 1.333 \rightarrow \frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \left(\frac{L}{H_L} \right) \quad (2.23)$$

$$\frac{L}{H_L} \geq 1.333 \rightarrow \frac{h_i}{H_L} = 0.375 \quad (2.24)$$

La altura convectiva se define como:

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.16\left(\frac{H_L}{L}\right)\right] - 1}{3.16\left(\frac{H_L}{L}\right) \cdot \sinh\left[3.16\left(\frac{H_L}{L}\right)\right]} \quad (2.25)$$

Caso IBP:

La altura impulsiva está dada por:

$$\frac{L}{H_L} < 0.75 \rightarrow \frac{h_i}{H_L} = 0.45 \quad (2.26)$$

$$\frac{L}{H_L} \geq 0.75 \rightarrow \frac{h_i}{H_L} = \frac{0.866\left(\frac{L}{H_L}\right)}{2.\tanh\left[0.866\left(\frac{L}{H_L}\right)\right]} - \frac{1}{8} \quad (2.27)$$

La altura convectiva se define como:

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.16\left(\frac{H_L}{L}\right)\right] - 2.01}{3.16\left(\frac{H_L}{L}\right).\sinh\left[3.16\left(\frac{H_L}{L}\right)\right]} \quad (2.28)$$

4. Calculo de las frecuencias naturales de vibración para la componente impulsiva y para la componente convectiva

- Para la componente impulsiva se calcula de la siguiente manera:

$$\omega_I = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.29)$$

$$m = m_w + m_i \quad (2.30)$$

$$h = \frac{(h_w m_w + h_i m_i)}{(m_w + m_i)} \quad (2.31)$$

$$m_w = H_w \frac{t_w}{10^3} \left(\frac{\gamma_c}{g}\right) \quad (2.32)$$

$$h_w = 0.5 H_w \quad (2.33)$$

$$m_i = \left(\frac{W_i}{W_L}\right) \left(\frac{L}{2}\right) H_L \left(\frac{\gamma_L}{g}\right) \quad (2.34)$$

$$k = \frac{E_c}{4x10^6} x \left(\frac{t_w}{h}\right)^3 \quad (2.35)$$

$$T_I = \frac{2\pi}{\omega_I} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (2.36)$$

- Para la componente convectiva se calcula de la siguiente manera:

$$T_C = \frac{2\pi}{\omega_C} = \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right) \sqrt{L} \quad (2.37)$$

$$\omega_C = \frac{\lambda}{\sqrt{L}} \quad (2.38)$$

$$\lambda = \sqrt{3.16g \tanh[3.16(H_L/L)]} \quad (2.39)$$

5. Calculo de la rigidez para la oscilación de la masa convectiva:

$$K = 0.833 x m_l x \frac{g}{H_L} \left(\tanh\left(3.16x\frac{H_L}{L}\right)\right)^2 \quad (2.40)$$

Donde:

L : Longitud del tanque

H_L : Altura máxima de la columna de agua.

W_L : Peso total del líquido.
 m_l : Masa total del líquido.
 W_i : Masa equivalente de la componente impulsiva.
 m_i : Masa equivalente de la componente impulsiva.
 W_c : Masa equivalente de la componente convectiva.
 m_c : Masa equivalente de la componente convectiva.
 h_c : altura sobre la base del muro al centro de gravedad de la fuerza lateral convectiva
 h_i : altura sobre la base del muro al centro de gravedad de la fuerza lateral impulsiva
 K : Rigidez del líquido de la masa convectiva
 g : Aceleración de la gravedad
 m : Masa total por unidad de ancho de la pared rectangular
 m_w : Masa por unidad de ancho de la pared rectangular
 m_i : Masa impulsiva de líquido contenido por unidad de ancho de la pared rectangular
 k : Rigidez a la flexión por unidad de ancho de la pared
 ω_l : Frecuencia circular del modo impulsivo de vibración
 h_w : Altura desde la base de la pared al centro de gravedad de la carcasa del tanque
 ω_c : Frecuencia circular de oscilación del modo convectivo de vibración
 t_w : Espesor de la pared del tanque
 γ_c : Densidad del concreto
 H_w : Altura de la pared del tanque
 E_c : Módulo de elasticidad del concreto

6. Generar el espectro sísmico de diseño para el análisis sísmico dinámico, se calculará con las ecuaciones (2.1), (2.2), (2.3) y (2.11):
 - a. Seleccionar la zona sísmica, tipo de suelo, factor de importancia de la estructura de acuerdo con su tipo y el lugar donde será construido. Los parámetros involucrados son: Z que corresponde a la aceleración máxima efectiva del suelo, S y T_p son parámetros de acuerdo con el tipo de suelo, U que es el factor de importancia. Los parámetros que son necesarios se deben ajustar a la realidad peruana.
 - b. Seleccionar los factores de reducción de la respuesta R , para cada una de las componentes, impulsiva R_{WI} y convectiva R_{WC} .

El método antes descrito, se empleó para construir una planilla de cálculo en excel que permita calcular todos los parámetros hidrodinámicos para el modelamiento y análisis de los reservorios elevados según el ACI 350.03-06.

2.4.6. Análisis según norma neozelandesa SDST NZ

El código “Seismic Design of Storage Tanks, Recommendations of a Study Group of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering”, de ahora en adelante SDST NZ, es un excelente trabajo realizado por los autores, pero no es tan claro como el ACI 350.3, el formato que posee en cuanto a las recomendaciones y los comentarios es dificultoso al momento de trabajar con el libro, ya que, a diferencia del formato utilizado por ACI 350.3 en el cual las recomendaciones y su respectivo comentario se encuentran en la misma página separados en dos columnas; el código neozelandés (SDST NZ) da todas las recomendaciones de todos los capítulos en sus primeras páginas y luego presenta sus respectivos comentarios de cada capítulos separados dispuestos al final.

Para realizar un análisis sísmico dinámico de reservorios rectangulares elevados con estructura de soporte tipo marco, el procedimiento es el siguiente:

Las Recomendaciones de Diseño Sísmico de la SDST NZ permiten realizar el análisis sísmico mediante dos conceptualizaciones simplificadas: tanques rígidos y tanques de pared flexible. En esta norma la consideración del tanque rígido es análoga al estudio realizado por Housner en 1963 (Figura 5) y el tanque de pared flexible es una derivación del modelo simplificado de Haroun y Housner de 1981 (Figura 6).

A continuación, se presentan los modelos masa – resortes presentados en la norma:

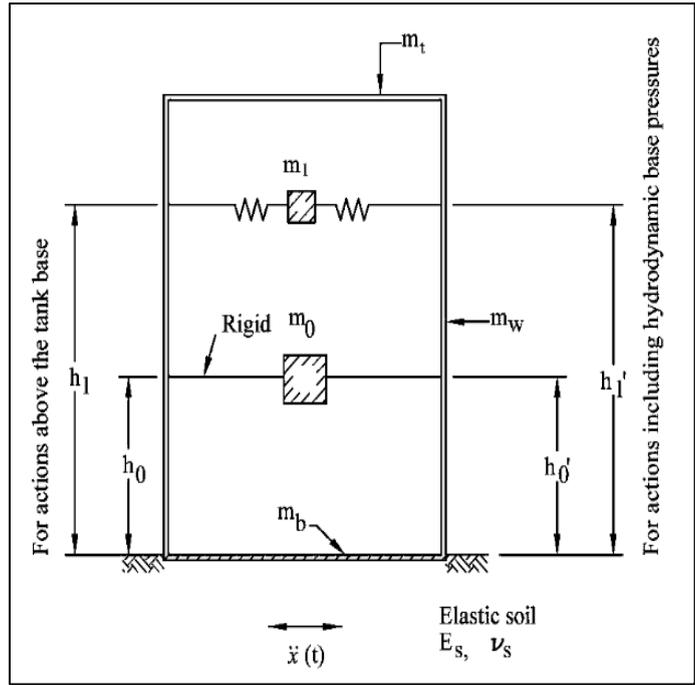


Figura 5. Modelo masa-resorte para sismo horizontal, tanque rígido.
 Modelo Housner (1963)
 Fuente: Norma SDST NZ

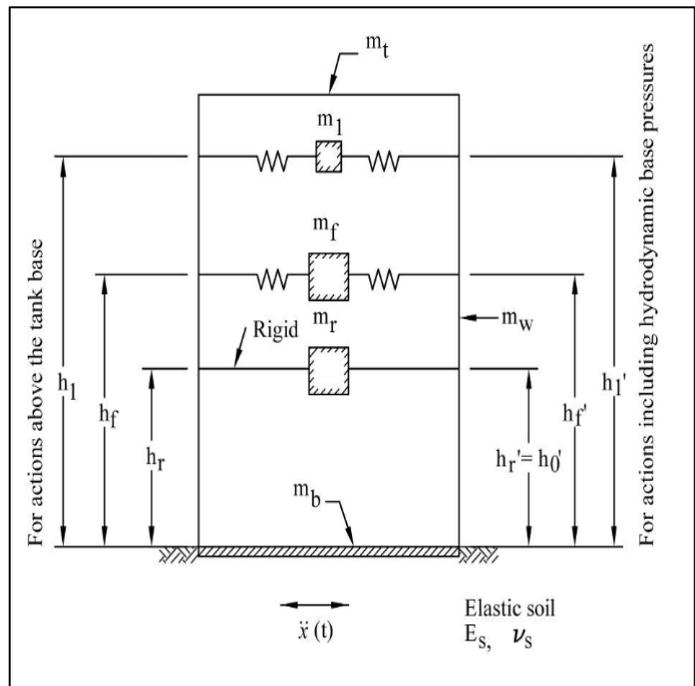


Figura 6. Modelo masa-resorte para sismo horizontal, tanque flexible.
 Modelo Haroun y Housner (1981)
 Fuente: Norma SDST NZ

Además, para analizar los tanques elevados presenta el modelo de dos masas sugerido por Housner (1963) y se muestra en la Figura 7.

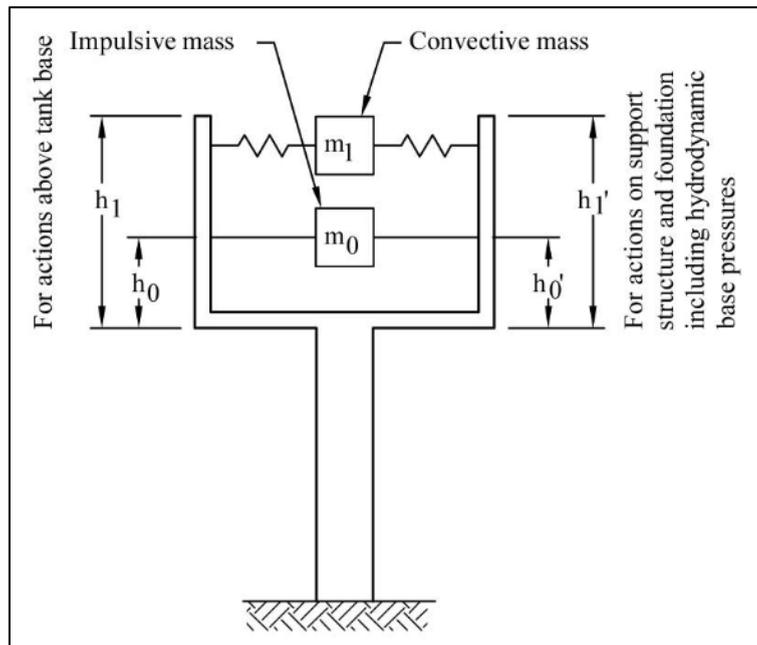


Figura 7. Masas hidrodinámicas del tanque elevado

Fuente: Norma SDST NZ

La norma indica que las masas convectiva e impulsiva que representan las presiones hidrodinámicas pueden evaluarse mediante los métodos indicados para tanques rígidos apoyados.

El procedimiento empieza con el cálculo de las masas sísmicas, asumiendo un tanque rígido y tiene una fundación rígida (La norma establece que la flexibilidad de la pared de los tanques elevados puede ser despreciado).

Para ello entonces se debe calcular la masa del líquido contenido en el reservorio:

$$m_l = \frac{\gamma}{g} L^2 H \quad (2.41)$$

Luego, para saber las masas y alturas que corresponden a las componentes impulsiva y convectiva, se debe recurrir a las figuras que a continuación se ilustra como Figura 8 y Figura 9 respectivamente, en donde solo basta tener el valor de la relación entre la altura del líquido contenido y el radio (Longitud) del tanque para obtener las siguientes relaciones para las masas y alturas:

Masa impulsiva $\frac{m_o}{m_l}$

Masa convectiva $\frac{m_1}{m_l}$

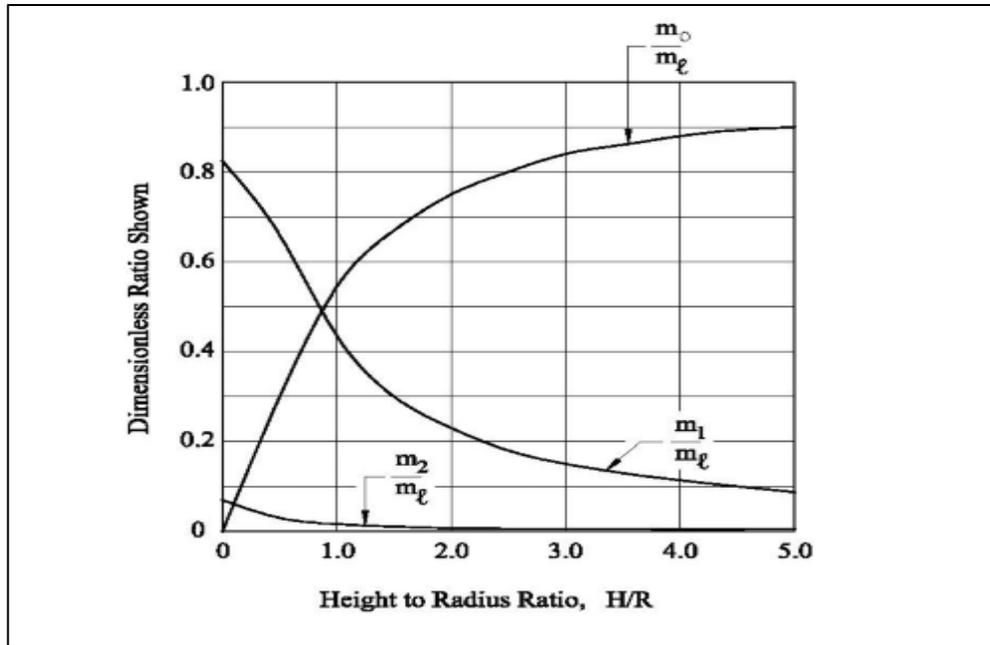


Figura 8. Masa de Componente impulsiva y convectiva, (Veletsos, 1984)

Fuente: Norma SDST NZ

Altura impulsiva $\frac{h_o}{H}$

Altura convectiva $\frac{h_1}{H}$

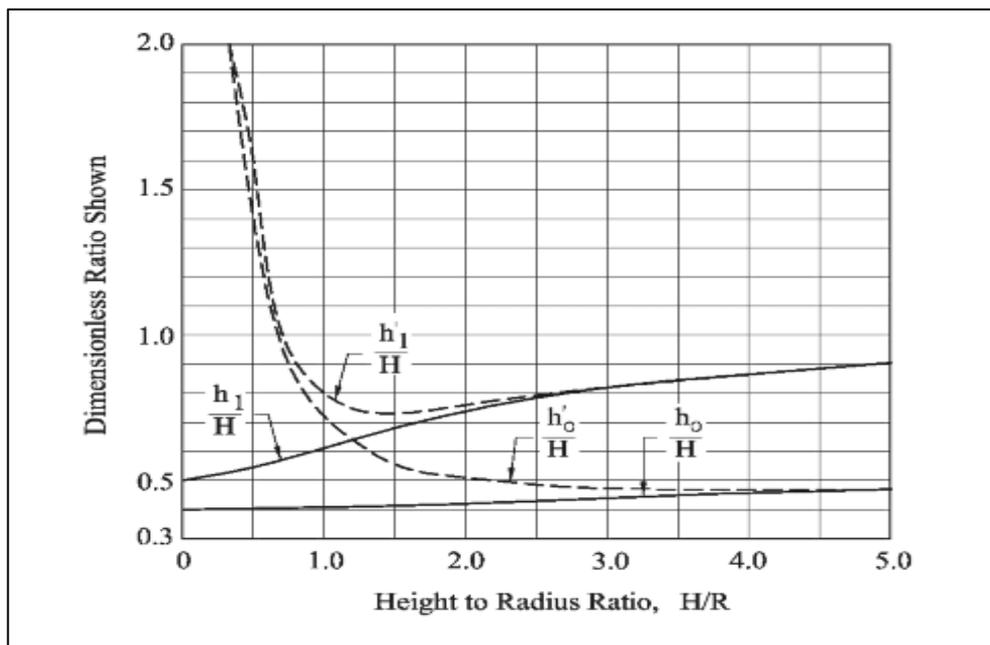


Figura 9. Altura de Componente impulsiva y convectiva, (Veletsos, 1984)

Fuente: Norma SDST NZ

Calculo del periodo impulsivo

El periodo impulsivo del primer modo horizontal para el tanque rígido está asociado a periodos cortos de vibración, por esta razón la norma neozelandesa permite asumir que el periodo impulsivo – rígido T_0 es igual a cero y el periodo impulsivo - flexible se expresa como:

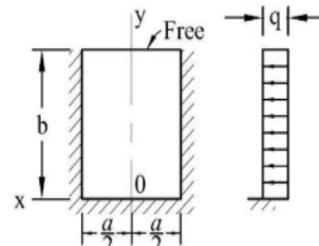
$$T_f = 2\pi \sqrt{\frac{d_f}{g}} \quad (2.42)$$

Donde:

d_f = Deflexión de la pared del tanque en la línea central vertical a la altura de la masa impulsiva, m_f , cuando está cargado por una carga distribuida de manera uniforme en la dirección de movimiento.

Tabla n° 10. Las deflexiones, momentos de flexión, y reacciones de carga uniforme sobre placa rectangular con tres bordes fijos y Cuarto borde libre, (Timoshenko y Woinowsky-Krieger, 1959)

$\frac{b}{a}$	$\nu = \frac{1}{6}$											
	$x=0, y=b$		$x=0, y=b/2$			$x=a/2, y=b$		$x=a/2, y=b/2$		$x=0, y=0$		
	$w = \alpha_1 \frac{qa^4}{D}$ α_1	$M_x = \beta_1 qa^2$ β_1	$w = \alpha_2 \frac{qa^4}{D}$ α_2	$M_x = \beta_2 qa^2$ β_2	$M_y = \beta_2 qa^2$ β_2	$M_x = \beta_3 qa^2$ β_3	$V_x = \gamma_3 qa$ γ_3	$M_x = \beta_4 qa^2$ β_4	$V_x = \gamma_4 qa$ γ_4	$M_y = \beta_5 qa^2$ β_5	$V_y = \gamma_5 qa$ γ_5	
0.6	0.00271	0.0336	0.00129	0.0168	0.0074	-0.0745	0.750	-0.0365	0.297	-0.0554	0.416	
0.7	0.00292	0.0371	0.00159	0.0212	0.0097	-0.0782	0.717	-0.0439	0.346	-0.0545	0.413	
0.8	0.00308	0.0401	0.00185	0.0252	0.0116	-0.0812	0.685	-0.0505	0.385	-0.0535	0.410	
0.9	0.00323	0.0425	0.00209	0.0287	0.0129	-0.0836	0.656	-0.0563	0.414	-0.0523	0.406	
1.0	0.00333	0.0444	0.00230	0.0317	0.0138	-0.0853	0.628	-0.0614	0.435	-0.0510	0.401	
1.25	0.00345	0.0467	0.00269	0.0374	0.0142	-0.0867	0.570	-0.0708	0.475	-0.0470	0.388	
1.5	0.00335	0.0454	0.00290	0.0402	0.0118	-0.0842	0.527	-0.0755	0.491	-0.0418	0.373	



$D = \frac{E t_w^3}{12(1-\nu^2)}$

$w = \text{plate deflection}$

Fuente: Norma SDST NZ

Para tomar en cuenta los efectos de la interacción del sistema cimentación – tanque y el suelo, la norma propone realizar algunos ajustes al periodo impulsivo – flexible que resultan en un incremento de dicho periodo, sin embargo, estos efectos no se toman en cuenta en esta tesis debido a las suposiciones iniciales para los tanques de estudio.

Calculo del periodo convectivo

La norma indica que la influencia de la deformación del suelo y la flexibilidad de la pared del tanque puede ser descuidado en el cálculo de los períodos de vibración de los modos convectivo, por tanto, el periodo convectivo es independiente del tipo de tanque considerado (rígido o flexible).

El valor del periodo convectivo se obtiene a partir de la Figura 11 que muestra periodos adimensionales para los dos primeros modos de vibración y diferentes geometrías de tanques. Los periodos adimensionales corresponden a $T\sqrt{\frac{g}{L}}$ en el que T es despejado para definir el periodo convectivo.

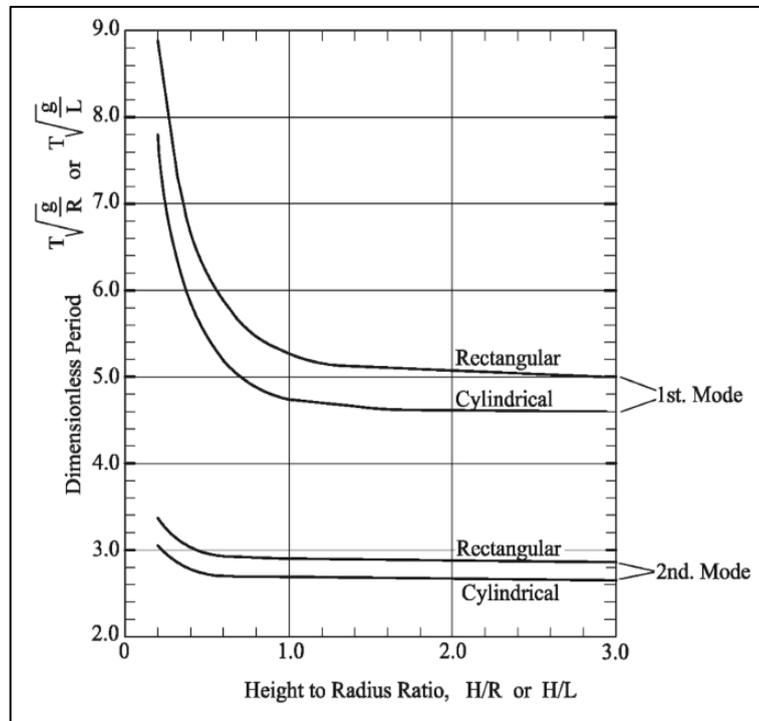


Figura 10. Periodos adimensionales para los modos convectivos.

Fuente: Norma SDST NZ

Calculo de la rigidez del resorte para la masa convectiva

Para el cálculo de la rigidez del resorte de masa convectiva la norma nos presenta la siguiente formula:

$$K_1 = \frac{4\pi^2 m_1}{T_1^2} \quad (2.43)$$

Donde:

T_1 = Periodo de la componente convectiva

m_1 = Masa de la componente convectiva

Generación del espectro sísmico de diseño

En el documento original de 1986 se dan especificaciones para los coeficientes sísmicos de diseño, sin embargo, en un esfuerzo por vincular las normas más recientes existentes en Nueva Zelanda, el método de obtención de los coeficientes se referencia a la norma de diseño sísmico NZS 1170.5 del año 2004.

El objetivo de esta sección es obtener los coeficientes de acción sísmico $C_d(T_i)$ para las componentes convectivo e impulsivo.

A continuación, se presentan las expresiones adaptadas del NZS 1170.5 a las recomendaciones de la norma neozelandesa de 1986 (SDST NZ, Revisión 2009)

$$C_d(T_i) = C(T_i)k_f(\mu; \xi_i)S_p \quad (2.44)$$

$$C(T_i) = C_h(T_i)ZR_uN(T_i, D) \quad (2.45)$$

Donde:

$C_d(T_i)$: Coeficiente horizontal de acción de diseño para el modo i

$C(T_i)$: Ordenada del espectro del peligro elástico para la carga horizontal para el tipo de suelo, y el modo correspondiente. Se obtiene de NZS 1170.5:2004, con el nivel de importancia del tanque según lo determinado por la Tabla n°11.

$k_f(\mu; \xi_i)$: Factor de corrección para NZS 1170.5 según el espectro de peligro elástico para dar cuenta de la ductilidad y los niveles de amortiguación. Según Tabla n° 14.

S_p : Factor de desempeño estructural, que se tomará como 1.0

$C_h(T_i)$: Factor de forma espectral para el tipo de suelo y el periodo, a partir de NZS 1170.5: 2004

Z : Factor de amenaza de zona sísmica, desde NZS 1170.5

R_u : Factor del periodo de retorno, con el nivel de importancia del tanque, según lo determinado por la Tabla n° 12.

$N(T_i, D)$: Factor de falla cerca, desde NZS 1170.5

μ : Factor de ductilidad de desplazamiento para los modos impulsivos horizontales, consulte la Tabla n°13

T_i : Período de vibración del modo de respuesta.

ξ_i : Nivel apropiado de amortiguamiento al modo de respuesta. Para el modo impulsivo se obtiene de la Figura 11. Para el modo de convectivo, se tomará como 0.5%

El factor de forma espectral $C_h(T_i)$ se obtiene de acuerdo con NZS 1170.5 en función del suelo y del periodo estructural considerado. En nuestro caso se consideró Clase C, para lo cual le corresponden las siguientes ecuaciones:

Para $T = 0$

$$C_h(T) = 1.33 \quad (2.46)$$

Para $0 < T < 0.1$

$$C_h(T) = 1.33 + 1.60(T/0.1) \quad (2.47)$$

Para $0.1 < T < 0.3$

$$C_h(T) = 2.93 \quad (2.48)$$

Para $0.3 < T < 1.5$

$$C_h(T) = 2.0(0.5/T)^{0.75} \quad (2.49)$$

Para $1.5 < T < 3.0$

$$C_h(T) = 1.32/T \quad (2.50)$$

Para $3.0 < T$

$$C_h(T) = 3.96/T^2 \quad (2.51)$$

Tabla n° 11. Clasificación de riesgo basado en la importancia nacional o de la comunidad

Descripción	Clasificación de riesgo
Instalaciones de ninguna significación pública	Insignificante
Instalaciones de baja significación pública	Leve
Instalaciones de moderada significación pública	Moderado
Instalaciones de alta importancia nacional o de la comunidad que están destinados a permanecer funcional después de un gran terremoto	Grave
Instalaciones fundamentales para el interés nacional que son vitales para seguir funcionando después de un gran terremoto	Extremo

Nota:

1. Las instalaciones para considerar incluyen la facilidad de que el tanque es una parte y cualquier otra instalación afectada por o dentro de un radio de 50 m del tanque o del perímetro de la zona provista de barreras

Fuente: Norma SDST NZ

Tabla n° 12. Consecuencias de falla, Factores de Importancia recomendados y factores de Periodo de retorno de AS / NZS 1170

Consecuencia de la falla	Nivel de importancia (1)	Probabilidad anual de excedencia para el evento de diseño (2)	Factor del periodo de retorno, R_u
Insignificante	1	1/100	0.5
Leve	1	1/100	0.5
Moderado	2	1/500	1.0
Grave	3	1/1000	1.3
Extremo	4	1/2500	1.8

Notas:

1. Niveles de importancia para uso de acuerdo con AS / NZS 1170
2. Probabilidad anual de excedencia para el evento de diseño en tanque con vida de diseño por defecto (50 años), de conformidad con AS / NZS 1170

Fuente: Norma SDST NZ

Tabla n° 13. Factor de ductilidad de desplazamiento, μ , para los modos impulsivos horizontales

Tipo de tanque	Factor de ductilidad μ^1
Tanques de acero en grado	
Respuesta elástica	1.25
Tanque no ancladas con comportamiento dúctil limitada	2.0 ⁽²⁾⁽⁴⁾
Tanque no anclado elásticamente diseñado o con un mecanismo no dúctil	1.25
Anclado con pernos no-dúctiles manteniendo pulsado.	1.25
Anclado con tracción dúctil rendimiento que sostienen los pernos	2.0 ⁽³⁾⁽⁴⁾
Dúctil falda pedestal	2.0 ⁽³⁾⁽⁴⁾
En almohadilla base de hormigón diseñado para mecarse	2.0 ⁽³⁾⁽⁴⁾
Tanques de hormigón en grado (armado o pretensado)	1.25
Tanques de otros materiales en grado	
Bastón de madera	1.25
Los materiales no dúctiles (por ejemplo, fibra de vidrio)	1.25
Materiales dúctiles y mecanismos de falla	2.0 ⁽⁴⁾
Tanques elevados	Según sea apropiado para la estructura de soporte ⁽³⁾⁽⁴⁾

Notas:

1. El factor de ductilidad se utiliza para determinar la reducción de la fuerza apropiada a la respuesta del tipo de tanque
2. Tanques de acero ancladas diseñados asumiendo un mecanismo de pandeo pata de elefante pueden ocurrir bajo sobrecarga sísmica también necesitan ser revisados para la carga de respuesta elástico para asegurar que pandeo de la cáscara no ocurre
3. Un enfoque de diseño de capacidad se utilizará para proteger contra otros modos de rendimiento o el fracaso. Mecanismos elásticos de pandeo de diamantes en forma de pata de elefante y se cotejarán con los factores de ductilidad para el tanque no fijada, excepto cuando el pandeo pata de elefante es inaceptable y se requiere un factor de ductilidad de 1,25
4. Un factor de ductilidad de 1,25 se utilizará en el cálculo de los desplazamientos

Fuente: Norma SDST NZ

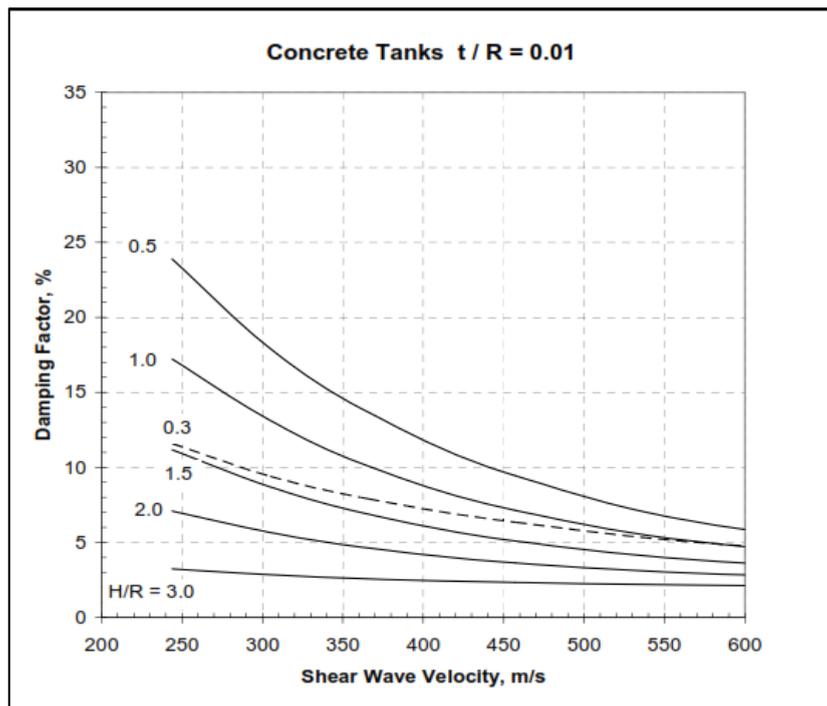


Figura 11. Amortiguación para modo impulsivo horizontal de tanques de concreto $t / R = 0,01$ (Veletsos y Shivakumar, 1997)
Fuente: Norma SDST NZ

Tabla n° 14. Factor de corrección k_f al espectro de peligro elástico para la amortiguación y la ductilidad

Ductilidad μ	$k_f(\mu, \xi_i)^2$							
	$\xi^{(1)}$ = 0.5%	ξ = 1%	ξ = 2%	ξ = 5%	ξ = 10%	ξ = 15%	ξ = 20%	ξ = 30%
1.0	1.67	1.53	1.32	1.00	0.76	0.64	0.56	0.47
1.25	1.08	1.04	0.96	0.82	0.67	0.58	0.52	0.44
2.0	0.91	0.89	0.84	0.74	0.63	0.55	0.50	0.43

Notas:

1. ξ = Nivel de amortiguamiento viscoso del sistema elástico
2. Factor de corrección de ductilidad y amortiguamiento

Fuente: Norma SDST NZ

El método antes descrito, se empleó para construir una planilla de cálculo en excel que permita calcular todos los parámetros hidrodinámicos para el modelamiento y análisis de los reservorios elevados según SDST NZ.

2.5. Definición de términos básicos

Las siguientes definiciones han sido consideradas de la norma E.060

a. Carga de servicio

Carga prevista en el análisis durante la vida de la estructura (no tiene factores de amplificación).

b. Carga amplificada o factorizada

Carga multiplicada por factores de carga apropiados, utilizada en el diseño por resistencia a carga última (rotura).

c. Módulo de elasticidad

Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material.

d. Muro estructural

Elemento estructural, generalmente vertical empleado para encerrar o separar ambientes, resistir cargas axiales de gravedad y resistir cargas perpendiculares a su plano provenientes de empujes laterales de suelos o líquidos.

e. Resistencia de diseño

Resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ que corresponda

f. Columna

Elemento con una relación entre altura y menor dimensión lateral mayor que tres, usado principalmente para resistir carga axial de compresión.

g. Viga

Elemento estructural que trabaja fundamentalmente a flexión y cortante.

h. Losa

Elemento estructural de espesor reducido respecto a sus otras dimensiones usado como techo o piso, generalmente horizontal y armado en una o dos direcciones según el tipo de apoyo existente en su contorno.

Usado también como diafragma rígido para mantener la unidad de la estructura frente a cargas horizontales de sismo.

i. Resistencia a la fluencia

Resistencia a la fluencia mínima especificada o punto de fluencia del refuerzo. La resistencia a la fluencia o el punto de fluencia deben

determinarse en tracción, de acuerdo con las Normas Técnicas Peruanas (NTP) aplicables.

j. Concreto

Es la mezcla constituida por cemento, agregados, agua y eventualmente aditivos, en proporciones adecuadas para obtener las propiedades prefijadas.

k. Concreto armado

Concreto estructural reforzado con no menos de la cantidad mínima de acero

l. Resistencia nominal

Resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de esta Norma (E.060), antes de aplicar el factor de reducción de resistencia

m. Resistencia requerida

Resistencia que un elemento o una sección transversal debe tener para resistir las cargas amplificadas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinadas según lo estipulado en esta norma (E.060)

n. Resistencia especificada a la compresión del concreto ($f'c$)

Resistencia a la compresión del concreto empleado en el diseño y evaluada de acuerdo con las consideraciones de esta norma.

CAPÍTULO III. PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

3.1. Metodología de la investigación

A. Tipo de investigación

Descriptiva, debido a que en ella se describe el comportamiento dinámico de un tanque elevado con estructura de soporte tipo marco, evaluado con distintas normas.

B. Población

La población de estudio son todos los reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco ubicados en la ciudad de Cajamarca.

C. Muestra

La muestra para la presente investigación fue reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco de 15 m³, 30 m³ y 60 m³, con las mismas características geométricas, ubicados en la ciudad de Cajamarca, evaluados cada uno con distinta norma.

D. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Para la elaboración de este estudio se utilizó el software de análisis por elementos finitos SAP 2000, el cual permitió construir y analizar los modelos para los reservorios elevados de acuerdo con las metodologías descritas en ambas normas, para luego obtener los esfuerzos y desplazamientos dinámicos.

E. Análisis e interpretación de datos

En la investigación se realizó un estudio cuantitativo y comparativo de las variables independientes (evaluados con norma norteamericana y neozelandesa), dicho trabajo se elaboró apoyado en el software SAP 2000, y mediante tablas permitió comparar los resultados obtenidos con las distintas normas.

3.2. Diseño metodológico

3.2.1. Procedimiento para el modelamiento de reservorios elevados

Se realizó el modelamiento y análisis dinámico de los reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco de 60 m3, 30 m3 y 15 m3, aplicando en cada uno de los reservorios las metodologías descritas en la norma norteamericana ACI 350.03 “Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures” y norma neozelandesa “Seismic Design of storage tanks”, con ayuda del programa SAP 2000v15.

Se considero como estructura de soporte cuatro columnas las cuales están empotradas en la base y para representar un comportamiento más realista también se modelo una losa de concreto como techo del reservorio elevado.

La masa que corresponde a la componente convectiva se asignó a la altura correspondiente según lo calculado para cada norma, y se conecta a la pared del tanque mediante elementos tipo resorte con una rigidez según cada norma. Con esto se pretende que las fuerzas sísmicas aplicadas sobre la componente convectiva sean representadas y distribuidas de la forma más similar al comportamiento de la masa convectiva que se desplaza dentro del reservorio debido al sismo.

La masa correspondiente a la componente impulsiva se repartió alrededor de las paredes del tanque para que represente de esta forma la teoría general del análisis realizado por Housner en 1963, en donde se señala que la masa impulsiva se mueve en forma solidaria a la estructura del tanque.

La altura a la cual se repartió la masa impulsiva se calculó mediante la relación entre el peso y volumen de la componente impulsiva y el total del líquido almacenado en el tanque.

La relación queda de la siguiente manera:

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{V_i}{V_L} \quad (3.01)$$

Luego la altura en que se reparte la masa impulsiva es la siguiente:

$$h_{DI} = \frac{W_i}{W_L} h_L \quad (3.02)$$

3.2.2. Aproximación del modelo computacional en SAP2000v15

La primera aproximación a un modelo computacional de los reservorios de almacenamiento se logra mediante la aplicación de un modelo en Sap2000, haciendo uso de elementos shell, y con la incorporación de parámetros sísmicos aplicables al modelo.

Los elementos shell son elementos área, típicamente triangulares o cuadriláteros, utilizados para modelar comportamientos combinados del tipo membrana y placa (flexión). Dado el comportamiento de los reservorios de almacenamiento que involucran efectos axiales y flexionantes, los elementos que mejor representan estas características son los shell.

Se realizaron modelos tridimensionales de los reservorios de estudio mediante la aplicación de elementos shell en las paredes, y una distribución adecuada de las masas que representan los efectos hidrodinámicos del líquido, para cada reservorio según lo calculado aplicando las metodologías de cada norma.

3.2.3. Construcción del espectro sísmico de diseño

Para la construcción del espectro sísmico de diseño tenemos distintos coeficientes de reducción R_{wi} (Componente impulsiva) y R_{wc} (Componente convectiva) según el ACI 350.03-06, y según SDST NZ tenemos diferentes amortiguamientos ξ_i (Amortiguamiento impulsivo) y ξ_c (Amortiguamiento convectivo), y debido a que el programa SAP2000 acepta un único espectro de diseño, es que se decide utilizar un espectro combinado, que represente ambos casos en cada norma, para obtener resultados finales los cuales serán objetos de comparación.

Para la construcción del espectro combinado se utilizó dos rangos:

- El primer rango corresponde a la componente convectiva, en donde se mantiene el espectro convectivo desde un valor próximo inferior al periodo convectivo calculado para cada norma hacia adelante (periodos largos).
- El segundo rango corresponde a la componente impulsiva del tanque (periodos cortos), en donde se mantiene el espectro impulsivo desde el valor cero hasta el valor del periodo considerado en el primer rango.

3.3. Características de los reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco.

Se considero tres reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco ubicados en la ciudad de Cajamarca, de volúmenes de 60 m³, 30 m³ y 15 m³, con las características descritas en la siguiente tabla.

Cuadro n° 1. Características y dimensiones de los reservorios elevados analizados

Características/Dimensiones	Reservorio elevado 60 m ³	Reservorio elevado 30 m ³	Reservorio elevado 15 m ³
Tanque			
Largo (m)	4.50	3.60	2.90
Ancho (m)	4.50	3.60	2.90
Altura de agua (m)	3.10	2.50	1.80
Borde libre (m)	0.50	0.50	0.50
Altura de pared (m)	3.60	3.00	2.30
Espesor de pared (m)	0.20	0.20	0.20
Espesor de losa de fondo (m)	0.20	0.20	0.20
Espesor de techo (m)	0.15	0.15	0.10
Elevación (m)	20.00	20.00	20.00
Estructura de soporte			
Columnas (m)	0.80 x 0.80	0.60 x 0.60	0.50 x 0.50
Vigas (m)	0.80 x 1.00	0.60 x 0.80	0.50 x 0.70
Cargas			
Cargas en techo (kg/m ²)	100	100	100
Altura de presión de agua (m)	3.10	2.50	1.80
Materiales			
Concreto para columnas, vigas y techo (kg/cm ²)	210	210	210
Concreto para paredes y losa de fondo (kg/cm ²)	280	280	280
Peso específico del agua (kg/m ³)	1000	1000	1000

Los parámetros sísmicos aplicados en el análisis para cada uno de los reservorios elevados fueron calculados según las metodologías descritas en cada norma, con ayuda de hojas Excel presentadas en anexos.

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. Resultado de la investigación

En esta investigación se realizó la comparación de las respuestas obtenidas a partir de un análisis sísmico dinámico para cada uno de los reservorios, evaluados con ambas normas. Los resultados obtenidos del análisis a comparar son: Fuerza anular, momentos en paredes y losa de fondo, fuerza cortante, esfuerzos en columnas y vigas, desplazamientos.

4.1.1. Resultados en reservorios elevados evaluados con la norma ACI 350.03

Dado que el análisis sísmico dinámico con la norma ACI 350.03 para los tres reservorios elevados es similar, lo único que cambia son las dimensiones de los elementos estructurales de acuerdo con el volumen requerido y por ende los parámetros sísmicos, por lo cual solo se presenta los diagramas de esfuerzos del reservorio elevado de 60 m³, de los demás reservorios de 30m³ y 15 m³ solo se presenta los resultados máximos.

4.1.1.1. Fuerza anular o axial F11

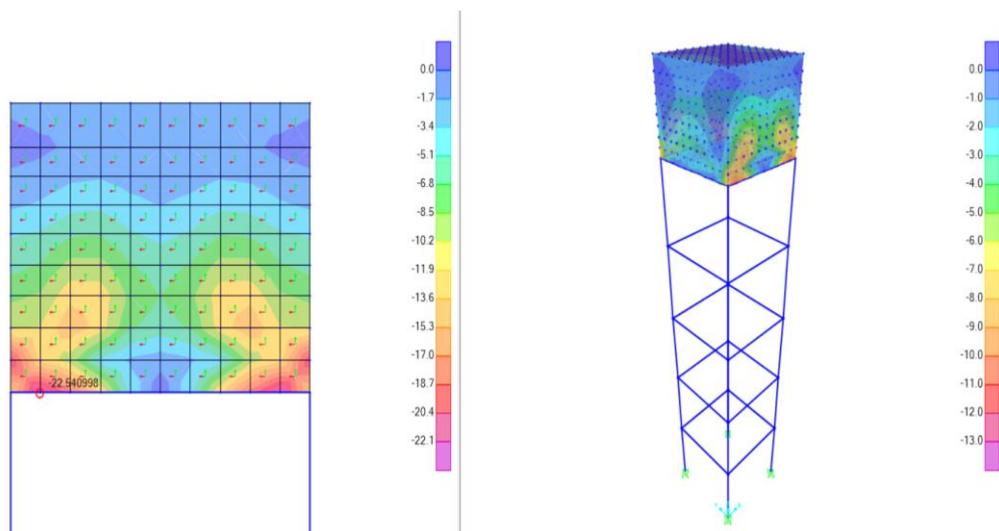


Figura 12. Fuerza anular en pared del reservorio elevado de 60 m³ – ACI 350.03

Resultados de fuerza anular máxima F11, corresponde a fuerza axial ejercida horizontalmente en las paredes.

- En el reservorio elevado de 60 m³ se da en la parte baja entre la losa de fondo y la pared, con un valor de 22.54 Tn/m
- En el reservorio elevado de 30 m³ se da en la parte baja entre la losa de fondo y la pared, con un valor de 21.20 Tn/m
- En el reservorio elevado de 15 m³ se da en la parte baja entre la losa de fondo y la pared, con un valor de 14.58 Tn/m

4.1.1.2. Momento en las paredes M11

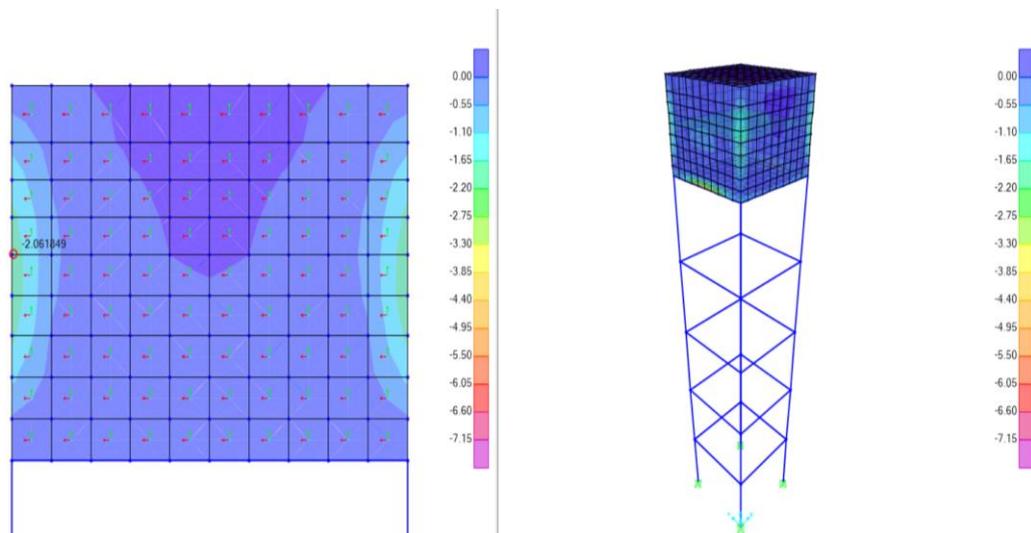


Figura 13. Momento M11 en pared del reservorio elevado de 60m³ – ACI 350.03

Resultados de Momento máximo M11, corresponde al momento horizontal en las paredes.

- En el reservorio elevado de 60 m³ se da en la parte media de la altura del reservorio en la unión de las paredes, con un valor de 2.06 Tn-m/m
- En el reservorio elevado de 30 m³ se da en la parte media de la altura del reservorio en la unión de las paredes, con un valor de 1.07 Tn-m/m
- En el reservorio elevado de 15 m³ se da en la parte media de la altura del reservorio en la unión de las paredes, con un valor de 0.40 Tn-m/m

4.1.1.3. Momento en las paredes M22

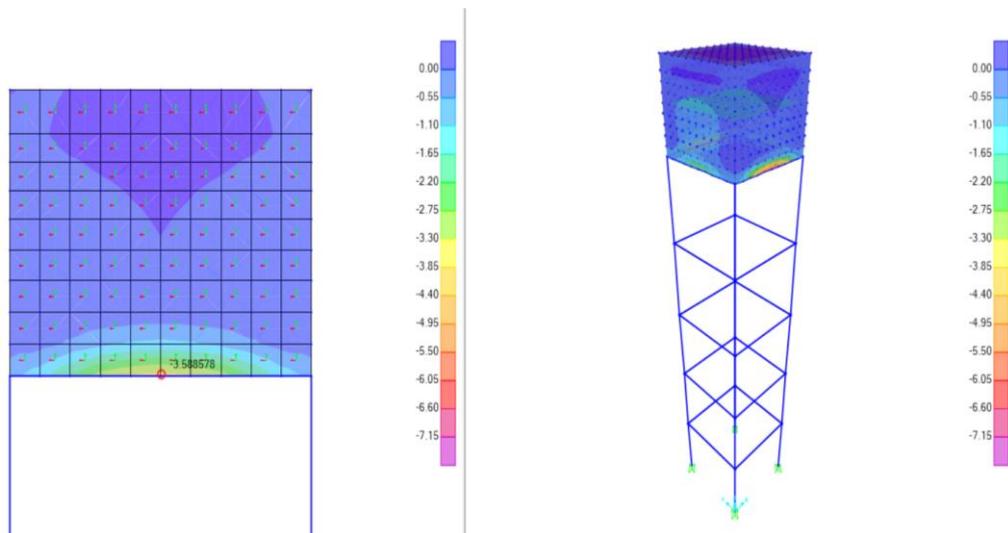


Figura 14. Momento M22 en pared del reservorio elevado de 60m³ – ACI 350.03

Resultados de Momento máximo M22, corresponde al momento vertical en las paredes.

- En el reservorio elevado de 60 m³ se da en la parte baja en la unión de pared y losa de fondo, con un valor de 3.58 Tn-m/m
- En el reservorio elevado de 30 m³ se da en la parte baja en la unión de pared y losa de fondo, con un valor de 2.15 Tn-m/m
- En el reservorio elevado de 15 m³ se da en la parte baja en la unión de pared y losa de fondo, con un valor de 1.07 Tn-m/m

4.1.1.4. Fuerza cortante en las paredes V23

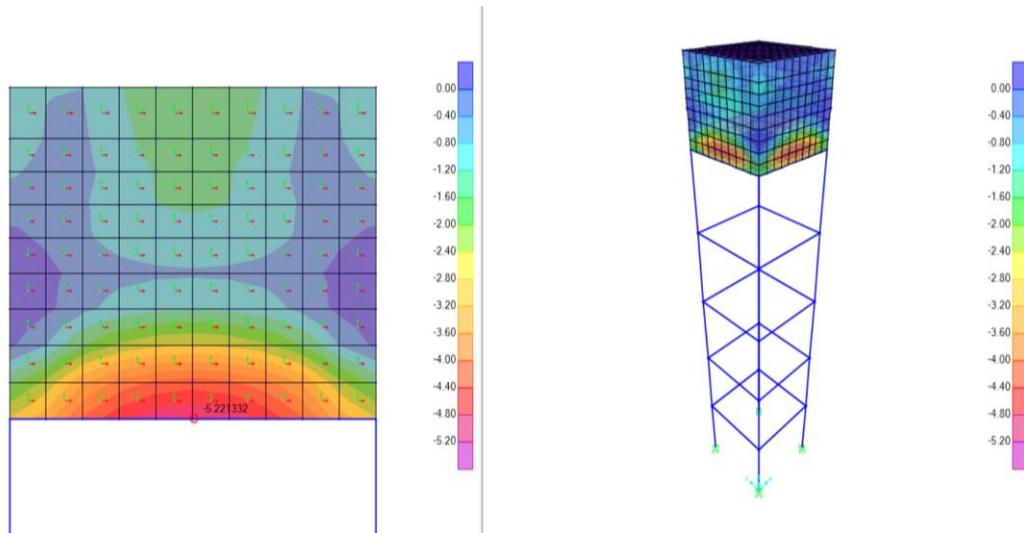


Figura 15. Cortante V23 en pared del reservorio elevado de 60m³ – ACI 350.03

Resultados de cortante máximo V23, corresponde a la fuerza cortante que actúa en las paredes.

- En el reservorio elevado de 60 m³ se da en la parte baja de la pared del reservorio, con valor de 5.22 Tn/m
- En el reservorio elevado de 30 m³ se da en la parte baja de la pared del reservorio, con un valor de 3.60 Tn/m
- En el reservorio elevado de 15 m³ se da en la parte baja de la pared del reservorio, con un valor de 2.14 Tn/m

4.1.1.5. Momento en losa de fondo M11

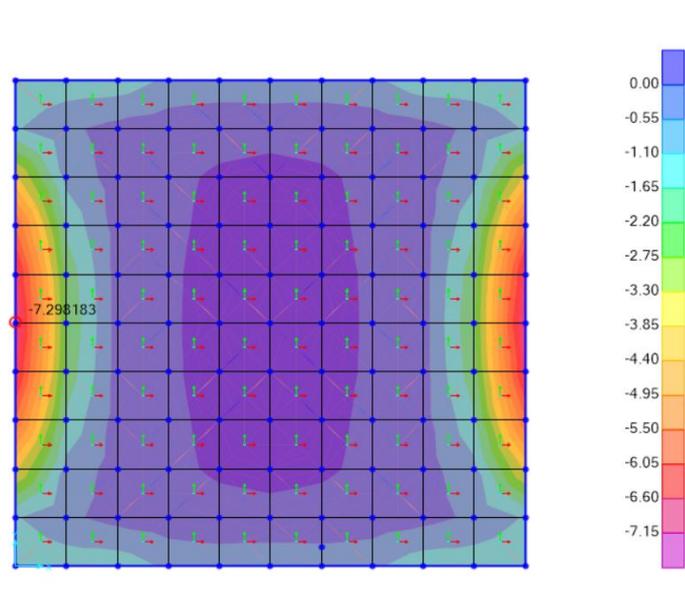


Figura 16. Momento M11 en fondo del reservorio elevado de 60m³ – ACI 350.03

Resultados de momento máximo M11, corresponde al momento flexionante en losa de fondo.

- En el reservorio elevado de 60 m³ se da en los extremos de la losa de fondo, con un valor de 7.30 Tn-m/m
- En el reservorio elevado de 30 m³ se da en los extremos de la losa de fondo, con un valor de 3.89 Tn-m/m
- En el reservorio elevado de 15 m³ se da en los extremos de la losa de fondo, con un valor de 1.79 Tn-m/m

4.1.1.6. Esfuerzos en columnas

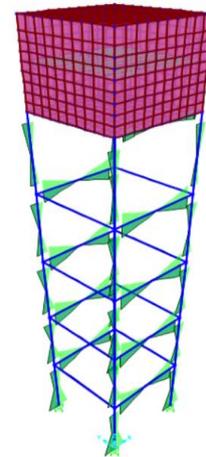
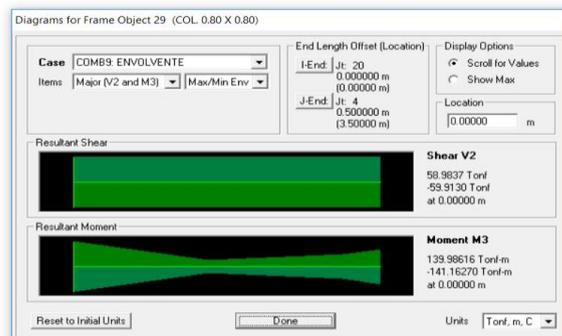


Figura 17. Cortante y Momento en columnas del reservorio de 60m³ – ACI 350.03

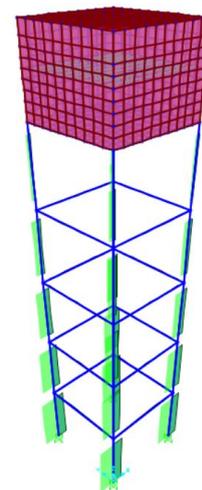
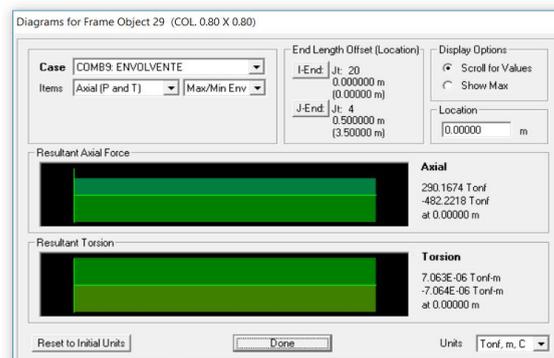


Figura 18. Fuerza Axial en columnas del reservorio elevado de 60m³ – ACI 350.03
Resultados de esfuerzos máximos en las columnas:

- Los esfuerzos máximos en las columnas para el reservorio elevado de 60 m³ son: Fuerza axial de 482.22 Tn, Cortante de 59.91 Tn y Momento flexionante de 141.16 Tn-m.
- Los esfuerzos máximos en las columnas para el reservorio elevado de 30 m³ son: Fuerza axial de 305.33 Tn, Cortante de 31.70 Tn y Momento flexionante de 71.51 Tn-m.
- Los esfuerzos máximos en las columnas para el reservorio elevado de 15 m³ son: Fuerza axial de 214.30 Tn, Cortante de 18.88 Tn y Momento flexionante de 41.65 Tn-m.

4.1.1.7. Esfuerzos en vigas

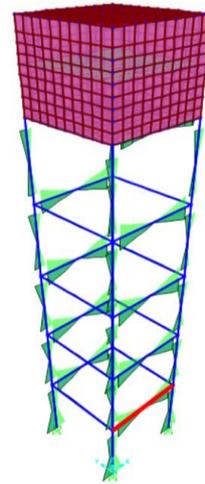
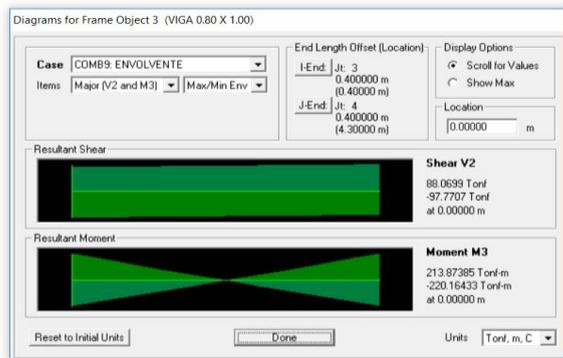


Figura 19. Cortante y Momento en vigas del reservorio de 60m³ – ACI 350.03

Resultados de esfuerzos máximos en las vigas:

- Los esfuerzos máximos en las vigas para el reservorio elevado de 60 m³ son: Cortante de 97.77 Tn y Momento flexionante de 220.16 Tn-m.
- Los esfuerzos máximos en las vigas para el reservorio elevado de 30 m³ son: Cortante de 64.65 Tn y Momento flexionante de 118.67 Tn-m.
- Los esfuerzos máximos en las vigas para el reservorio elevado de 15 m³ son: Cortante de 48.17 Tn y Momento flexionante de 71.54 Tn-m.

4.1.1.8. Desplazamiento lateral

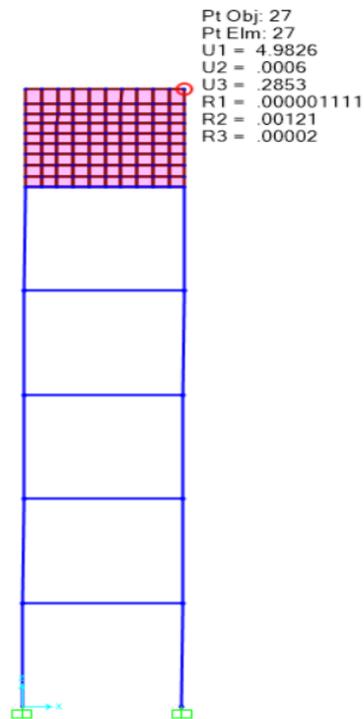


Figura 20. Desplazamiento máximo del reservorio elevado de 60m³ – ACI 350.03

Resultados de desplazamiento máximo:

- El desplazamiento máximo para el reservorio elevado de 60 m³ es de 4.98 cm y se da en el techo del reservorio.
- El desplazamiento máximo para el reservorio elevado de 30 m³ es de 7.02 cm y se da en el techo del reservorio.
- El desplazamiento máximo para el reservorio elevado de 15 m³ es de 7.96 cm y se da en el techo del reservorio.

4.1.2. Resultados en reservorios elevados evaluados con la norma SDST NZ

Dado que el análisis sísmico dinámico con la norma SDST NZ para los tres reservorios elevados es similar, lo único que cambia son las dimensiones de los elementos estructurales de acuerdo con el volumen requerido y por ende los parámetros sísmicos, por lo cual solo se presenta los diagramas de esfuerzos del reservorio elevado de 60 m³, de los demás reservorios de 30m³ y 15 m³ solo se presenta los resultados máximos.

4.1.2.1. Fuerza anular o axial F11

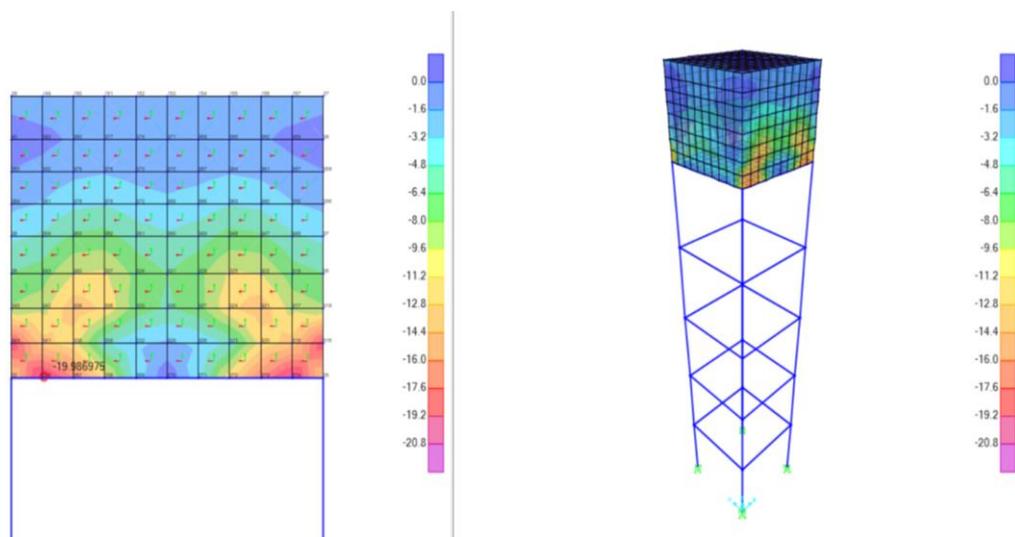


Figura 21. Fuerza anular en pared del reservorio elevado de 60 m³ – SDST NZ

Resultados de fuerza anular máximo F11, corresponde a fuerza axial ejercida horizontalmente en las paredes.

- En el reservorio elevado de 60 m³ se da en la parte baja entre la losa de fondo y la pared, con un valor de 19.98 Tn/m
- En el reservorio elevado de 30 m³ se da en la parte baja entre la losa de fondo y la pared, con un valor de 18.54 Tn/m
- En el reservorio elevado de 15 m³ se da en la parte baja entre la losa de fondo y la pared, con un valor de 12.68 Tn/m

4.1.2.2. Momento en las paredes M11

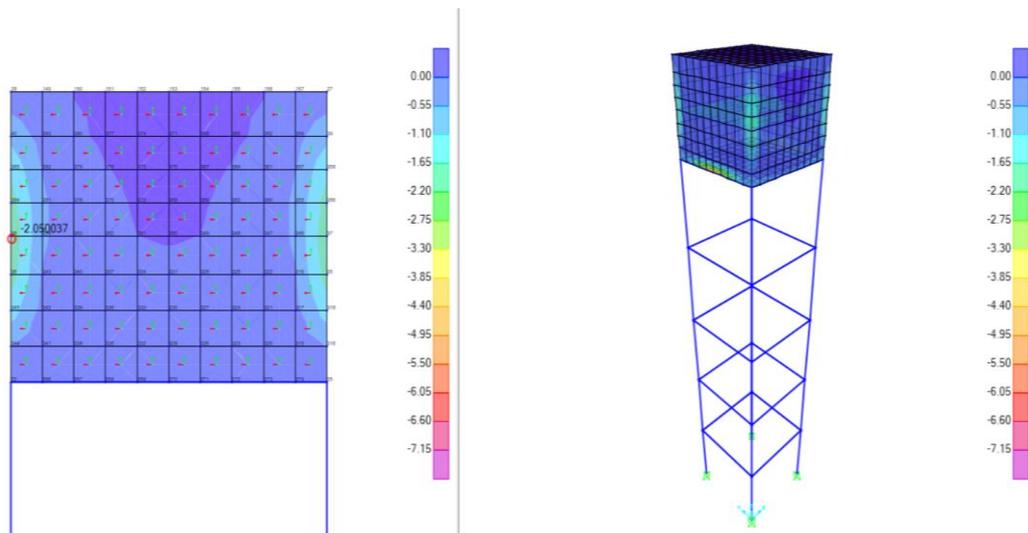


Figura 22. Momento M11 en pared del reservorio elevado de 60m³ – SDST NZ

Resultados de Momento máximo M11, corresponde al momento horizontal en las paredes.

- En el reservorio elevado de 60 m³ se da en la parte media de la altura del reservorio en la unión de las paredes, con un valor de 2.05 Tn-m/m.
- En el reservorio elevado de 30 m³ se da en la parte media de la altura del reservorio en la unión de las paredes, con un valor de 1.06 Tn-m/m.
- En el reservorio elevado de 15 m³ se da en la parte media de la altura del reservorio en la unión de las paredes, con un valor de 0.40 Tn-m/m.

4.1.2.3. Momento en las paredes M22

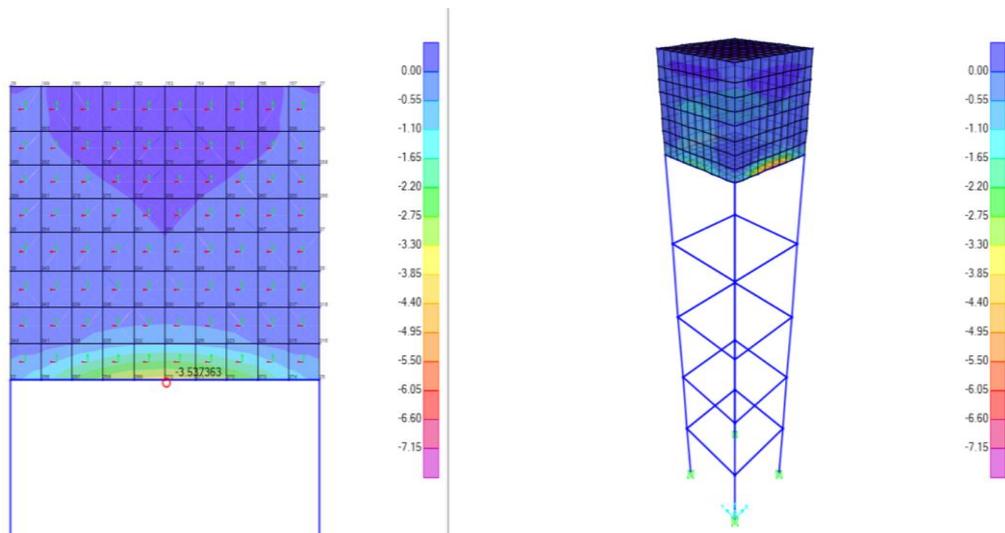


Figura 23. Momento M22 en pared del reservorio elevado de 60m³ – SDST NZ

Resultados de Momento máximo M22, corresponde al momento vertical en las paredes.

- En el reservorio elevado de 60 m³ se da en la parte baja en la unión de pared y losa de fondo, con un valor de 3.54 Tn-m/m
- En el reservorio elevado de 30 m³ se da en la parte baja en la unión de pared y losa de fondo, con un valor de 2.13 Tn-m/m
- En el reservorio elevado de 15 m³ se da en la parte baja en la unión de pared y losa de fondo, con un valor de 1.06 Tn-m/m

4.1.2.4. Fuerza cortante en las paredes V23

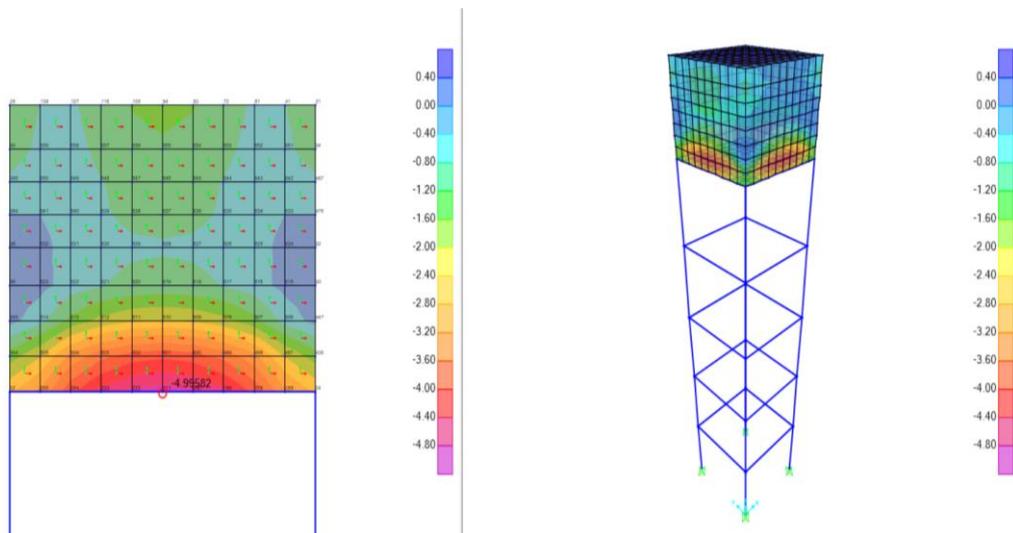


Figura 24. Cortante V23 en pared del reservorio elevado de 60m³ – SDST NZ

Resultados de cortante máximo V23, corresponde a la fuerza cortante que actúa en las paredes.

- En el reservorio elevado de 60 m³ se da en la parte baja de la pared del reservorio, con un valor de 5.00 Tn/m
- En el reservorio elevado de 30 m³ se da en la parte baja de la pared del reservorio, con un valor de 3.47 Tn/m
- En el reservorio elevado de 15 m³ se da en la parte baja de la pared del reservorio, con un valor de 2.10 Tn/m

4.1.2.5. Momento en losa de fondo M11

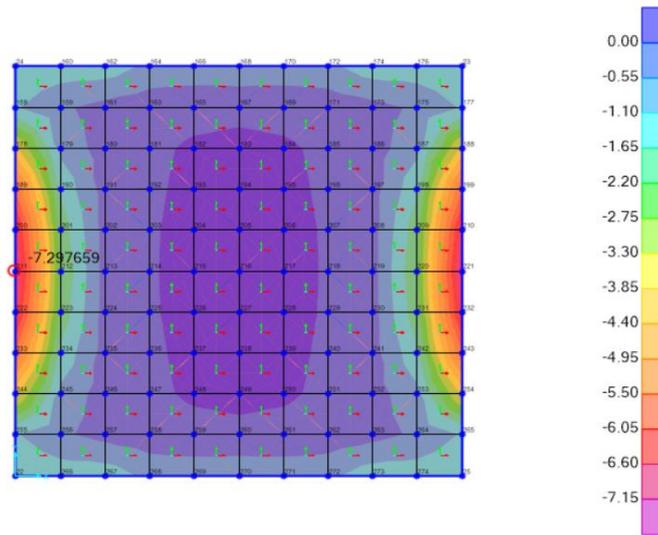


Figura 25. Momento M11 en losa de fondo del reservorio de 60m³ – SDST NZ

Resultados de momento máximo M11, corresponde al momento flexionante en losa de fondo.

- En el reservorio elevado de 60 m³ se da en los extremos de la losa de fondo, con un valor de 7.30 Tn-m/m
- En el reservorio elevado de 30 m³ se da en los extremos de la losa de fondo, con un valor de 3.89 Tn-m/m
- En el reservorio elevado de 15 m³ se da en los extremos de la losa de fondo, con un valor de 1.79 Tn-m/m

4.1.2.6. Esfuerzos en columnas

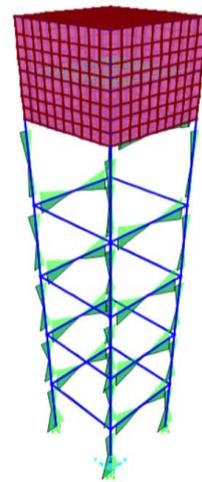
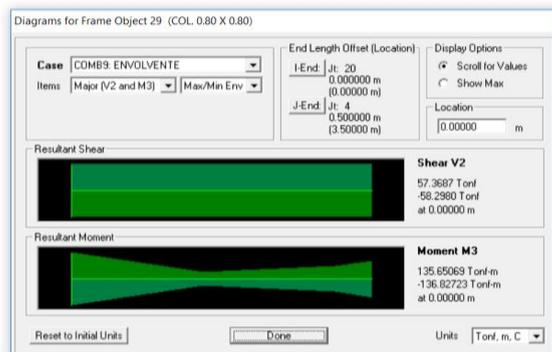


Figura 26. Cortante y Momento en columnas del reservorio de 60m³ – SDST NZ

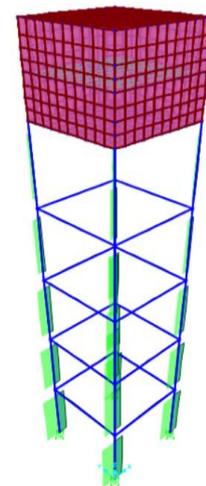
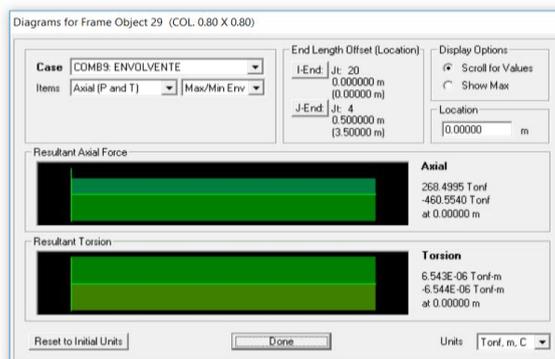


Figura 27. Fuerza Axial en columnas del reservorio elevado de 60m³ – SDST NZ

Resultados de esfuerzos máximos en las columnas:

- Los esfuerzos máximos en las columnas para el reservorio elevado de 60 m³ son: Fuerza axial de 460.55 Tn, Cortante de 58.30 Tn y Momento flexionante de 136.83 Tn-m.
- Los esfuerzos máximos en las columnas para el reservorio elevado de 30 m³ son: Fuerza axial de 271.95 Tn, Cortante de 28.14 Tn y Momento flexionante de 63.22 Tn-m.
- Los esfuerzos máximos en las columnas para el reservorio elevado de 15 m³ son: Fuerza axial de 185.41 Tn, Cortante de 16.24 Tn y Momento flexionante de 35.67 Tn-m.

4.1.2.7. Esfuerzos en vigas

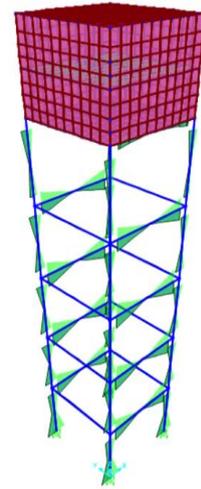
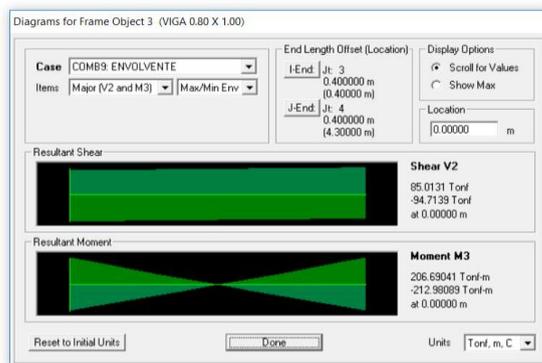


Figura 28. Cortante y Momento en vigas del reservorio de 60m³ – SDST NZ

Resultados de esfuerzos máximos en las vigas:

- Los esfuerzos máximos en las vigas para el reservorio elevado de 60 m³ son: Cortante de 94.71 Tn y Momento flexionante de 212.98 Tn-m.
- Los esfuerzos máximos en las vigas para el reservorio elevado de 30 m³ son: Cortante de 57.21 Tn y Momento flexionante de 104.77 Tn-m.
- Los esfuerzos máximos en las vigas para el reservorio elevado de 15 m³ son: Cortante de 41.24 Tn y Momento flexionante de 60.97 Tn-m.

4.1.2.8. Desplazamiento lateral

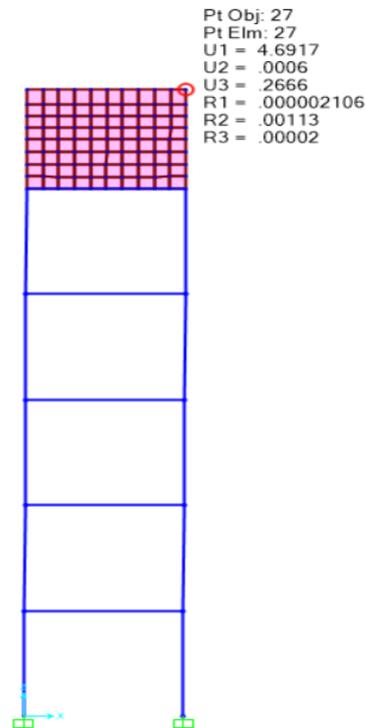


Figura 29. Desplazamiento máximo del reservorio elevado de 60m³ – SDST NZ

Resultados de desplazamiento máximo:

- El desplazamiento máximo para el reservorio elevado de 60 m³ es de 4.69 cm y se da en el techo del reservorio.
- El desplazamiento máximo para el reservorio elevado de 30 m³ es de 6.06 cm y se da en el techo del reservorio.
- El desplazamiento máximo para el reservorio elevado de 15 m³ es de 6.65 cm y se da en el techo del reservorio.

Como se puede observar para ambas normas, el desplazamiento máximo de los reservorios de 30 m³ y 15m³, son mayores que del reservorio de 60 m³, lo cual se debe al dimensionamiento de sección de las columnas y vigas las cuales para los reservorios de 30 y 15 m³ son de menor sección, y por ende de menor rigidez, lo cual permite mayor desplazamiento.

4.2. Análisis de resultados

Para poder realizar un análisis comparativo más claro, se tabulo los resultados obtenidos con cada norma en cuadros comparativos para cada reservorio elevado.

Cuadro n° 2. Resultados máximos en reservorio elevado de 60 m³

Esfuerzo		VOLUMEN = 60 m ³			
		ACI 350.03	SDST NZ	VARIACION	%
Esfuerzos en reservorio					
Fuerza anular o axial F11 (Tn/m)		22.54	19.98	2.56	11.4%
Momento en pared M11 (Tn-m/m)		2.06	2.05	0.01	0.5%
Momento en pared M22 (Tn-m/m)		3.58	3.54	0.04	1.1%
Fuerza cortante en pared V23 (Tn/m)		5.22	5.00	0.22	4.2%
Momento losa de fondo M11 (Tn-n/m)		7.30	7.30	0	0.0%
Esfuerzos en estructura de soporte					
Columna	Fuerza axial (Tn)	482.22	460.55	21.67	4.5%
	Cortante (Tn)	59.91	58.30	1.61	2.7%
	Momento (Tn-m)	141.16	136.83	4.33	3.1%
Vigas	Cortante (Tn)	97.77	94.71	3.06	3.1%
	Momento (Tn-m)	220.16	212.98	7.18	3.3%
Desplazamiento					
Desplazamiento (cm)		4.98	4.69	0.29	5.8%
Periodos					
Periodo convectivo (s)		2.42	1.96	0.46	19.0%
Periodo impulsivo (s)		0.35	0.07	0.28	80.0%

De los resultados del SAP 2000v15, y comparados según la Cuadro n°2, se puede interpretar lo siguiente para el reservorio elevado de 60m³:

- Con respecto al tanque el reservorio elevado evaluado con la norma norteamericana presenta esfuerzos mayores en fuerza anular del orden del 11.4%, momentos en paredes mayores de 0.5% a 1.1%, fuerza cortante mayor en 4.2%, sin embargo, el momento calculado en losa de fondo resulta igual para ambas normas.
- Con respecto a la estructura de soporte el reservorio elevado evaluado con la norma norteamericana presenta esfuerzos mayores de 2.7% al 4.5% en las columnas, y del orden del 3.1% a 3.3% en las vigas.
- El desplazamiento obtenido con la norma norteamericana es mayor en un 5.8% que lo obtenido con la norma neozelandesa.
- El periodo convectivo calculado con la norma norteamericana es mayor en un 19% que el calculado con la norma neozelandesa, así como también el periodo impulsivo es mayor en un 80%.

Cuadro n° 3. Resultados máximos en reservorio elevado de 30 m³

Esfuerzo		VOLUMEN = 30 m ³			
		ACI 350.03	SDST NZ	VARIACION	%
Esfuerzos en reservorio					
Fuerza anular o axial F11 (Tn/m)		21.2	18.54	2.66	12.5%
Momento en pared M11 (Tn-m/m)		1.07	1.06	0.01	0.9%
Momento en pared M22 (Tn-m/m)		2.15	2.13	0.02	0.9%
Fuerza cortante en pared V23 (Tn/m)		3.60	3.47	0.13	3.6%
Momento en losa de fondo M11 (Tn-n/m)		3.89	3.89	0	0.0%
Esfuerzos en estructura de soporte					
Columna	Fuerza axial (Tn)	305.33	271.95	33.38	10.9%
	Cortante (Tn)	31.70	28.14	3.56	11.2%
	Momento (Tn-m)	71.51	63.22	8.29	11.6%
Vigas	Cortante (Tn)	64.65	57.21	7.44	11.5%
	Momento (Tn-m)	118.67	104.77	13.9	11.7%
Desplazamiento					
Desplazamiento (cm)		7.02	6.06	0.96	13.7%
Periodos					
Periodo convectivo (s)		2.17	1.76	0.41	18.9%
Periodo impulsivo (s)		0.22	0.04	0.18	81.8%

De los resultados del SAP 2000v15, y comparados según la Cuadro n°3, se puede interpretar lo siguiente:

- Con respecto al tanque el reservorio elevado evaluado con la norma norteamericana presenta esfuerzos mayores en fuerza anular del orden del 12.5%, momento en paredes mayores en un 0.9%, fuerza cortante mayor en 3.6%, sin embargo, el momento calculado en losa de fondo resulta igual para ambas normas.
- Con respecto a la estructura de soporte el reservorio elevado evaluado con la norma norteamericana presenta esfuerzos mayores de 10.9% al 11.6% en las columnas, y del orden del 3.1% a 3.3% en las vigas.
- El desplazamiento obtenido con la norma norteamericana es mayor en un 13.7% que lo obtenido con la norma neozelandesa.
- El periodo convectivo calculado con la norma norteamericana es mayor en un 18.9% que el calculado con la norma neozelandesa, así como también el periodo impulsivo es mayor en un 81.8%.

Cuadro n° 4. Resultados máximos en reservorio elevado de 15 m³

Esfuerzo		VOLUMEN = 15 m ³			
		ACI 350.03	SDST NZ	VARIACION	%
Esfuerzos en reservorio					
Fuerza anular o axial F11 (Tn/m)		14.58	12.68	1.9	13.0%
Momento en pared M11 (Tn-m/m)		0.40	0.40	0	0.0%
Momento en pared M22 (Tn-m/m)		1.07	1.06	0.01	0.9%
Fuerza cortante en pared V23 (Tn/m)		2.14	2.10	0.04	1.9%
Momento en losa de fondo M11 (Tn-n/m)		1.79	1.79	0	0.0%
Esfuerzos en estructura de soporte					
Columna	Fuerza axial (Tn)	214.3	185.41	28.89	13.5%
	Cortante (Tn)	18.88	16.24	2.64	14.0%
	Momento (Tn-m)	41.65	35.67	5.98	14.4%
Vigas	Cortante (Tn)	48.17	41.24	6.93	14.4%
	Momento (Tn-m)	71.54	60.97	10.57	14.8%
Desplazamiento					
Desplazamiento (cm)		7.96	6.65	1.31	16.5%
Periodos					
Periodo convectivo (s)		1.96	1.60	0.36	18.4%
Periodo impulsivo (s)		0.12	0.07	0.05	41.7%

De los resultados del SAP 2000v15, y comparados según la Cuadro n°4, se puede interpretar lo siguiente:

- Con respecto al tanque el reservorio elevado evaluado con la norma norteamericana presenta esfuerzos mayores en fuerza anular del orden del 13%, momento en paredes mayores en un 0.9%, fuerza cortante mayor en 1.9%, sin embargo, el momento calculado en losa de fondo resulta igual para ambas normas.
- Con respecto a la estructura de soporte el reservorio elevado evaluado con la norma norteamericana presenta esfuerzos mayores de 13.5% al 14.4% en las columnas, y del orden del 3.1% a 3.3% en las vigas.
- El desplazamiento obtenido con la norma norteamericana es mayor en un 16.5% que lo obtenido con la norma neozelandesa.
- El periodo convectivo calculado con la norma norteamericana es mayor en un 18.4% que el calculado con la norma neozelandesa, así como también el periodo impulsivo es mayor en un 41.7%.

Cuadro n° 5. Resumen de resultados máximos en los tres reservorios elevados analizados

Esfuerzo		VOLUMEN = 60 m3				VOLUMEN = 30 m3				VOLUMEN = 15 m3			
		ACI 350.03	SDST NZ	VARIACION	%	ACI 350.03	SDST NZ	VARIACION	%	ACI 350.03	SDST NZ	VARIACION	%
Esfuerzos en reservorio													
Fuerza anular o axial F11 (Tn/m)		22.54	19.98	2.56	11.4%	21.2	18.54	2.66	12.5%	14.58	12.68	1.9	13.0%
Momento en pared M11 (Tn-m/m)		2.06	2.05	0.01	0.5%	1.07	1.06	0.01	0.9%	0.40	0.40	0.00	0.0%
Momento en pared M22 (Tn-m/m)		3.58	3.54	0.04	1.1%	2.15	2.13	0.02	0.9%	1.07	1.06	0.01	0.9%
Fuerza cortante en pared V23 (Tn/m)		5.22	5.00	0.22	4.2%	3.60	3.47	0.13	3.6%	2.14	2.10	0.04	1.9%
Momento en losa de fondo M11 (Tn-n/m)		7.30	7.30	0.00	0.0%	3.89	3.89	0.00	0.0%	1.79	1.79	0.00	0.0%
Esfuerzos en estructura de soporte													
Columnas	Fuerza axial (Tn)	482.22	460.55	21.67	4.5%	305.33	271.95	33.38	10.9%	214.3	185.41	28.89	13.5%
	Cortante (Tn)	59.91	58.30	1.61	2.7%	31.70	28.14	3.56	11.2%	18.88	16.24	2.64	14.0%
	Momento (Tn-m)	141.16	136.83	4.33	3.1%	71.51	63.22	8.29	11.6%	41.65	35.67	5.98	14.4%
Vigas	Cortante (Tn)	97.77	94.71	3.06	3.1%	64.65	57.21	7.44	11.5%	48.17	41.24	6.93	14.4%
	Momento (Tn-m)	220.16	212.98	7.18	3.3%	118.67	104.77	13.9	11.7%	71.54	60.97	10.57	14.8%
Desplazamiento													
Desplazamiento (cm)		4.98	4.69	0.29	5.8%	7.02	6.06	0.96	13.7%	7.96	6.65	1.31	16.5%
Periodos													
Periodo convectivo (s)		2.42	1.96	0.46	19.0%	2.17	1.76	0.41	18.9%	1.96	1.60	0.36	18.4%
Periodo impulsivo (s)		0.35	0.07	0.28	80.0%	0.22	0.04	0.18	81.8%	0.12	0.07	0.05	41.7%

4.3. Contratación de la hipótesis

La hipótesis planteada conceptualmente contemplaba que los reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco evaluados con la norma norteamericana ACI 350.03-06 presentan un mejor comportamiento dinámico en comparación de los reservorios elevados evaluados con la norma neozelandesa SDST NZ.

De acuerdo con los análisis sísmicos dinámicos realizados en los tres reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco de 60 m³, 30 m³ y 15 m³ con cada una de las dos normas, se verifica que los reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco evaluados con la norma norteamericana ACI 350.03-06 presentan un mejor comportamiento dinámico en comparación a los reservorios elevados evaluados con la norma neozelandesa SDST NZ

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- En la parte del tanque: la fuerza anular calculada en los tres reservorios elevados con la norma norteamericana ACI 350.03-06 es mayor que lo calculado con la norma neozelandesa SDST NZ en el rango de 11.4% a 13.0%, también los momentos en las paredes son mayores en un 0.5% a 1.1%, y la fuerza cortante en la pared es mayor en un 1.9% a 4.2%, sin embargo, los momentos obtenidos en la losa de fondo para ambas normas son iguales.
- Con respecto a la estructura de soporte: en las columnas la fuerza axial calculada en los tres reservorios elevados con la norma norteamericana es mayor en el rango de 4.5% a 13.5%, además la fuerza cortante es mayor en un 2.7% a 14% y también los momentos a flexión son mayores en un 3.1% a 14.4%. En las vigas el cortante es mayor en un 3.1% a 14.4% y momento a flexión es mayor en un 3.3% a 14.8%.
- Los desplazamientos calculados para los tres reservorios elevados con la norma norteamericana son mayores en el rango de 5.8% a 16.5%.
- Los periodos convectivos calculados con la norma norteamericana son mayores en un 18.4% a 19%, así como también los periodos impulsivos son mayores en un 41.7% a 81.8%.
- De acuerdo a la realidad peruana, los reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco evaluados con la norma norteamericana ACI 350.03-06 presentan un mejor comportamiento dinámico en comparación a los reservorios elevados evaluados con la norma neozelandesa SDST NZ.

5.2. Recomendaciones

- Realizar investigaciones comparando el comportamiento dinámico de reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco evaluados con ambas normas considerando la interacción suelo- estructura.
- Realizar investigaciones analizando el comportamiento dinámico de un reservorio elevado con estructura de soporte tipo marco, considerando aisladores sísmicos.
- Se recomienda seguir investigando el comportamiento dinámico de otros tipos de reservorios elevados evaluadas con otras normas de reconocido valor internacional.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Pupiales Valdivieso, AM. 2013. Análisis de la interacción fluido – estructura en el diseño sísmico de tanques cilíndricos de acero según las normas: americana, neozelandesa, ecuatoriana y métodos simplificados. Tesis Ing. Civil. Quito, Ecuador, USFQ.
- Vidal Parra, GF. 2007. Diseño sísmico de un estanque de hormigón armado. comparación del código norteamericano y las recomendaciones neozelandesas. Tesis Ing. Civil. Concepción, Chile, UCSC.
- Nuñez Echaccaya, LW. 2011. Propuesta tecnológica para el mejoramiento del comportamiento sísmico de reservorio elevado con estructura de soporte tipo marco. Diplomado Especializado en Diseño Estructural III. Lima, UPC.
- Llasa Funes, O. s.f. Análisis sísmico de reservorios.s.l. 8p.
- Silva Tarrillo, MA. 2013. Evaluación del comportamiento estructural de reservorios apoyados de concreto armado de sección rectangular y circular. Tesis Ing. Civil. Cajamarca, UNC.
- Villoslada Ucañan, JP. 2013. Comparación del comportamiento estructural de un reservorio de concreto armado y un reservorio con planchas de acero corrugado. Tesis Ing. Civil. Cajamarca, UNC.
- Martos Salas, FA. 2013. Evaluación de los esfuerzos de un reservorio circular entre el método estático y el método dinámico sismorresistente. Tesis Ing. Civil. Cajamarca, UNC.
- Rivera Feijoo, JR. 1984. Análisis sísmico de reservorios elevados con estructura cilíndrica de soporte. Tesis Magister Ing. Civil. Lima, UNI.
- Huaranga Huamani, PG. 2015. Evaluación de la respuesta sísmica no lineal de reservorios elevados tipo intze. Tesis Magister Ing. Civil. Lima, PUCP.
- Quispe Apaza, EB. 2014. Análisis y diseño sísmico de un reservorio elevado tipo intze de 600 m3. Tesis Ing. Civil. Arequipa, UNSA.
- Masoudi, M; Eshghi, S; Ghafory-Ashtiany, M. 2012 . Evaluation of response modification factor (R) of elevated concrete tanks. s.l. 11p.
- Livaoglu, R; Dogangun, A. 2006. Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid-structure-soil interaction. Journal of Fluids and Structures. s.l. 19p.

- Jaiswal, OR; Rai, DC; Jain, SK. 2007. Review of Seismic Codes on Liquid Containing Tanks. s.l. 22p.
- RNE E.030, 2016. Diseño sismorresistente.
- RNE E030, 2009. Concreto Armado.
- New Zealand National Society for Earthquake Engineering. 1986. Recommendations for Seismic Design of Storage Tanks. New Zealand.
- New Zealand National Society for Earthquake Engineering. Revisión 2009 Recommendations for Seismic Design of Storage Tanks. New Zealand.
- NZS 1170.5: 2004 New Zealand Standard, Part 5: Earthquake actions- New Zealand – Comentario.
- ACI 350.03. 2001. Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures (ACI 350.3.01) and Commentary (350-3R.01).
- ACI 350.03. 2006. Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures (ACI 350.3.06) and Commentary (350-3R.06).
- ACI 350. 2001. Code Requirements for environmental engineering concrete structures (ACI 350.3.06) and Commentary (ACI 350R-01).
- Housner G., 1963, Dynamic behavior of water tanks, Bulletin of the Seismological Society of the America 53
- Haroun M., Housner G., 1981, Seismic design of liquid storage tanks. ASCE Journal of Technical Councils 107
- Chandrasekaran A., Krishna J., 1954, Water towers in seismic zones, Proceedings of the Third World Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda
- OPS/CEPIS. 2005. Guía para el diseño de reservorios elevados de agua potable. Lima. 26p

ANEXOS

ANEXO A: Calculo de parámetros sísmicos con norma ACI 350.03

1. Reservorio Elevado V = 60 m3

RESERVORIO ELEVADO DE 60 m3			
Dimensiones:			
L:	4.50 m	(Lado de tanque)	
Hl:	3.10 m	(Altura de agua)	
BL:	0.50 m	(Borde libre)	
Hw:	3.60 m	(Altura de muro)	
$t_w =$	0.20 m	(Espesor de muro)	
Selección de factores de acuerdo a la realidad Peruana			
La selección de los factores se realizara de acuerdo a la norma E-030, con ubicación en la ciudad de Cajamarca			
CATEGORIA	A2		
ZONA SISMICA	3		
TIPO DE SUELO	S2		
FACTOR		VALOR	
FACTOR DE ZONA	Z		0.35
FACTOR DE USO	U		1.50
FACTOR DE SUELO	S		1.15
PERIODO T_P	T_P		0.60
PERIODO T_L	T_P		2.00
Factor de reduccion			
COMPONENTE IMPULSIVA	R_{wi}		2.00
COMPONENTE CONVECTIVA	R_{wc}		1.00
Datos:			
$f'_c =$	280.00 kg/cm ²	(Concreto para muros)	
$\gamma_a =$	1000.00 kg/m ³	(Peso especifico del agua)	
$\gamma_c =$	2400.00 kg/m ³	(Peso especifico del concreto)	
$g =$	9.81 m/s ²	(Aceleracion de la gravedad)	
$E_c =$	250998.0 kg/cm ²	(Modulo de elasticidad del concreto)	
Calculo del peso del liquido			
WL:	62775.00 kg		

Masa del liquido			
ml =	6399.08 kg-s ² /m		
Coeficiente de masa efectiva			
$\varepsilon = \left[0.0151 \left(\frac{L}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{L}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1.0$			
$\varepsilon =$	0.78		
Calculo del peso efectivo impulsiva y convectiva			
*Calculo del peso efectivo de la componente impulsiva			
$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh[0.866(L/H_L)]}{0.866(L/H_L)}$			
$\frac{W_i}{W_L} =$	0.676		
$W_i =$	42459.09 kg		
Masa impulsiva			
mi =	4328.14 kg-s ² /m		
*Calculo del peso efectivo de la componente convectiva			
$\frac{W_c}{W_L} = 0.264(L/H_L) \tanh[3.16(H_L/L)]$			
$\frac{W_c}{W_L} =$	0.373		
$W_c =$	23446.20 kg		
Masa convectiva			
mc =	2390.03 kg-s ² /m		

Calculo de periodos para componente impulsiva y convectiva	
* Para la componente impulsiva se calcula de la siguiente manera:	
$T_I = \frac{2\pi}{\omega_I} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$	$\omega_I = \sqrt{\frac{k}{m}}$
Donde:	
$k = \frac{E_c}{4 \times 10^6} x \left(\frac{t_w}{h}\right)^3$	$m = m_w + m_i$
$h = \frac{(h_w m_w + h_i m_i)}{(m_w + m_i)}$	
* $h_w = 0.5 H_w$	
$h_w =$	1.80 m
* $m_w = H_w \frac{t_w}{10^3} \left(\frac{\gamma_c}{g}\right)$	
$m_w =$	176.147
* $m_i = \left(\frac{W_i}{W_l}\right) \left(\frac{L}{2}\right) H_L \left(\frac{\gamma_L}{g}\right)$	
$m_i =$	480.905
Entonces:	
$h =$	1.33 m
$m =$	657.05 kg
Con lo cual:	
$k =$	211745.3 kg/m
$\omega_I =$	17.95 rad/s
Por lo tanto:	
$T_I =$	0.35 s
* Para la componente convectiva se calcula de la siguiente manera:	
$T_C = \frac{2\pi}{\omega_c} = \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right) \sqrt{L}$	$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{L}}$
$\lambda = \sqrt{3.16g \tanh[3.16(H_L/L)]}$	
$\lambda =$	5.497
$\omega_c =$	2.59 rad/s
Por lo tanto:	
$T_C =$	2.42 s

Calculo de las alturas impulsiva y convectiva			
*Caso EBP (Presion basal excluida)			
La altura impulsiva esta dada por:			
$\frac{L}{H_L} < 1.333 \rightarrow \frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \left(\frac{L}{H_L}\right)$			
$\frac{L}{H_L} \geq 1.333 \rightarrow \frac{h_i}{H_L} = 0.375$			
Como:			
$\frac{L}{H_L} =$	1.452	Entonces:	$\frac{h_i}{H_L} = 0.375$
$h_i =$	1.16 m		
La altura convectiva esta dada por:			
$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.16\left(\frac{H_L}{L}\right)\right] - 1}{3.16\left(\frac{H_L}{L}\right) \cdot \sinh\left[3.16\left(\frac{H_L}{L}\right)\right]}$			
$\frac{h_c}{H_L} =$	0.634		
$h_c =$	1.97 m		
Calculo de la altura para repartir la masa impulsiva en el modelo en SAP			
Para repartir la masa se hizo la relacion entre el peso y los volumenes de la componente impulsiva y el total del liquido almacenado en el tanque.			
$\frac{m_i}{m_l} = \frac{h_{mi}}{h_t}$			
$h_{mi} = h_t \times \frac{m_i}{m_l}$			
$h_{mi} = 2.10 \text{ m}$			
Calculo de la rigidez del liquido de la masa convectiva			
$K = 0.833 \times ml \times \frac{g}{H_L} \left(\tanh\left(3.16 \times \frac{H_L}{L}\right)\right)^2$			
$K =$	16022.56 kg/m		

ESPECTRO DE DISEÑO DE RESERVORIO ELEVADO 60 m3			
De acuerdo a la norma usamos las siguientes expresiones			
$T < T_p$	$C = 2.5$		
$T_p < T < T_L$	$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T}\right)$		
$T > T_L$	$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$		
	$S_a = \frac{ZUCS}{R}$		
$0.0 < T_{impulsivo} < 2.40$	* $R = R_{wi}$, para $T < 2.40 \text{ seg}$		
$2.40 < T_{convectivo}$	* $R = R_{wc}$, para $T \geq 2.40 \text{ seg}$		

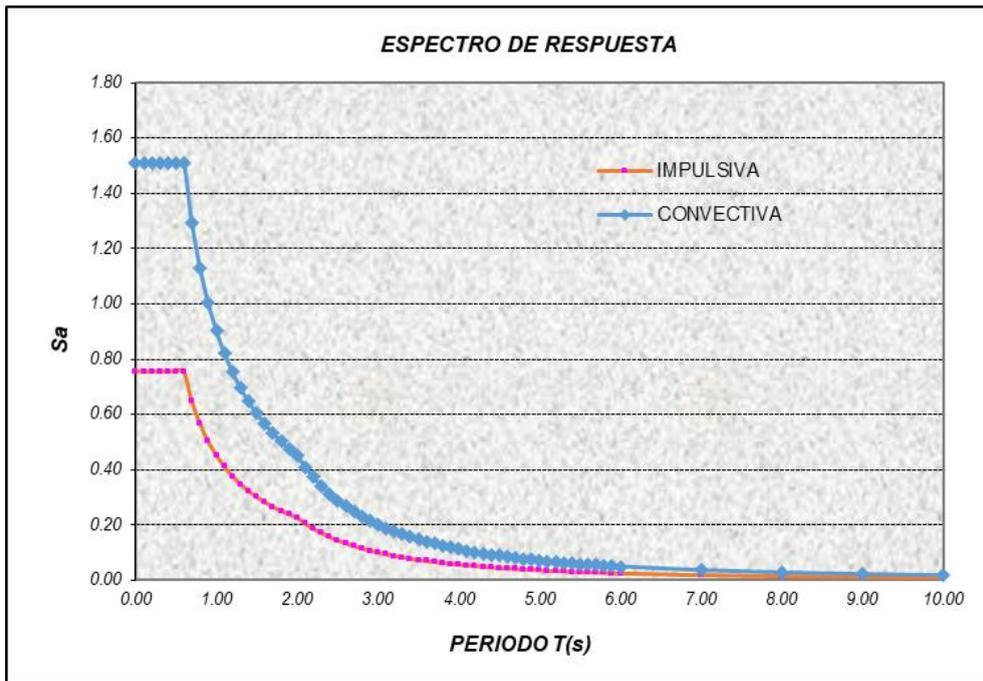


Figura 30. Espectro de respuesta para componente impulsiva y convectiva según ACI 350.03

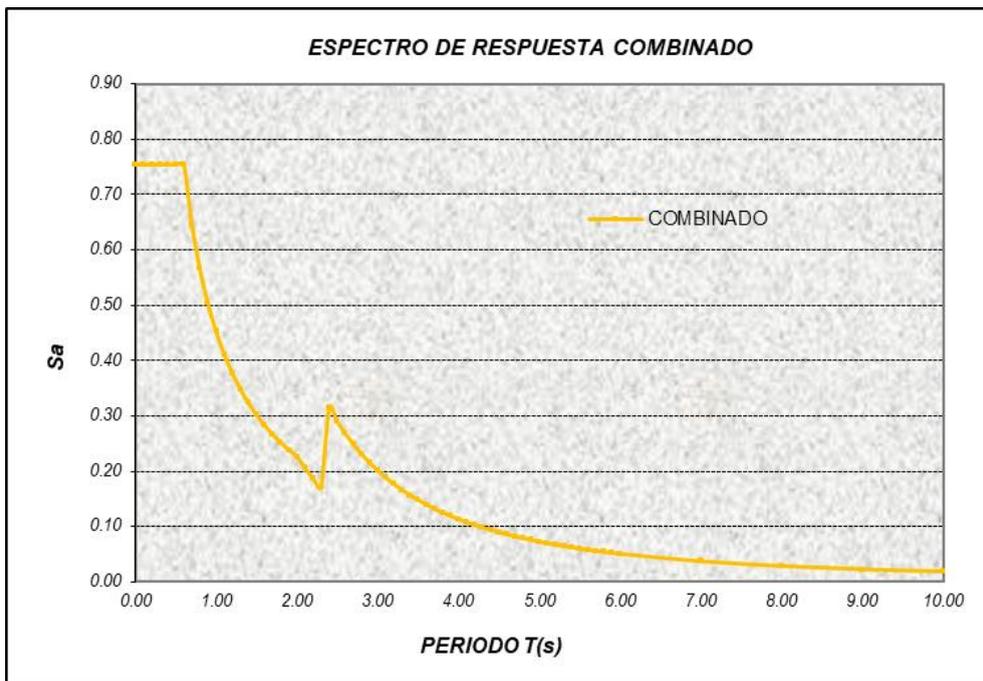


Figura 31. Espectro de respuesta combinado según ACI 350.03, para reservorio elevado de 60m3

2. Reservorio elevado V = 30 m³

RESERVORIO ELEVADO DE 30 m³		
Dimensiones:		
L:	3.60 m	(Lado de tanque)
Hl:	2.50 m	(Altura de agua)
BL:	0.50 m	(Borde libre)
Hw:	3.00 m	(Altura de muro)
$t_w =$	0.20 m	(Espesor de muro)
Selección de factores de acuerdo a la realidad Peruana		
La selección de los factores se realizara de acuerdo a la norma E-030, con ubicación en la ciudad de Cajamarca		
CATEGORIA	A2	
ZONA SISMICA	3	
TIPO DE SUELO	S2	
FACTOR		VALOR
FACTOR DE ZONA	Z	0.35
FACTOR DE USO	U	1.50
FACTOR DE SUELO	S	1.15
PERIODO T _P	T _P	0.60
PERIODO T _L	T _P	2.00
Factor de reduccion		
COMPONENTE IMPULSIVA	R _{wi}	2.00
COMPONENTE CONVECTIVA	R _{wc}	1.00
Datos:		
$f'_c =$	280.00 kg/cm ²	(Concreto para muros)
$\gamma_a =$	1000.00 kg/m ³	(Peso especifico del agua)
$\gamma_c =$	2400.00 kg/m ³	(Peso especifico del concreto)
$g =$	9.81 m/s ²	(Aceleracion de la gravedad)
$E_c =$	250998.0 kg/cm ²	(Modulo de elasticidad del concreto)
Calculo del peso del liquido		
WL:	32400.00 kg	

Masa del liquido				
ml =	3302.75 kg-s ² /m			
Coefficiente de masa efectiva				
$\varepsilon = \left[0.0151 \left(\frac{L}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{L}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1.0$				
$\varepsilon =$	0.78			
Calculo del peso efectivo impulsiva y convectiva				
*Calculo del peso efectivo de la componente impulsiva				
$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh[0.866(L/H_L)]}{0.866(L/H_L)}$				
$\frac{W_i}{W_L} =$	0.680			
$W_i =$	22018.08 kg			
Masa impulsiva				
mi =	2244.45 kg-s ² /m			
*Calculo del peso efectivo de la componente convectiva				
$\frac{W_c}{W_L} = 0.264(L/H_L) \tanh[3.16(H_L/L)]$				
$\frac{W_c}{W_L} =$	0.371			
$W_c =$	12015.11 kg			
Masa convectiva				
mc =	1224.78 kg-s ² /m			

Calculo de periodos para componente impulsiva y convectiva	
* Para la componente impulsiva se calcula de la siguiente manera:	
$T_I = \frac{2\pi}{\omega_I} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad \omega_I = \sqrt{\frac{k}{m}}$	
Donde:	
$k = \frac{E_c}{4 \times 10^6} \times \left(\frac{t_w}{h}\right)^3 \quad m = m_w + m_i$	
$h = \frac{(h_w m_w + h_i m_i)}{(m_w + m_i)}$	
* $h_w = 0.5 H_w$	
$h_w = 1.50 \text{ m}$	
* $m_w = H_w \frac{t_w}{10^3} \left(\frac{\gamma_c}{g}\right)$	
$m_w = 146.789$	
* $m_i = \left(\frac{W_i}{W_L}\right) \left(\frac{L}{2}\right) H_L \left(\frac{\gamma_L}{g}\right)$	
$m_i = 311.730$	
Entonces:	
$h = 1.12 \text{ m}$	
$m = 458.52 \text{ kg}$	
Con lo cual:	
$k = 359639.6 \text{ kg/m}$	
$\omega_I = 28.01 \text{ rad/s}$	
Por lo tanto:	
$T_I = 0.22 \text{ s}$	
* Para la componente convectiva se calcula de la siguiente manera:	
$T_C = \frac{2\pi}{\omega_c} = \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right) \sqrt{L} \quad \omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{L}}$	
$\lambda = \sqrt{3.16g \tanh[3.16(H_L/L)]}$	
$\lambda = 5.499$	
$\omega_c = 2.90 \text{ rad/s}$	
Por lo tanto:	
$T_C = 2.17 \text{ s}$	

Calculo de las alturas impulsiva y convectiva			
*Caso EBP (Presion basal excluida)			
La altura impulsiva esta dada por:			
$\frac{L}{H_L} < 1.333 \rightarrow \frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \left(\frac{L}{H_L} \right)$			
$\frac{L}{H_L} \geq 1.333 \rightarrow \frac{h_i}{H_L} = 0.375$			
Como:			
$\frac{L}{H_L} =$	1.440	Entonces:	$\frac{h_i}{H_L} = 0.375$
$h_i =$	0.94 m		
La altura convectiva esta dada por:			
$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right] - 1}{3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \cdot \sinh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right]}$			
$\frac{h_c}{H_L} =$	0.636		
$h_c =$	1.59 m		
Calculo de la altura para repartir la masa impulsiva en el modelo en SAP			
Para repartir la masa se hizo la relacion entre el peso y los volúmenes de la componente impulsiva y el total del liquido almacenado en el tanque.			
$\frac{m_i}{m_t} = \frac{h_{mi}}{h_t}$			
$h_{mi} = h_t \times \frac{m_i}{m_t}$			
$h_{mi} = 1.70 \text{ m}$			
Calculo de la rigidez del liquido de la masa convectiva			
$K = 0.833 \times ml \times \frac{g}{H_L} \left(\tanh \left(3.16 \times \frac{H_L}{L} \right) \right)^2$			
$K =$	10272.65 kg/m		

ESPECTRO DE DISEÑO DE RESERVORIO ELEVADO 30 m3			
De acuerdo a la norma usamos las siguientes expresiones			
$T < T_p$	$C = 2.5$		
$T_p < T < T_L$	$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \right)$		
$T > T_L$	$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$		
$S_a = \frac{ZUCS}{R}$			
$0.0 < T_{impulsivo} < 2.10 * R = R_{wi}, \text{ para } T < 2.10 \text{ seg}$			
$2.10 < T_{convectivo} * R = R_{wc}, \text{ para } T \geq 2.10 \text{ seg}$			

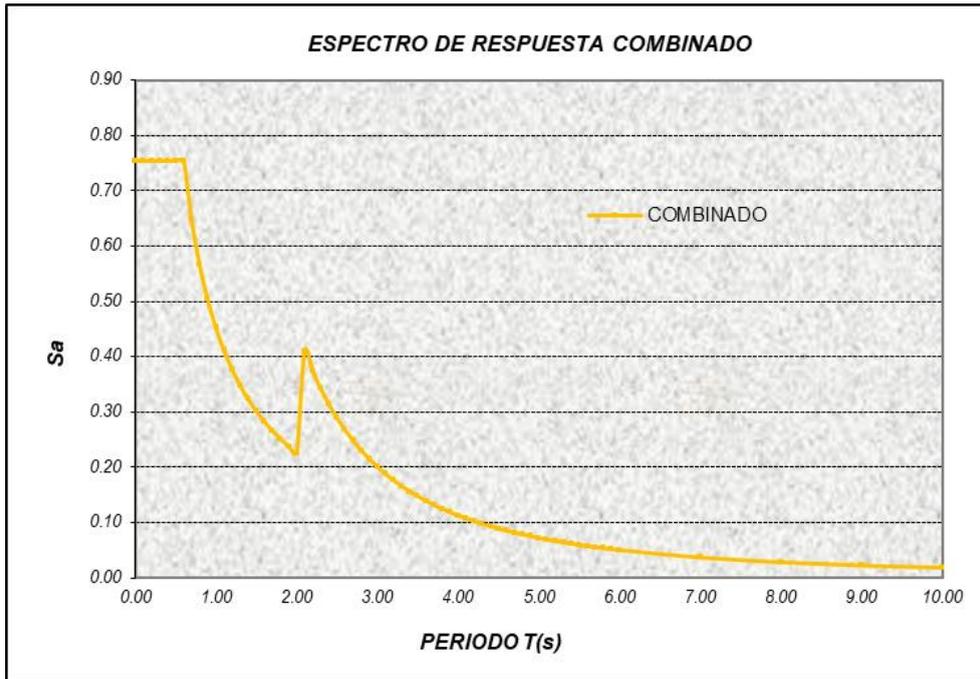


Figura 32. Espectro de respuesta combinado según ACI 350.03, para reservorio elevado de 30m³

3. Reservorio elevado V = 15 m3

RESERVORIO ELEVADO DE 15 m3			
Dimensiones:			
L:	2.90 m	(Lado de tanque)	
HL:	1.80 m	(Altura de agua)	
BL:	0.50 m	(Borde libre)	
Hw:	2.30 m	(Altura de muro)	
$t_w =$	0.20 m	(Espesor de muro)	
Selección de factores de acuerdo a la realidad Peruana			
La selección de los factores se realizara de acuerdo a la norma E-030, con ubicación en la ciudad de Cajamarca			
CATEGORIA	A2		
ZONA SISMICA	3		
TIPO DE SUELO	S2		
FACTOR		VALOR	
FACTOR DE ZONA	Z		0.35
FACTOR DE USO	U		1.50
FACTOR DE SUELO	S		1.15
PERIODO T_P	T_P		0.60
PERIODO T_L	T_P		2.00
Factor de reduccion			
COMPONENTE IMPULSIVA	R_{wi}		2.00
COMPONENTE CONVECTIVA	R_{wc}		1.00
Datos:			
$f'_c =$	280.00 kg/cm ²	(Concreto para muros)	
$\gamma_a =$	1000.00 kg/m ³	(Peso especifico del agua)	
$\gamma_c =$	2400.00 kg/m ³	(Peso especifico del concreto)	
$g =$	9.81 m/s ²	(Aceleracion de la gravedad)	
$E_c =$	250998.0 kg/cm ²	(Modulo de elasticidad del concreto)	
Calculo del peso del liquido			
WL:	15138.00 kg		

Masa del liquido			
ml =	1543.12 kg-s ² /m		
Coeficiente de masa efectiva			
$\varepsilon = \left[0.0151 \left(\frac{L}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{L}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1.0$			
$\varepsilon =$	0.75		
Calculo del peso efectivo impulsiva y convectiva			
*Calculo del peso efectivo de la componente impulsiva			
$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh[0.866(L/H_L)]}{0.866(L/H_L)}$			
$\frac{W_i}{W_L} =$	0.634		
$W_i =$	9594.71 kg		
Masa impulsiva			
mi =	978.05 kg-s ² /m		
*Calculo del peso efectivo de la componente convectiva			
$\frac{W_c}{W_L} = 0.264(L/H_L) \tanh[3.16(H_L/L)]$			
$\frac{W_c}{W_L} =$	0.409		
$W_c =$	6188.84 kg		
Masa convectiva			
mc =	630.87 kg-s ² /m		

Calculo de periodos para componente impulsiva y convectiva

* Para la componente impulsiva se calcula de la siguiente manera:

$$T_I = \frac{2\pi}{\omega_I} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad \omega_I = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

Donde:

$$k = \frac{E_c}{4 \times 10^6} \times \left(\frac{t_w}{h}\right)^3 \quad m = m_w + m_i$$

$$h = \frac{(h_w m_w + h_i m_i)}{(m_w + m_i)}$$

$$* h_w = 0.5 H_w$$

$$h_w = 1.15 \text{ m}$$

$$* m_w = H_w \frac{t_w}{10^3} \left(\frac{\gamma_c}{g}\right)$$

$$m_w = 112.538$$

$$* m_i = \left(\frac{W_i}{W_L}\right) \left(\frac{L}{2}\right) H_L \left(\frac{\gamma_L}{g}\right)$$

$$m_i = 168.630$$

Entonces:

$$h = 0.87 \text{ m}$$

$$m = 281.17 \text{ kg}$$

Con lo cual:

$$k = 775303.0 \text{ kg/m}$$

$$\omega_I = 52.51 \text{ rad/s}$$

Por lo tanto:

$$T_I = 0.12 \text{ s}$$

* Para la componente convectiva se calcula de la siguiente manera:

$$T_C = \frac{2\pi}{\omega_C} = \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right) \sqrt{L} \quad \omega_C = \frac{\lambda}{\sqrt{L}}$$

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

$$\lambda = 5.459$$

$$\omega_C = 3.21 \text{ rad/s}$$

Por lo tanto:

$$T_C = 1.96 \text{ s}$$

Calculo de las alturas impulsiva y convectiva			
*Caso EBP (Presion basal excluida)			
La altura impulsiva esta dada por:			
$\frac{L}{H_L} < 1.333 \rightarrow \frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \left(\frac{L}{H_L}\right)$			
$\frac{L}{H_L} \geq 1.333 \rightarrow \frac{h_i}{H_L} = 0.375$			
Como:			
$\frac{L}{H_L} =$	1.611	Entonces:	$\frac{h_i}{H_L} =$ 0.375
$h_i =$	0.68 m		
La altura convectiva esta dada por:			
$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.16\left(\frac{H_L}{L}\right)\right] - 1}{3.16\left(\frac{H_L}{L}\right) \cdot \sinh\left[3.16\left(\frac{H_L}{L}\right)\right]}$			
$\frac{h_c}{H_L} =$	0.616		
$h_c =$	1.11 m		
Calculo de la altura para repartir la masa impulsiva en el modelo en SAP			
Para repartir la masa se hizo la relacion entre el peso y los volumenes de la componente impulsiva y el total del liquido almacenado en el tanque.			
$\frac{m_i}{m_t} = \frac{h_{mi}}{h_t}$			
$h_{mi} = h_t \times \frac{m_i}{m_t}$			
$h_{mi} = 1.14 \text{ m}$			
Calculo de la rigidez del liquido de la masa convectiva			
$K = 0.833 \times ml \times \frac{g}{H_L} \left(\tanh\left(3.16 \times \frac{H_L}{L}\right)\right)^2$			
$K =$	6472.38 kg/m		

ESPECTRO DE DISEÑO DE RESERVORIO ELEVADO 15 m3			
De acuerdo a la norma usamos las siguientes expresiones			
$T < T_p$	$C = 2.5$		
$T_p < T < T_L$	$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T}\right)$		
$T > T_L$	$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$		
	$S_a = \frac{ZUCS}{R}$		
$0.0 < T_{impulsivo} < 1.90$	* $R = R_{wi}$, para $T < 1.90 \text{ seg}$		
$1.90 < T_{convectivo}$	* $R = R_{wc}$, para $T \geq 1.90 \text{ seg}$		

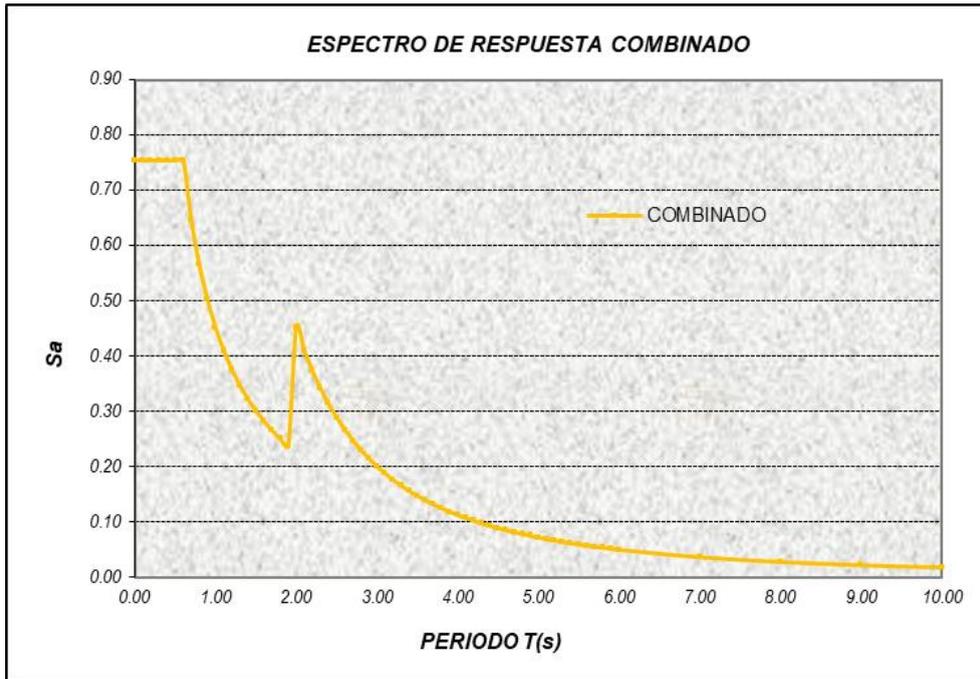


Figura 33. Espectro de respuesta combinado según ACI 350.03, para reservorio elevado de 15m³

ANEXO B: Calculo de parámetros sísmicos con norma SDST NZ

1. Reservorio Elevado $V = 60 \text{ m}^3$

RESERVORIO ELEVADO DE 60 m³			
Dimensiones:			
L:	4.50 m	(Lado de tanque)	
HL:	3.10 m	(Altura de agua)	
BL:	0.50 m	(Borde libre)	
Hw:	3.60 m	(Altura de muro)	
$t_w =$	0.20 m	(Espesor de muro)	
Selección de factores de acuerdo a la realidad Peruana			
La selección de los factores se realizara de acuerdo a la norma E-030, con ubicación en la ciudad de Cajamarca			
CATEGORIA	A2		
ZONA SISMICA	3		
TIPO DE SUELO	S2		
Datos:			
$f'_c =$	280.00 kg/cm ²	(Concreto para muros)	
$\gamma_a =$	1000.00 kg/m ³	(Peso especifico del agua)	
$\gamma_c =$	2400.00 kg/m ³	(Peso especifico del concreto)	
$g =$	9.81 m/s ²	(Aceleracion de la gravedad)	
$E_c =$	250998.0 kg/cm ²	(Modulo de elasticidad del concreto)	
Calculo del peso del liquido			
Wl:	62775.00 kg		
Masa del liquido			
ml =	6399.08 kg-s ² /m		

Calculo de masa efectiva impulsiva y convectiva

*Calculo de la masa efectiva de la componente impulsiva y convectiva

Del grafico:

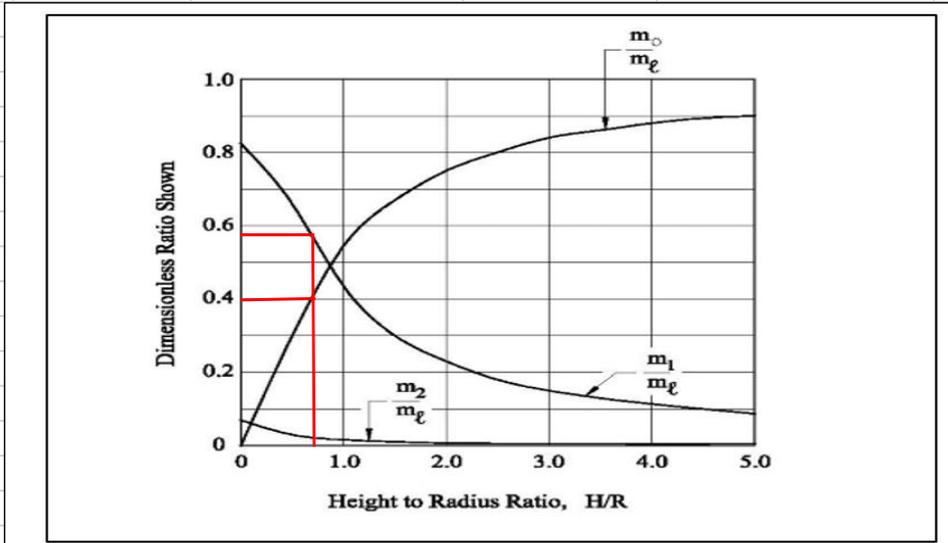


Figura 8. Masa de Componente impulsiva y convectiva, (Veletsos, 1984)
Fuente: Norma SDST NZ

Donde:

- m_l : Masa total de liquido contenido en el tanque
- m_1 : Masa equivalente para el primer modo convectivo
- m_0 : Masa impulsivo para tanque rigido

Para $H/L = 0.7$

$$\frac{m_0}{m_l} = 0.40$$

$$\frac{m_1}{m_l} = 0.58$$

Entonces:

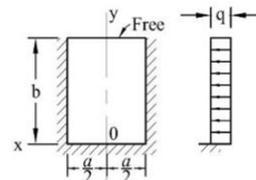
$$m_0 = 2559.63 \text{ kg-s}^2/\text{m}$$

$$m_1 = 3711.47 \text{ kg-s}^2/\text{m}$$

Calculo de periodos para componente impulsiva y convectiva	
* Para la componente impulsiva	
	$T_f = 2\pi \sqrt{\frac{d_f}{g}}$
Donde	
$d_f =$	Deflexion de la pared del tanque en la linea vertical central a la altura de la masa impulsiva, cuando esta cargado por una carga distribuida de manera uniforme en la direccion del movimiento del suelo
Suponiendo pared libre en la parte superior y fija en los otros tres lados, podemos calcularlo de la siguiente tabla d_f	
	$w = d_f = \alpha_2 \frac{qa^4}{D} \quad D = \frac{Et_w^3}{12(1-v^2)}$
Donde:	
$t_w = 0.20$ m	
$E = 2509980079.6$ kg/m ²	
$v = 0.1667$	De la tabla n°9
$a = 4.50$ m	
$q = 3100.00$ kg/m	
$\alpha_2 = 0.00159$	De la tabla n°9
	$D = 1721129.20$
	$d_f = 0.0012$ m
Relacion	$\frac{b}{a} = 0.7$ m

Tabla n° 10. Las deflexiones, momentos de flexión, y reacciones de carga uniforme sobre placa rectangular con tres bordes fijos y Cuarto borde libre, (Timoshenko y Woinowsky-Krieger, 1959)

$\frac{b}{a}$	$v = \frac{1}{6}$												
	$x=0, y=b$		$x=0, y=b/2$		$x=a/2, y=b$		$x=a/2, y=b/2$		$x=0, y=0$				
	$w = \alpha_1 \frac{qa^4}{D}$	$M_x = \beta_1 qa^2$	$w = \alpha_2 \frac{qa^4}{D}$	$M_x = \beta_2 qa^2$	$M_y = \beta^{-2} qa^2$	$M_x = \beta_3 qa^2$	$V_x = \gamma_3 qa$	$M_x = \beta_4 qa^2$	$V_x = \gamma_4 qa$	$M_y = \beta_5 qa^2$	$V_y = \gamma_5 qa$		
	α_1	β_1	α_2	β_2	β^{-2}	β_3	γ_3	β_4	γ_4	β_5	γ_5		
0.6	0.00271	0.0336	0.00129	0.0168	0.0074	-0.0745	0.750	-0.0365	0.297	-0.0554	0.416		
0.7	0.00292	0.0371	0.00159	0.0212	0.0097	-0.0782	0.717	-0.0439	0.346	-0.0545	0.413		
0.8	0.00308	0.0401	0.00185	0.0252	0.0116	-0.0812	0.685	-0.0505	0.385	-0.0535	0.410		
0.9	0.00323	0.0425	0.00209	0.0287	0.0129	-0.0836	0.656	-0.0563	0.414	-0.0523	0.406		
1.0	0.00333	0.0444	0.00230	0.0317	0.0138	-0.0853	0.628	-0.0614	0.435	-0.0510	0.401		
1.25	0.00345	0.0467	0.00269	0.0374	0.0142	-0.0867	0.570	-0.0708	0.475	-0.0470	0.388		
1.5	0.00335	0.0454	0.00290	0.0402	0.0118	-0.0842	0.527	-0.0755	0.491	-0.0418	0.373		



$$D = \frac{E t_w^3}{12(1-v^2)}$$

$w =$ plate deflection

Fuente: Norma SDST NZ

$$d_f = 0.0012 \text{ m}$$

$$T_f = 0.07 \text{ s}$$

* Para la componente convectivo

De la siguiente figura obtenemos $T \sqrt{\frac{g}{L}}$ y despejamos T

$$H/L = 0.7$$

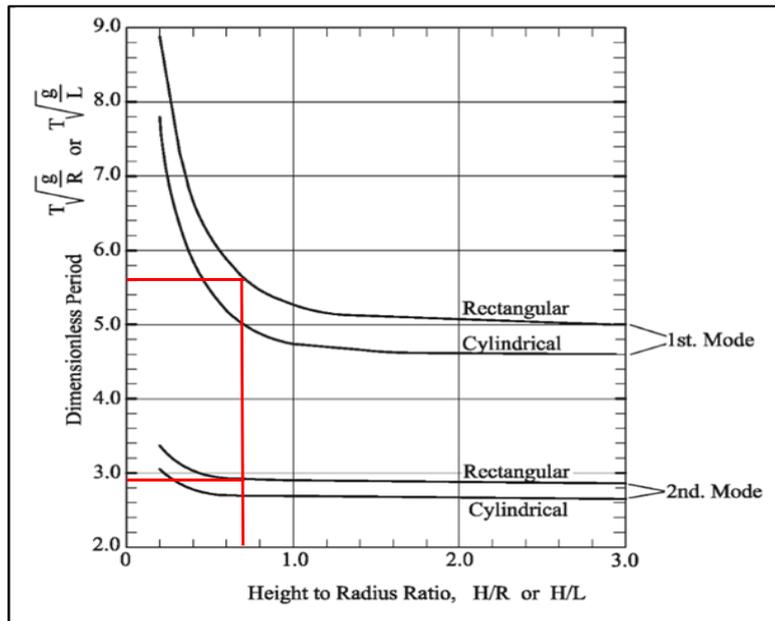


Figura 10. Periodos adimensionales para los modos convectivos. Fuente: Norma SDST NZ

Del grafico:

* Primer modo

$$T \sqrt{\frac{g}{L}} = 5.60$$

Despejando

$$T_1 = 3.79 \text{ s}$$

* Segundo Modo

$$T \sqrt{\frac{g}{L}} = 2.90$$

Despejando

$$T_2 = 1.96 \text{ s}$$

Calculo de alturas impulsiva y convectiva

*Calculo de las alturas de la componente impulsiva y convectiva

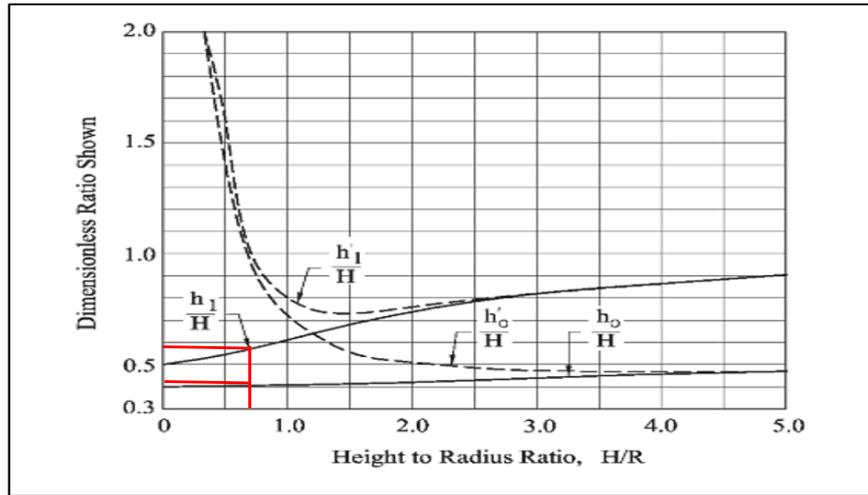


Figura 9. Altura de Componente impulsiva y convectiva, (Veletsos, 1984)
Fuente: Norma SDST NZ

Para	H/L= 0.7
	$\frac{h_0}{H} = 0.42$
	$\frac{h_1}{H} = 0.58$
Entonces:	
	$h_0 = 1.30 \text{ m}$
	$h_1 = 1.80 \text{ m}$

Calculo de la altura para repartir la masa impulsiva en el modelo en SAP

Para repartir la masa se hizo la relacion entre el peso y los volumenes de la componente impulsiva y el total del liquido almacenado en el tanque.

$$\frac{m_i}{m_l} = \frac{h_{mi}}{h_t}$$

$$h_{mi} = h_t \times \frac{m_i}{m_l}$$

$$h_{mi} = 1.80 \text{ m}$$

Calculo de la rigidez del resorte para la masa convectiva

$$K_1 = \frac{4\pi^2 m_1}{T_1^2}$$

Donde

$$m_1 = 3711.47 \text{ kg-s}^2/\text{m}$$

$$T_1 = 3.79 \text{ s}$$

$$K_1 = 10185.58 \text{ kg/m}$$

ESPECTRO DE DISEÑO RESERVOIRIO ELEVADO 60 m3

A continuación se presentan las expresiones adaptadas del NZS 1170.5 a las recomendaciones de la norma neozelandeza de 1986 (SDST NZ, Revision 2009)

$$C_d(T_i) = C(T_i)k_f(\mu; \xi_i)S_p$$

$$C(T_i) = C_h(T_i)ZR_uN(T_i, D)$$

Para acoplar los parametros sismicos de Peru a los de NZS 1170.5, se hicieron las siguientes adecuaciones:

- El tipo de suelo estipulado por NZS 1170.5 como "Class C - Shallow soil sites" es el suelo analogo al tipo de perfil S₂ de la norma E.030 (Suelos intermedios)
- El valor Z de NZS 1170.5, es el factor de riesgo sísmico, que se da en un mapa de contornos con valores que varían de 0.13 a 0.60, debido a que el lugar de emplazamiento del tanque se encuentra en una zona sismica alta se considerara el valor de 0.40.
- El factor de falla activa cercana $N(T_j, D)$ es un factor que amplifica la ordenada del espectro (Factor de forma), toma un valor diferente de 1.0 solo cuando existe una falla considerable menos de 20 km. Por lo tanto como la falla considerable mas cercana a la ubicación sugerida del tanque se encuentra a mas de 20 km, se toma el valor de 1.0.

- El factor de forma espectral $C_h(T_j)$ se obtiene de acuerdo a NZS 1170.5 en funcion del suelo y del periodo estructural considerado. En nuestro caso se consideró Clase C, para lo cual le corresponden las siguientes ecuaciones:

Para $T = 0$

$$C_h(T) = 1.33$$

Para $0 < T < 0.1$

$$C_h(T) = 1.33 + 1.60(T/0.1)$$

Para $0.1 < T < 0.3$

$$C_h(T) = 2.93$$

Para $0.3 < T < 1.5$

$$C_h(T) = 2.0 (0.5/T)^{0.75}$$

Para $1.5 < T < 3.0$

$$C_h(T) = 1.32/T$$

Para $3.0 < T$

$$C_h(T) = 3.96/T^2$$

- El nivel de importancia se considera de acuerdo a la Tabla n° 11.

Tabla n° 11. Clasificación de riesgo basado en la importancia nacional o de la comunidad

Descripción	Clasificación de riesgo
Instalaciones de ninguna significación pública	Insignificante
Instalaciones de baja significación pública	Leve
Instalaciones de moderada significación pública	Moderado
Instalaciones de alta importancia nacional o de la comunidad que están destinados a permanecer funcional después de un gran terremoto	Grave
Instalaciones fundamentales para el interés nacional que son vitales para seguir funcionando después de un gran terremoto	Extremo

Nota:

1. Las instalaciones a ser considerados incluyen la facilidad de que el tanque es una parte y cualquier otra instalación afectada por o dentro de un radio de 50 m del tanque o del perímetro de la zona provista de barreras

Fuente: Norma SDST NZ

- El factor de periodo de retorno R_u , se obtiene de la Tabla n°12, de acuerdo al nivel de importancia.

Tabla n° 12. Consecuencias de falla, Factores de Importancia recomendados y factores de Periodo de retorno de AS / NZS 1170

Consecuencia de la falla	Nivel de importancia (1)	Probabilidad anual de excedencia para el evento de diseño (2)	Factor del periodo de retorno, R_u
Insignificante	1	1/100	0.5
Leve	1	1/100	0.5
Moderado	2	1/500	1.0
Grave	3	1/1000	1.3
Extremo	4	1/2500	1.8

Notas:

1. Niveles de importancia para uso de acuerdo con AS / NZS 1170
2. Probabilidad anual de excedencia para el evento de diseño en tanque con vida de diseño por defecto (50 años), de conformidad con AS / NZS 1170

Fuente: Norma SDST NZ

- El factor de ductilidad se considera de acuerdo a la tabla n° 13.

Tabla n° 13. Factor de ductilidad de desplazamiento, μ , para los modos impulsivos horizontales

Tipo de tanque	Factor de ductilidad μ^1
Tanques de acero en grado	
Respuesta elástica	1.25
Tanque no ancladas con comportamiento dúctil limitada	2.0 ⁽²⁾⁽⁴⁾
Tanque no anclado elásticamente diseñado o con un mecanismo no dúctil	1.25
Anclado con pernos no-dúctiles manteniendo pulsado.	1.25
Anclado con tracción dúctil rendimiento que sostienen los pernos	2.0 ⁽³⁾⁽⁴⁾
Dúctil falda pedestal	2.0 ⁽³⁾⁽⁴⁾
En almohadilla base de hormigón diseñado para mecerse	2.0 ⁽³⁾⁽⁴⁾
Tanques de hormigón en grado (armado o pretensado)	1.25
Tanques de otros materiales en grado	
Bastón de madera	1.25
Los materiales no dúctiles (por ejemplo fibra de vidrio)	1.25
Materiales dúctiles y mecanismos de falla	2.0 ⁽⁴⁾
Tanques elevados	Según sea apropiado para la estructura de soporte ⁽³⁾⁽⁴⁾

Notas:

1. El factor de ductilidad se utiliza para determinar la reducción de la fuerza apropiada a la respuesta del tipo de tanque
2. Tanques de acero ancladas diseñados asumiendo un mecanismo de pandeo pata de elefante pueden ocurrir bajo sobrecarga sísmica también necesitan ser revisados para la carga de respuesta elástico para asegurar que pandeo de la cáscara no ocurre
3. Un enfoque de diseño de capacidad se utilizará para proteger contra otros modos de rendimiento o el fracaso. Mecanismos elásticos de pandeo de diamantes en forma de pata de elefante y se cotejarán con los factores de ductilidad para el tanque no fijada, excepto cuando el pandeo pata de elefante es inaceptable y se requiere un factor de ductilidad de 1,25
4. Un factor de ductilidad de 1,25 se utilizará en el cálculo de los desplazamientos

Fuente: Norma SDST NZ

- El factor de corrección de espectro elástico para considerar los efectos de ductilidad y amortiguamiento $k_f(\mu; \xi_i)$ se obtiene de la Tabla n°14, otorga la ductilidad esperada para los tanques de estudio que en este caso se considera un valor de ductilidad $\mu = 1.25$
- Los valores de amortiguamiento respecto al crítico recomendados son 8% para el modo impulsivo de un tanque de concreto de la Figura 11, y 0.5% para el modo convectivo.
- Dado que se considero un tipo de suelo intermedio (Poco blando), el cual según nuestra norma E.030, considera para este tipo de suelo una velocidad de onda de corte V_s , de 150 m/s a 500 m/s (Considerando para nuestro caso $V_s=420$ m/s)

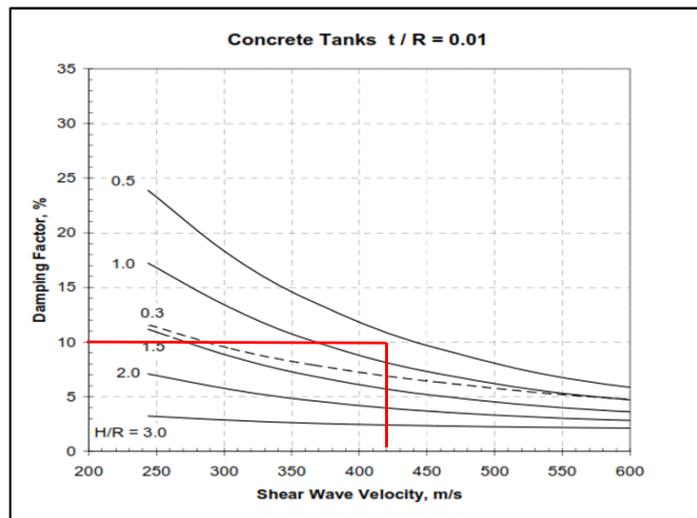


Figura 11. Amortiguación para modo impulsivo horizontal de tanques de concreto $t / R = 0,01$ (Veletsos y Shivakumar, 1997)
Fuente: Norma SDST NZ

Tabla n° 14. Factor de corrección k_f al espectro de peligro elástico para la amortiguación y la ductilidad

Ductilidad μ	$k_f(\mu, \xi_i)^2$							
	$\xi^{(1)}$ = 0.5%	ξ = 1%	ξ = 2%	ξ = 5%	ξ = 10%	ξ = 15%	ξ = 20%	ξ = 30%
1.0	1.67	1.53	1.32	1.00	0.76	0.64	0.56	0.47
1.25	1.08	1.04	0.96	0.82	0.67	0.58	0.52	0.44
2.0	0.91	0.89	0.84	0.74	0.63	0.55	0.50	0.43

Notas:

1. ξ = Nivel de amortiguamiento viscoso del sistema elástico
2. Factor de corrección de ductilidad y amortiguamiento

Fuente: Norma SDST NZ

- Finalmente el factor de desempeño estructural S_p , se especifica igual a 1.0 para reconocer la limitada capacidad de ductilidad de los tanques de almacenamiento

Resumen de parámetros para obtención de coeficientes sísmicos

Parametro	Valor
Z	0.4
R_u	1.30
$N(T_i, D)$	1.00
$k_f(\mu; \xi_{ic})$	1.08
$k_f(\mu; \xi_{il})$	0.67
S_p	1.00

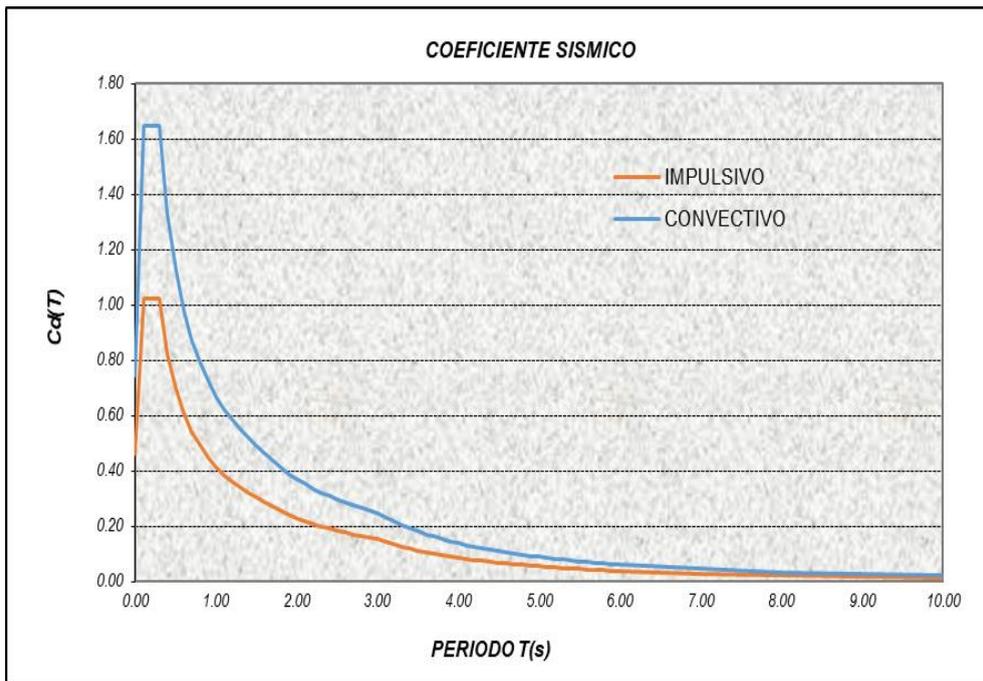


Figura 34. Espectro de resposta para componente impulsiva y convectiva según SDST NZ

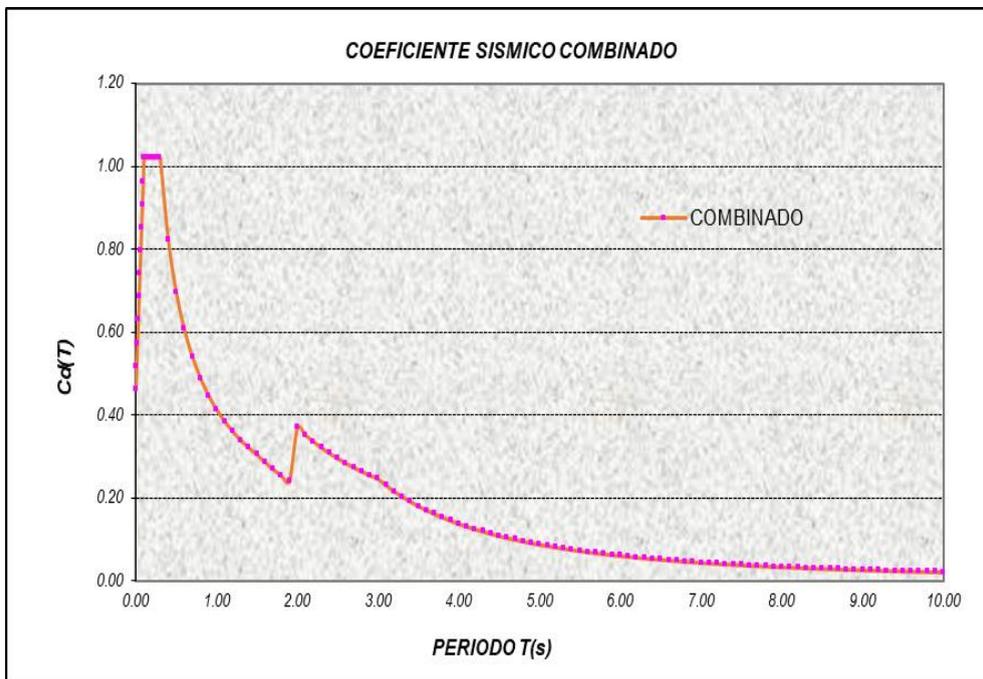


Figura 35. Espectro de respuesta combinado según SDST NZ, para reservorio elevado de 60m3

2. Reservorio elevado V = 30 m3

RESERVORIO ELEVADO DE 30 m3		
Dimensiones:		
L:	3.60 m	(Lado de tanque)
Hl:	2.50 m	(Altura de agua)
Bl:	0.50 m	(Borde libre)
Hw:	3.00 m	(Altura de muro)
$t_w =$	0.20 m	(Espesor de muro)
Selección de factores de acuerdo a la realidad Peruana		
La selección de los factores se realizara de acuerdo a la norma E-030, con ubicación en la ciudad de Cajamarca		
CATEGORIA	A2	
ZONA SISMICA	3	
TIPO DE SUELO	S2	
Datos:		
$f'_c =$	280.00 kg/cm ²	(Concreto para muros)
$\gamma_a =$	1000.00 kg/m ³	(Peso especifico del agua)
$\gamma_c =$	2400.00 kg/m ³	(Peso especifico del concreto)
$g =$	9.81 m/s ²	(Aceleracion de la gravedad)
$E_c =$	250998.0 kg/cm ²	(Modulo de elasticidad del concreto)
Calculo del peso del liquido		
Wl:	32400.00 kg	
Masa del liquido		
ml =	3302.75 kg-s ² /m	

Calculo de masa efectiva impulsiva y convectiva

*Calculo de la masa efectiva de la componente impulsiva y convectiva

Del grafico:

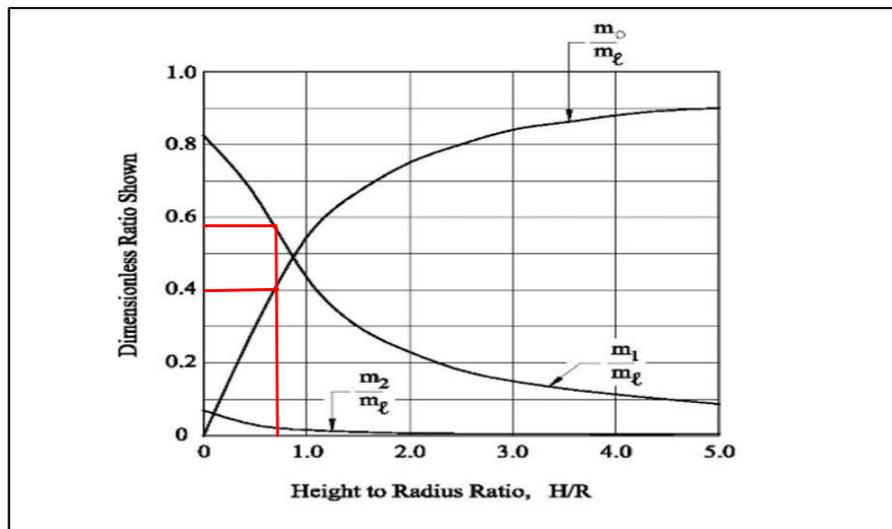


Figura 8. Masa de Componente impulsiva y convectiva, (Veletsos, 1984)
Fuente: Norma SDST NZ

Donde:

- m_l : Masa total de liquido contenido en el tanque
- m_1 : Masa equivalente para el primer modo convectivo
- m_0 : Masa impulsivo para tanque rigido

Para $H/L = 0.7$

$$\frac{m_0}{m_l} = 0.40$$

$$\frac{m_1}{m_l} = 0.58$$

Entonces:

$$m_0 = 1321.10 \text{ kg-s}^2/\text{m}$$

$$m_1 = 1915.60 \text{ kg-s}^2/\text{m}$$

Calculo de periodos para componente impulsiva y convectiva

* Para la componente impulsivo

$$T_f = 2\pi \sqrt{\frac{d_f}{g}}$$

Donde

$d_f =$ Deflexion de la pared del tanque en la linea vertical central a la altura de la masa impulsiva, cuando esta cargado por una carga distribuida de manera uniforme en la direccion del movimiento del suelo

Suponiendo pared libre en la parte superior y fija en los otros tres lados, podemos calcularlo de la siguiente tabla d_f

$$w = d_f = \alpha_2 \frac{qa^4}{D} \quad D = \frac{Et_w^3}{12(1-\nu^2)}$$

Donde:

- $t_w = 0.20$ m
- $E = 2509980079.6$ kg/m²
- $\nu = 0.1667$ De la tabla n°9
- $a = 3.60$ m
- $q = 2500.00$ kg/m
- $\alpha_2 = 0.00159$ De la tabla n°9

$$D = 1721129.20$$

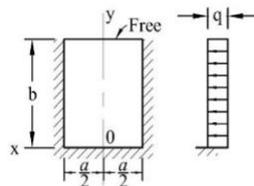
$$d_f = 0.0004$$
 m

Relacion

$$\frac{b}{a} = 0.7$$
 m

Tabla n° 10. Las deflexiones, momentos de flexión, y reacciones de carga uniforme sobre placa rectangular con tres bordes fijos y Cuarto borde libre, (Timoshenko y Woinowsky-Krieger, 1959)

$\frac{b}{a}$	$\nu = \frac{1}{6}$											
	$x=0, y=b$		$x=0, y=b/2$			$x=a/2, y=b$		$x=a/2, y=b/2$		$x=0, y=0$		
	$w = \alpha_1 \frac{qa^4}{D}$	$M_x = \beta_1 qa^2$	$w = \alpha_2 \frac{qa^4}{D}$	$M_x = \beta_2 qa^2$	$M_y = \beta_2 qa^2$	$M_x = \beta_3 qa^2$	$V_x = \gamma_3 qa$	$M_x = \beta_4 qa^2$	$V_x = \gamma_4 qa$	$M_y = \beta_5 qa^2$	$V_y = \gamma_5 qa$	
	α_1	β_1	α_2	β_2	β_2	β_3	γ_3	β_4	γ_4	β_5	γ_5	
0.6	0.00271	0.0336	0.00129	0.0168	0.0074	-0.0745	0.750	-0.0365	0.297	-0.0554	0.416	
0.7	0.00292	0.0371	0.00159	0.0212	0.0097	-0.0782	0.717	-0.0439	0.346	-0.0545	0.413	
0.8	0.00308	0.0401	0.00185	0.0252	0.0116	-0.0812	0.685	-0.0505	0.385	-0.0535	0.410	
0.9	0.00323	0.0425	0.00209	0.0287	0.0129	-0.0836	0.656	-0.0563	0.414	-0.0523	0.406	
1.0	0.00333	0.0444	0.00230	0.0317	0.0138	-0.0853	0.628	-0.0614	0.435	-0.0510	0.401	
1.25	0.00345	0.0467	0.00269	0.0374	0.0142	-0.0867	0.570	-0.0708	0.475	-0.0470	0.388	
1.5	0.00335	0.0454	0.00290	0.0402	0.0118	-0.0842	0.527	-0.0755	0.491	-0.0418	0.373	



$$D = \frac{Et_w^3}{12(1-\nu^2)}$$

w = plate deflection

Fuente: Norma SDST NZ

$$d_f = 0.00039$$
 m

$$T_f = 0.04$$
 s

* Para la componente convectivo

De la siguiente figura obtenemos $T\sqrt{\frac{g}{L}}$ y despejamos T

$$H/L = 0.7$$

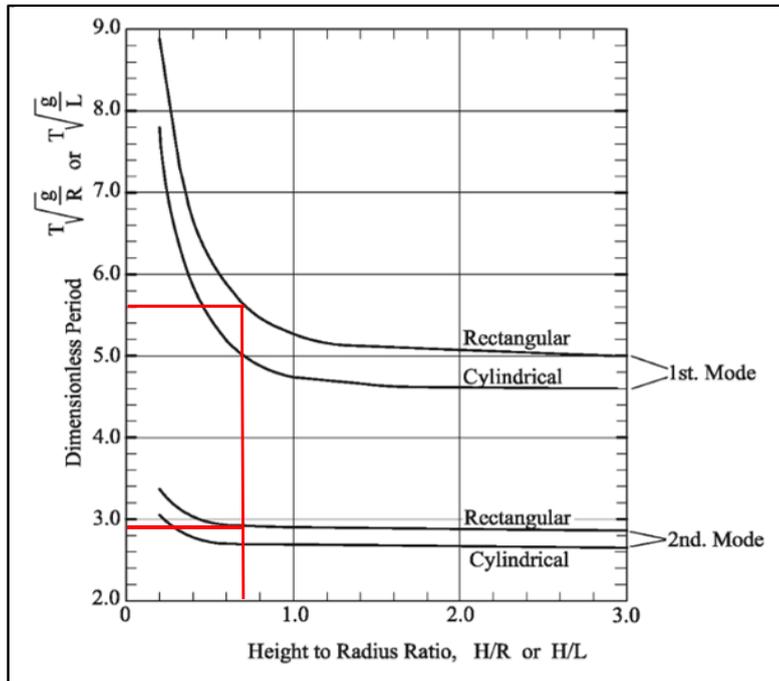


Figura 10. Periodos adimensionales para los modos convectivos.
Fuente: Norma SDST NZ

Del grafico:

* Primer modo

$$T\sqrt{\frac{g}{L}} = 5.60$$

Despejando

$$T_1 = 3.39 \text{ s}$$

* Segundo Modo

$$T\sqrt{\frac{g}{L}} = 2.90$$

Despejando

$$T_2 = 1.76 \text{ s}$$

Calculo de alturas impulsiva y convectiva

*Calculo de las alturas de la componente impulsiva y convectiva

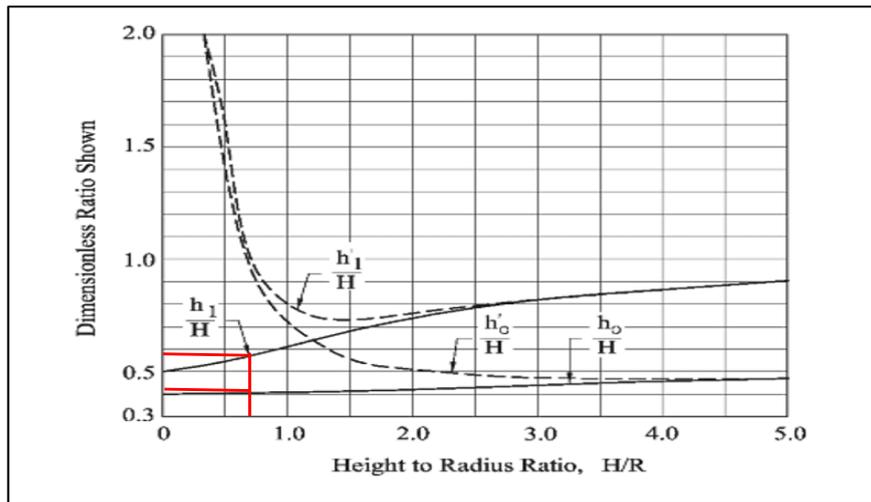


Figura 9. Altura de Componente impulsiva y convectiva, (Veletsos, 1984)
Fuente: Norma SDST NZ

Para $H/L = 0.7$

$$\frac{h_0}{H} = 0.42$$

$$\frac{h_1}{H} = 0.58$$

Entonces:

$$h_0 = 1.05 \text{ m}$$

$$h_1 = 1.45 \text{ m}$$

Calculo de la altura para repartir la masa impulsiva en el modelo en SAP

Para repartir la masa se hizo la relacion entre el peso y los volúmenes de la componente impulsiva y el total del liquido almacenado en el tanque.

$$\frac{m_i}{m_t} = \frac{h_{mi}}{h_t}$$

$$h_{mi} = h_t \times \frac{m_i}{m_t}$$

$$h_{mi} = 1.45 \text{ m}$$

Calculo de la rigidez del resorte para la masa convectiva

$$K_1 = \frac{4\pi^2 m_1}{T_1^2}$$

Donde

$$m_1 = 1915.60 \text{ kg-s}^2/\text{m}$$

$$T_1 = 3.39 \text{ s}$$

$$K_1 = 6571.34 \text{ kg/m}$$

Espectro de diseño para reservorio elevado de 30 m3

Resumen de parametros para obtencion de coeficientes sismicos		
	Parametro	Valor
	Z	0.4
	R_u	1.30
	$N(T_i, D)$	1.00
	$k_f(\mu; \xi_{ic})$	1.08
	$k_f(\mu; \xi_{il})$	0.67
	S_p	1.00
T_f	0.04 s	Periodo impulsivo
T_1	3.39 s	Periodo del primer modo convectivo
T_2	1.76 s	Periodo del segundo modo convectivo

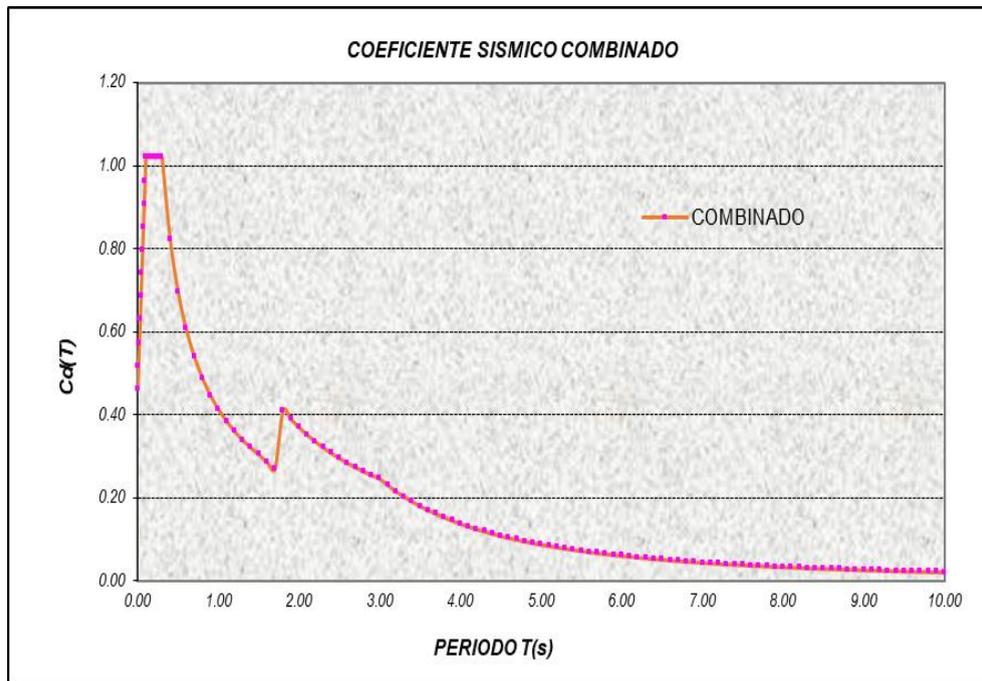


Figura 36. Espectro de respuesta combinado según SDST NZ, para reservorio elevado de 30m3

3. Reservorio elevado V = 15 m3

RESERVORIO ELEVADO DE 15 m3			
Dimensiones:			
L:	2.90 m	(Lado de tanque)	
Hl:	1.80 m	(Altura de agua)	
BL:	0.50 m	(Borde libre)	
Hw:	2.30 m	(Altura de muro)	
$t_w =$	0.20 m	(Espesor de muro)	
Selección de factores de acuerdo a la realidad Peruana			
La selección de los factores se realizara de acuerdo a la norma E-030, con ubicación en la ciudad de Cajamarca			
CATEGORIA	A2		
ZONA SISMICA	3		
TIPO DE SUELO	S2		
Datos:			
$f'_c =$	280.00 kg/cm2	(Concreto para muros)	
$\gamma_a =$	1000.00 kg/m3	(Peso especifico del agua)	
$\gamma_c =$	2400.00 kg/m3	(Peso especifico del concreto)	
$g =$	9.81 m/s2	(Aceleracion de la gravedad)	
$E_c =$	250998.0 kg/cm2	(Modulo de elasticidad del concreto)	
Calculo del peso del liquido			
Wl:	15138.00 kg		
Masa del liquido			
ml =	1543.12 kg-s2/m		

Calculo de masa efectiva impulsiva y convectiva

*Calculo de la masa efectiva de la componente impulsiva y convectiva

Del grafico:

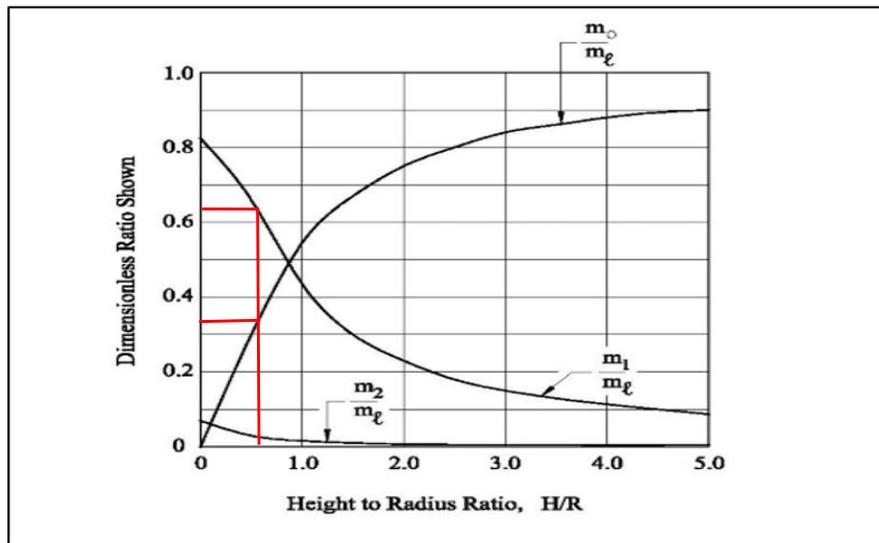


Figura 8. Masa de Componente impulsiva y convectiva, (Veletsos, 1984)
Fuente: Norma SDST NZ

Donde:

- m_l : Masa total de liquido contenido en el tanque
- m_1 : Masa equivalente para el primer modo convectivo
- m_0 : Masa impulsivo para tanque rigido

Para $H/L = 0.6$

$$\frac{m_0}{m_l} = 0.33$$

$$\frac{m_1}{m_l} = 0.63$$

Entonces:

$$m_0 = 509.23 \text{ kg-s}^2/\text{m}$$

$$m_1 = 972.17 \text{ kg-s}^2/\text{m}$$

Calculo de periodos para componente impulsiva y convectiva

* Para la componente impulsivo

$$T_f = 2\pi \sqrt{\frac{d_f}{g}}$$

Donde

$d_f =$ Deflexion de la pared del tanque en la linea vertical central a la altura de la masa impulsiva, cuando esta cargado por una carga distribuida de manera uniforme en la direccion del movimiento del

Suponiendo pared libre en la parte superior y fija en los otros tres lados, podemos calcularlo de la siguiente tabla d_f

$$w = d_f = \alpha_2 \frac{qa^4}{D} \quad D = \frac{Et_w^3}{12(1-\nu^2)}$$

Donde:

- $t_w = 0.20$ m
- $E = 2509980079.6$ kg/m²
- $\nu = 0.1667$ De la tabla n°9
- $a = 2.90$ m
- $q = 1800.00$ kg/m
- $\alpha_2 = 0.00129$ De la tabla n°9

$$D = 1721129.20$$

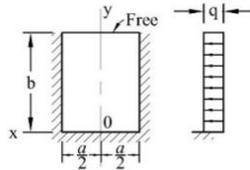
$$d_f = 0.0001 \text{ m}$$

Relacion

$$\frac{b}{a} = 0.6 \text{ m}$$

Tabla n° 10. Las deflexiones, momentos de flexión, y reacciones de carga uniforme sobre placa rectangular con tres bordes fijos y Cuarto borde libre, (Timoshenko y Woinowsky-Krieger, 1959)

$\frac{b}{a}$	$\nu = \frac{1}{6}$											
	$x=0, y=b$		$x=0, y=b/2$			$x=a/2, y=b$		$x=a/2, y=b/2$		$x=0, y=0$		
	$w = \alpha_1 \frac{qa^4}{D}$	$M_x = \beta_1 qa^2$	$w = \alpha_2 \frac{qa^4}{D}$	$M_x = \beta_2 qa^2$	$M_y = \beta^{-2} qa^2$	$M_x = \beta_3 qa^2$	$V_x = \gamma_3 qa$	$M_x = \beta_4 qa^2$	$V_x = \gamma_4 qa$	$M_y = \beta_5 qa^2$	$V_y = \gamma_5 qa$	
	α_1	β_1	α_2	β_2	β^{-2}	β_3	γ_3	β_4	γ_4	β_5	γ_5	
0.6	0.00271	0.0336	0.00129	0.0168	0.0074	-0.0745	0.750	-0.0365	0.297	-0.0554	0.416	
0.7	0.00292	0.0371	0.00159	0.0212	0.0097	-0.0782	0.717	-0.0439	0.346	-0.0545	0.413	
0.8	0.00308	0.0401	0.00185	0.0252	0.0116	-0.0812	0.685	-0.0505	0.385	-0.0535	0.410	
0.9	0.00323	0.0425	0.00209	0.0287	0.0129	-0.0836	0.656	-0.0563	0.414	-0.0523	0.406	
1.0	0.00333	0.0444	0.00230	0.0317	0.0138	-0.0853	0.628	-0.0614	0.435	-0.0510	0.401	
1.25	0.00345	0.0467	0.00269	0.0374	0.0142	-0.0867	0.570	-0.0708	0.475	-0.0470	0.388	
1.5	0.00335	0.0454	0.00290	0.0402	0.0118	-0.0842	0.527	-0.0755	0.491	-0.0418	0.373	



$$D = \frac{E t_w^3}{12(1-\nu^2)}$$

w = plate deflection

Fuente: Norma SDST NZ

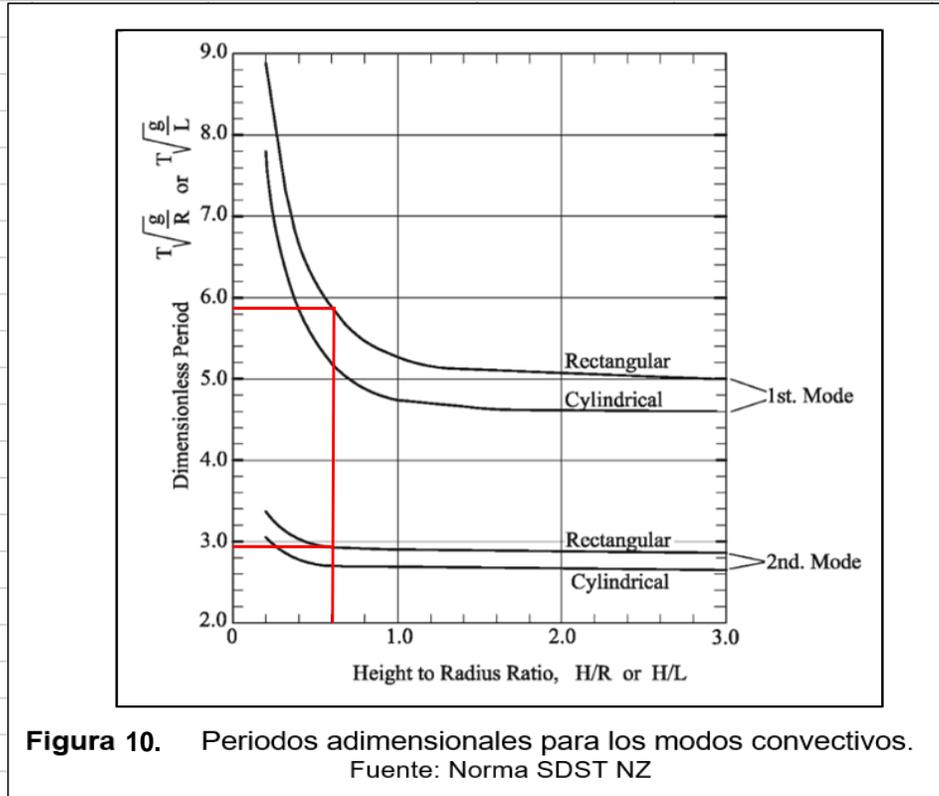
$$d_f = 0.00129 \text{ m}$$

$$T_f = 0.07 \text{ s}$$

* Para la componente convectivo

De la siguiente figura obtenemos $T\sqrt{\frac{g}{L}}$ y despejamos T

$$H/L = 0.6$$



Del grafico:

* Primer modo

$$T\sqrt{\frac{g}{L}} = 5.90$$

Despejando

$$T_1 = 3.21 \text{ s}$$

* Segundo Modo

$$T\sqrt{\frac{g}{L}} = 2.95$$

Despejando

$$T_2 = 1.60 \text{ s}$$

Calculo de alturas impulsiva y convectiva

*Calculo de las alturas de la componente impulsiva y convectiva

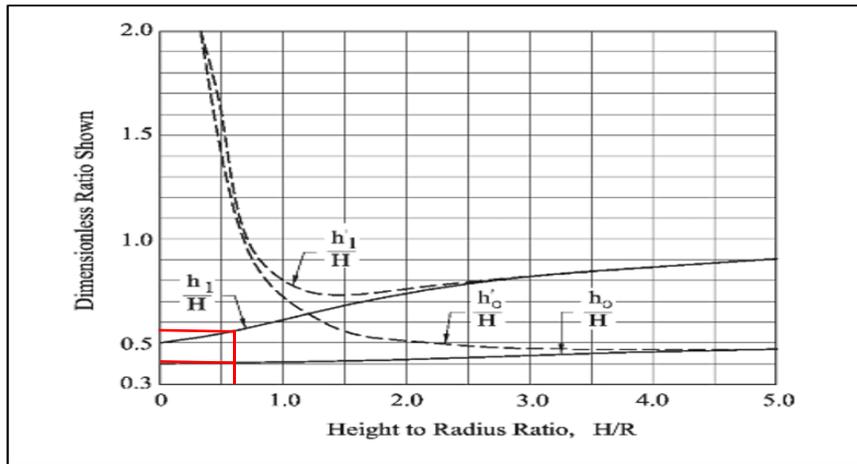


Figura 9. Altura de Componente impulsiva y convectiva, (Veletsos, 1984)
Fuente: Norma SDST NZ

Para $H/L = 0.6$

$$\frac{h_0}{H} = 0.41$$

$$\frac{h_1}{H} = 0.57$$

Entonces:

$$h_0 = 0.74 \text{ m}$$

$$h_1 = 1.03 \text{ m}$$

Calculo de la altura para repartir la masa impulsiva en el modelo en SAP

Para repartir la masa se hizo la relacion entre el peso y los volúmenes de la componente impulsiva y el total del liquido almacenado en el tanque.

$$\frac{m_i}{m_t} = \frac{h_{mi}}{h_t}$$

$$h_{mi} = h_t \times \frac{m_i}{m_t}$$

$$h_{mi} = 1.13 \text{ m}$$

Calculo de la rigidez del resorte para la masa convectiva

$$K_1 = \frac{4\pi^2 m_1}{T_1^2}$$

Donde

$$m_1 = 972.17 \text{ kg-s}^2/\text{m}$$

$$T_1 = 3.21 \text{ s}$$

$$K_1 = 3729.64 \text{ kg/m}$$

Espectro de diseño para reservorio elevado de 15 m3

<u>Resumen de parametros para obtencion de coeficientes sismicos</u>		
	Parametro	Valor
	Z	0.4
	R_u	1.30
	$N(T_i, D)$	1.00
	$k_f(\mu; \xi_{ic})$	1.08
	$k_f(\mu; \xi_{il})$	0.67
	S_p	1.00
T_f	0.07 s	Periodo impulsivo
T_1	3.21 s	Periodo del primer modo convectivo
T_2	1.60 s	Periodo del segundo modo convectivo

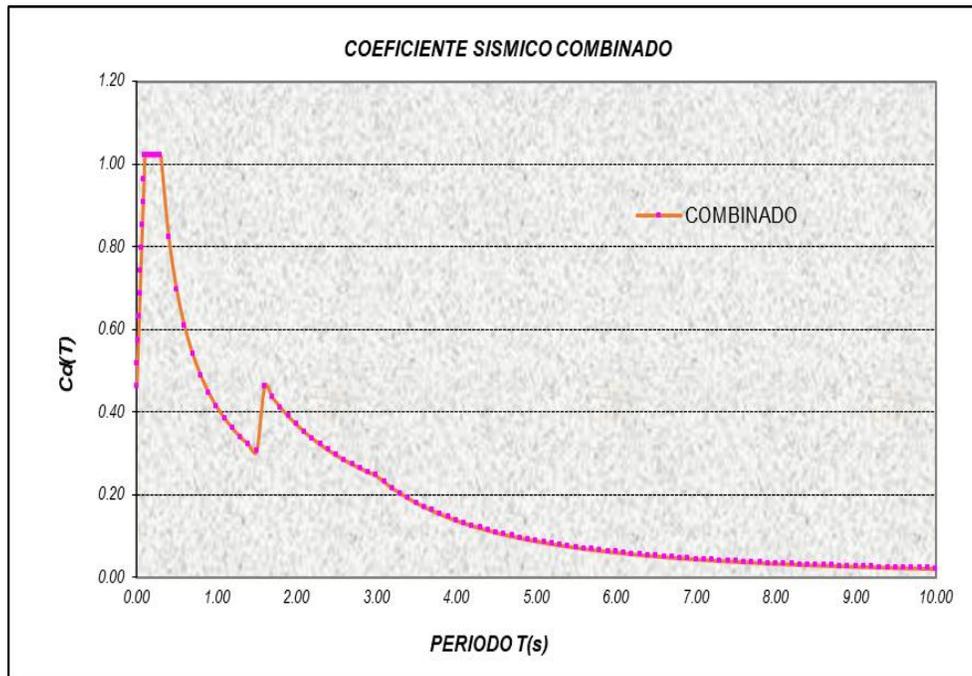


Figura 37. Espectro de respuesta combinado según SDST NZ, para reservorio elevado de 15m3

ANEXO C: Procedimiento de modelamiento en programa SAP2000

Modelamiento Geométrico

Abrimos una plantilla vacía de Grid only

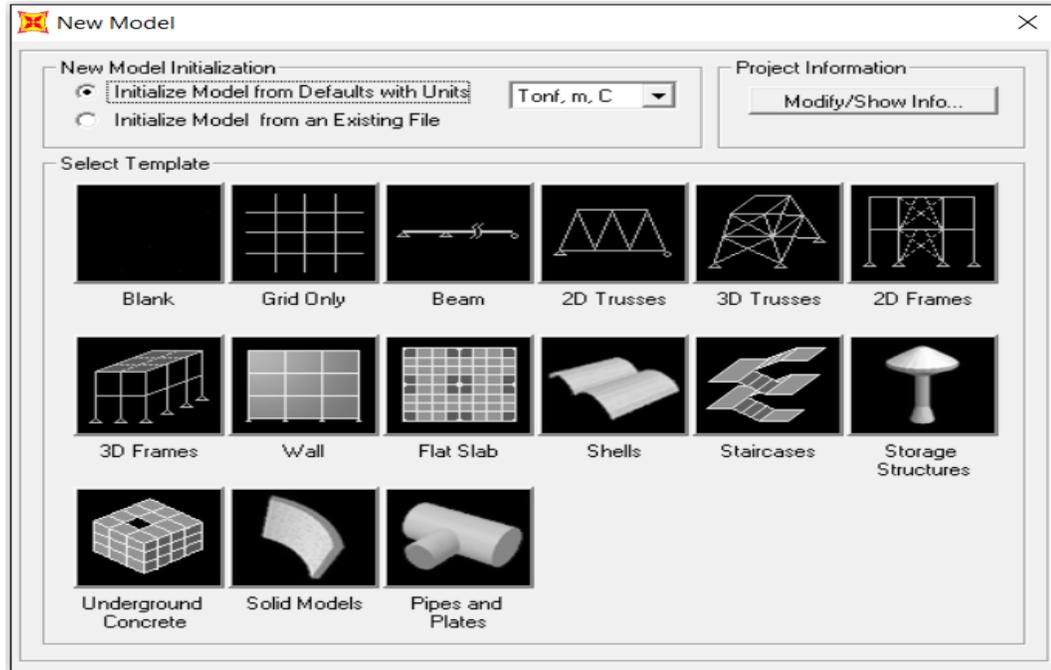


Figura 38. Creación de un nuevo modelo

Tenemos la información de la grilla

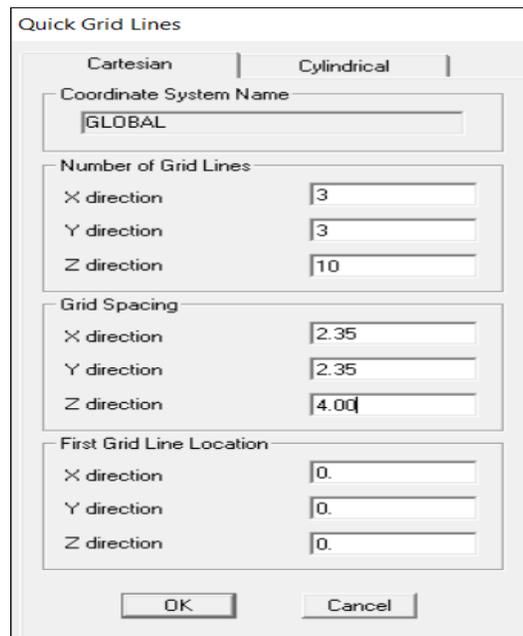


Figura 39. Información de la grilla

Tenemos la información de la grilla en los tres sentidos x, y, z

Define Grid System Data

Edit Format

System Name: GLOBAL

Units: Kgf, m, C

Grid Lines: Quick Start...

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	0.	Primary	Show	End	
2	B	2.35	Primary	Show	End	
3	C	4.7	Primary	Show	End	
4						
5						
6						
7						
8						

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	0.	Primary	Show	Start	
2	2	2.35	Primary	Show	Start	
3	3	4.7	Primary	Show	Start	
4						
5						
6						
7						
8						

Z Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
3	Z3	8.	Primary	Show	End	
4	Z4	12.	Primary	Show	End	
5	Z5	16.	Primary	Show	End	
6	Z6	20.	Primary	Show	End	
7	Z7	21.26	Primary	Show	End	
8	Z8	22.07	Primary	Show	End	
9	Z9	23.2	Primary	Show	End	
10	Z10	23.78	Primary	Show	Start	

Display Grids as: Ordinates Spacing

Hide All Grid Lines

Glue to Grid Lines

Bubble Size: 0.6875

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

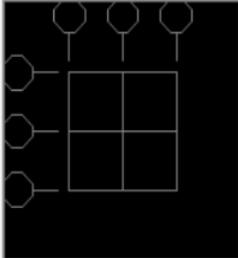


Figura 40. Información de la grilla en los tres sentidos

Creamos los materiales en Define/materials

The dialog box is titled "Material Property Data" and is divided into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color is "CON 210" with a blue color swatch. Material Type is "Concrete". Material Notes has a "Modify/Show Notes..." button.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is "2400." and Mass per Unit Volume is "244.7319".
- Units:** The unit is set to "Kgf, m, C".
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E is "2.174E+09", Poisson's Ratio, U is "0.15", Coefficient of Thermal Expansion, A is "1.170E-05", and Shear Modulus, G is "9.451E+08".
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f'c is "2100000". There is an unchecked checkbox for "Lightweight Concrete" and a field for "Shear Strength Reduction Factor".
- At the bottom, there is an unchecked checkbox for "Switch To Advanced Property Display" and "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 41. Creación de materiales concreto 210 kg/cm²

The dialog box is titled "Material Property Data" and is divided into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color is "CON 280" with a blue color swatch. Material Type is "Concrete". Material Notes has a "Modify/Show Notes..." button.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is "2400." and Mass per Unit Volume is "244.7319".
- Units:** The unit is set to "Kgf, m, C".
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E is "2.510E+09", Poisson's Ratio, U is "0.15", Coefficient of Thermal Expansion, A is "1.170E-05", and Shear Modulus, G is "1.091E+09".
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f'c is "2800000". There is an unchecked checkbox for "Lightweight Concrete" and a field for "Shear Strength Reduction Factor".
- At the bottom, there is an unchecked checkbox for "Switch To Advanced Property Display" and "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 42. Creación de materiales concreto 280 kg/cm²

Luego creamos los elementos frame que servirá como viga y columna en define/section properties/Frame Sections..., y le damos las dimensiones requeridas.

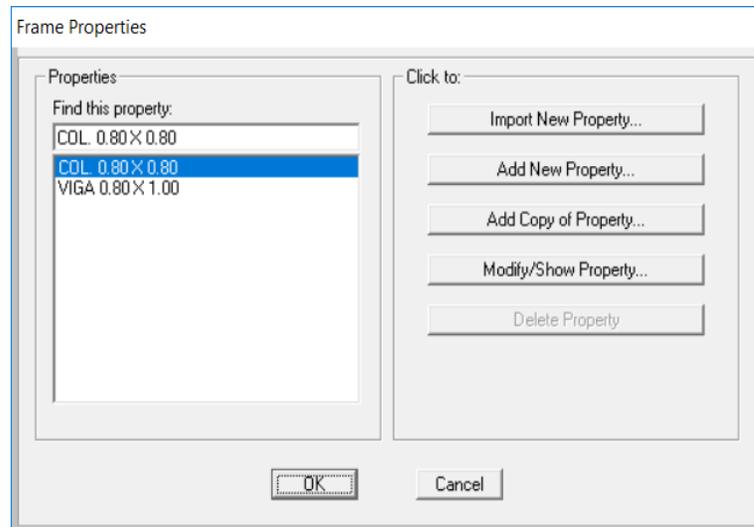


Figura 43. Creación de elementos frame

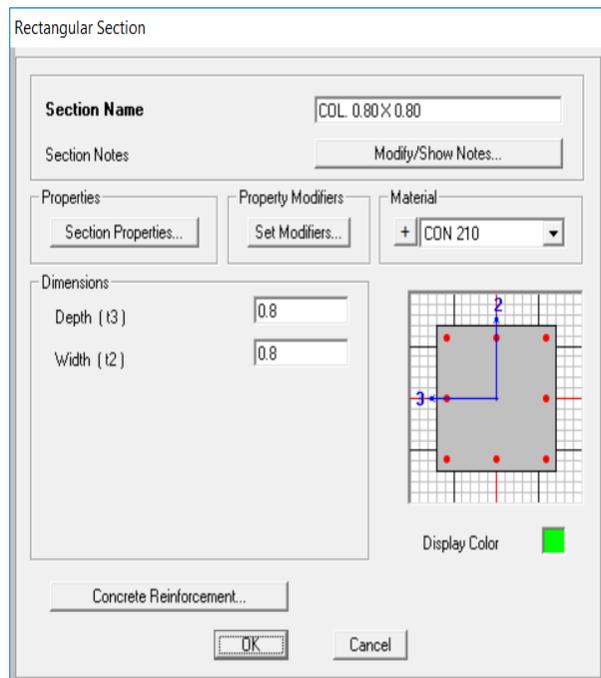


Figura 44. Creación de columna de 0.80 m x 0.80 m

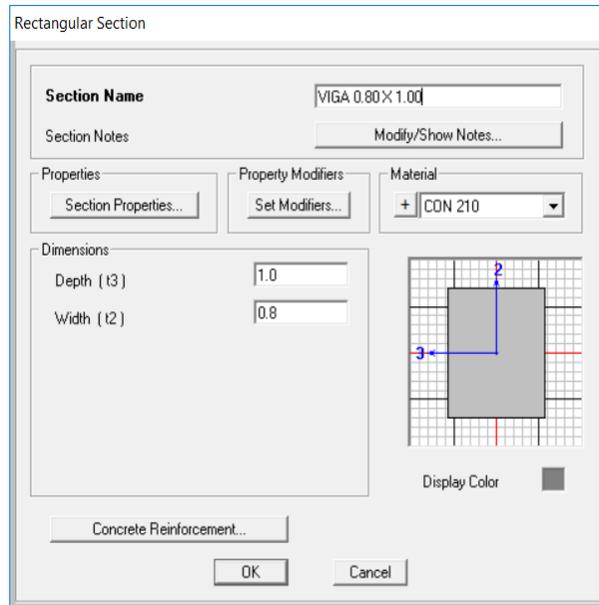


Figura 45. Creación de viga de 0.80 m x 1.00 m

Posteriormente creamos el elemento área tipo Shell que representara al muro, techo y losa de fondo en Define/Section Properties/Area section..., con un espesor de 0.20 m, 0.15 m y 0.20 m respectivamente.

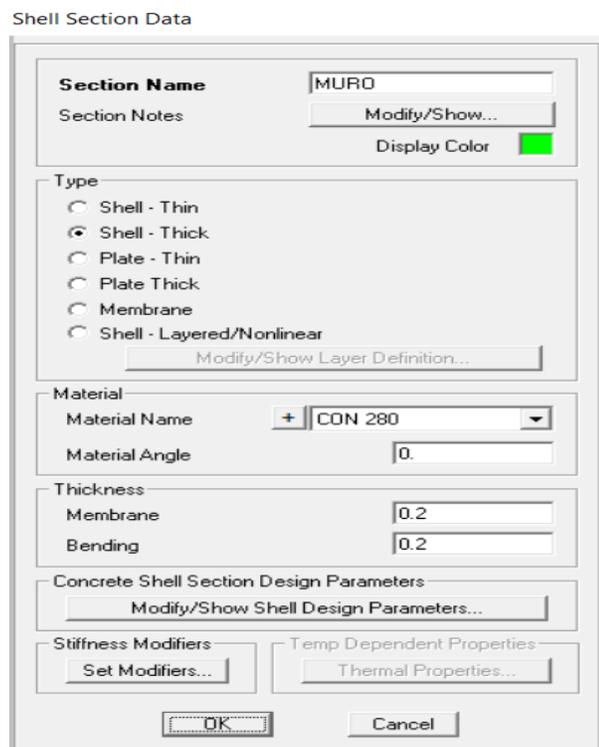


Figura 46. Creación de la sección del muro

Shell Section Data

Section Name

Section Notes

Display Color

Type

- Shell - Thin
- Shell - Thick
- Plate - Thin
- Plate Thick
- Membrane
- Shell - Layered/Nonlinear

Material

Material Name

Material Angle

Thickness

Membrane

Bending

Concrete Shell Section Design Parameters

Stiffness Modifiers

Temp Dependent Properties

Figura 47. Creación de la sección del techo

Shell Section Data

Section Name

Section Notes

Display Color

Type

- Shell - Thin
- Shell - Thick
- Plate - Thin
- Plate Thick
- Membrane
- Shell - Layered/Nonlinear

Material

Material Name

Material Angle

Thickness

Membrane

Bending

Concrete Shell Section Design Parameters

Stiffness Modifiers

Temp Dependent Properties

Figura 48. Creación de la sección del piso

Luego en asisign/joint/restraints asignamos la condición de empotramiento de las columnas de apoyo.

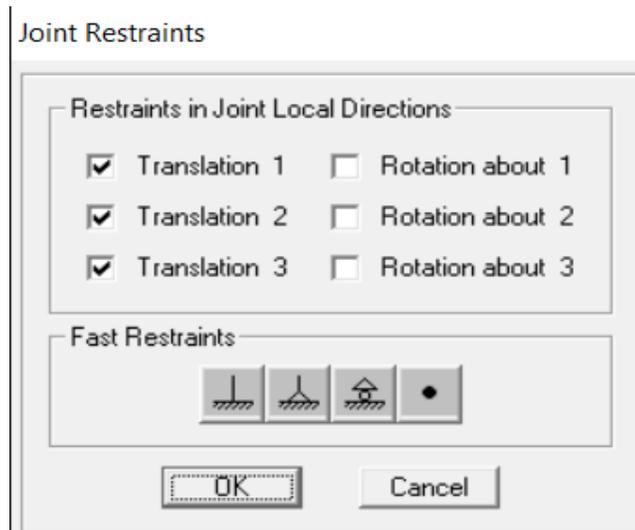


Figura 49. Condición de apoyo de las columnas de soporte

Modelamiento de cargas

La estructura se considerará empotrada en la base de las columnas.

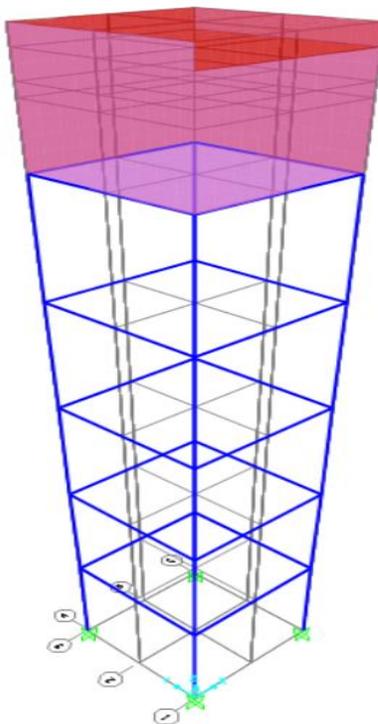


Figura 50. Reservorio elevado modelado en SAP2000

Creación de los Load Patterns

Vamos a Define/Load Patterns y creamos las cargas:

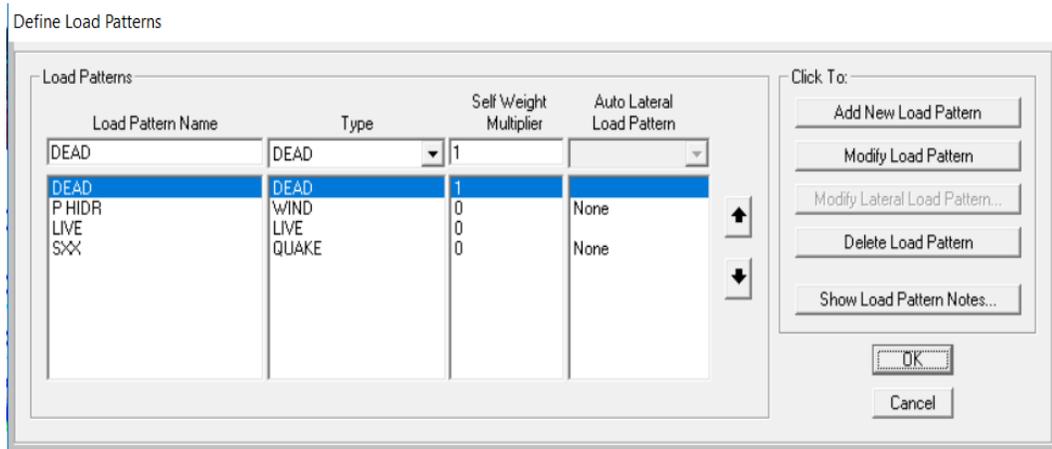


Figura 51. Creación de las cargas

Definición del espectro de respuesta

Vamos a define/Functions/Response Spectrum y elegimos el espectro

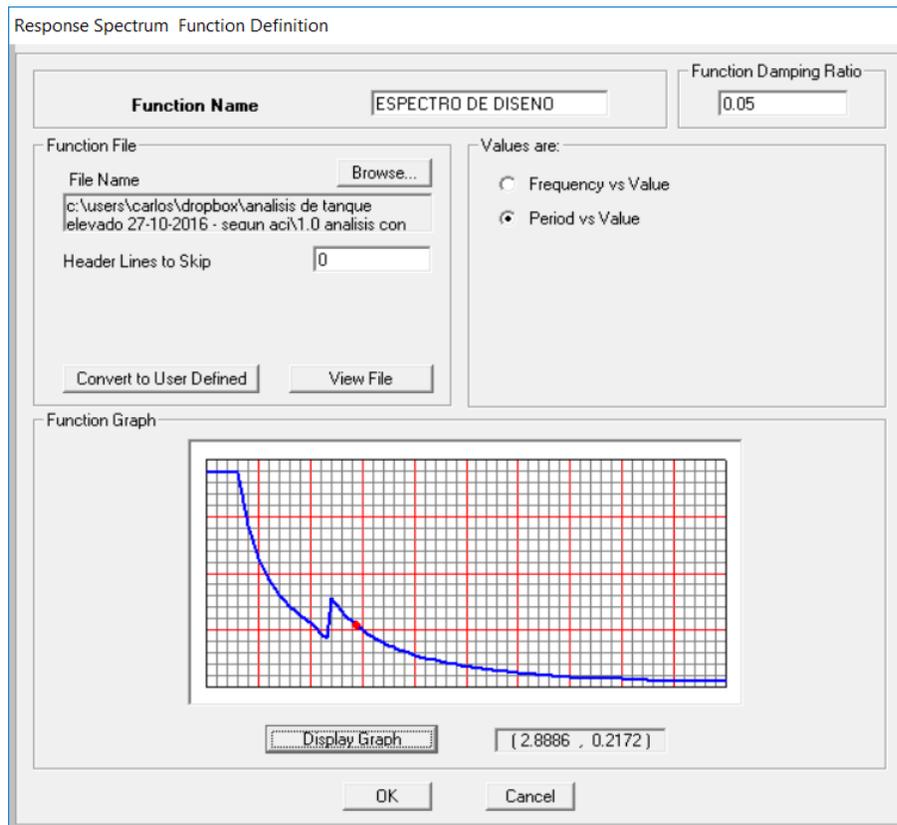


Figura 52. Espectro de diseño para el análisis sísmico

Asignación de cargas a los elementos

Como primer paso creamos un Joint Pattern en Assign/ Joint Patterns. Y creamos a PHIDRAULICA 1, posteriormente seleccionamos las paredes del reservorio.

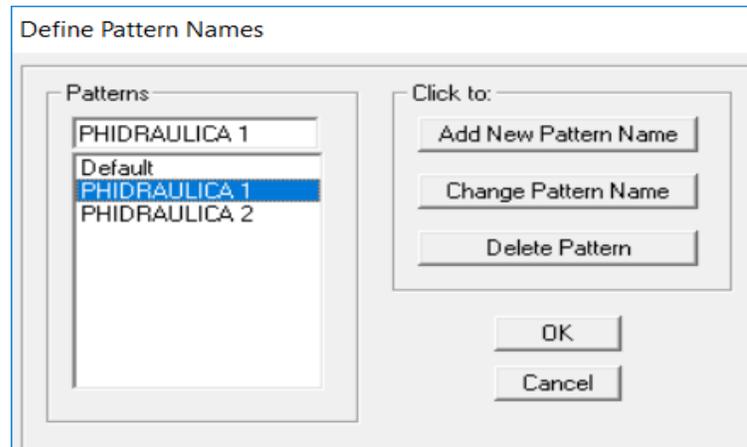


Figura 53. Creación de Joint Pattern para paredes

Luego vamos a Assign/Joint Pattern y ponemos los valores de las constantes: D= 23.2 (altura de agua), C= -1.

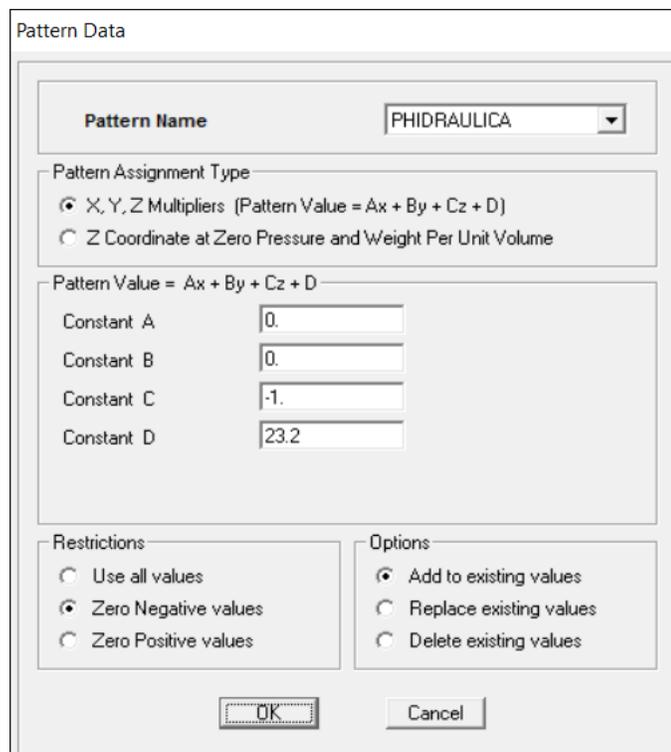


Figura 54. Definición de función de presión de agua en paredes

Posteriormente asignamos la carga de presión de agua a las paredes del reservorio, esto lo hacemos seleccionando las mismas y vamos a assign/área loads/Surface pressure.

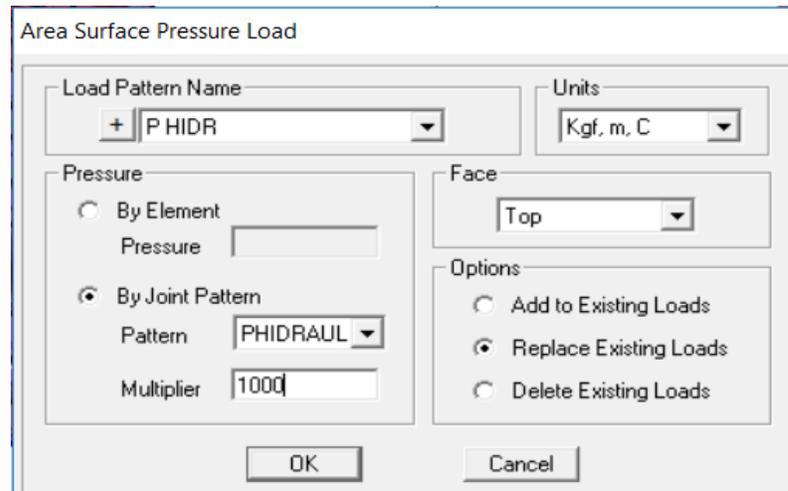


Figura 55. Presión de agua en paredes

Similar como asignamos la presión de agua en las paredes asignamos a la losa de fondo.

Nuevamente creamos un Joint Pattern en Assign/ Joint Patterns. Y creamos a PHIDRAULICA 2, posteriormente seleccionamos la losa de fondo.

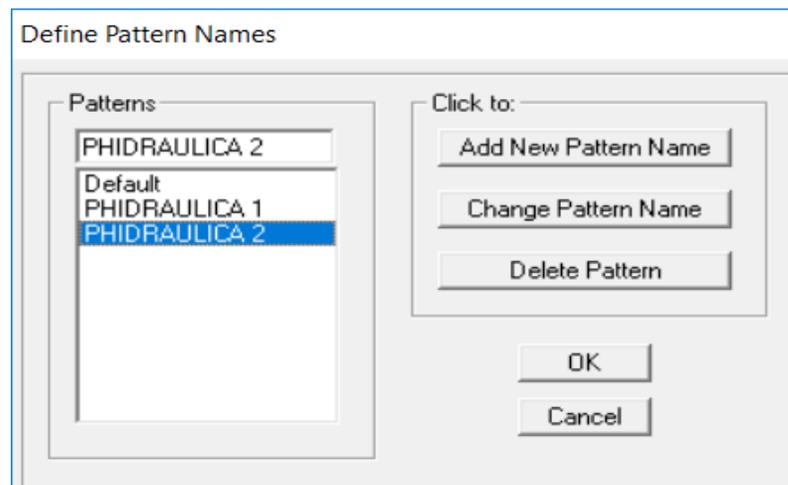


Figura 56. Creación de Joint Pattern para losa de fondo

Luego vamos a Assign/Joint Pattern y ponemos los valores de las constantes:
D= 23.2 (altura de agua), C= -1.

Pattern Data

Pattern Name: PHIDRAULICA 2

Pattern Assignment Type:

- X, Y, Z Multipliers (Pattern Value = Ax + By + Cz + D)
- Z Coordinate at Zero Pressure and Weight Per Unit Volume

Pattern Value = Ax + By + Cz + D

Constant A: 0

Constant B: 0

Constant C: -1

Constant D: 23.2

Restrictions:

- Use all values
- Zero Negative values
- Zero Positive values

Options:

- Add to existing values
- Replace existing values
- Delete existing values

OK Cancel

Figura 57. Definición de función de presión de agua para losa de fondo

Posteriormente asignamos la carga de presión de agua a la losa de fondo, seleccionamos y vamos a assign/área loads/Surface pressure (all)

Area Surface Pressure Load

Load Pattern Name: PHIDR

Units: Kgf, m, C

Pressure:

- By Element
- By Joint Pattern

Pressure: []

Pattern: PHIDRAUL

Multiplier: 1000

Face: Top

Options:

- Add to Existing Loads
- Replace Existing Loads
- Delete Existing Loads

OK Cancel

Figura 58. Presión de agua en losa de fondo

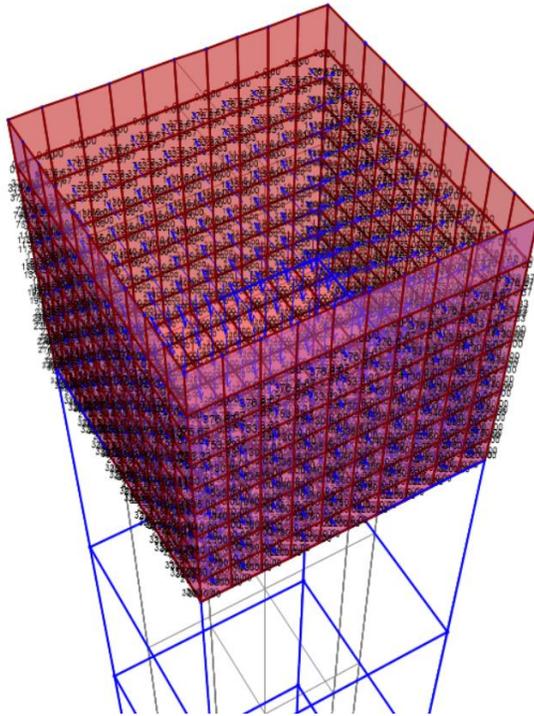


Figura 59. Resultado grafico de presión de agua en paredes y losa de fondo

Asignamos la carga de 100 kg/m2 al techo

Area Uniform Loads

A screenshot of a software dialog box titled "Area Uniform Loads". The dialog has a light gray background and contains the following fields and controls:

- Load Pattern Name:** A dropdown menu with a plus sign icon and the text "LIVE".
- Units:** A dropdown menu with the text "Kgf, m, C".
- Uniform Load:** A section containing:
 - Load:** A text input field with the value "100".
 - Coord System:** A dropdown menu with the text "GLOBAL".
 - Direction:** A dropdown menu with the text "Gravity".
- Options:** A section containing three radio buttons:
 - Add to Existing Loads
 - Replace Existing Loads
 - Delete Existing Loads
- Buttons:** "OK" and "Cancel" buttons at the bottom.

Figura 60. Distribución de carga viva en techo

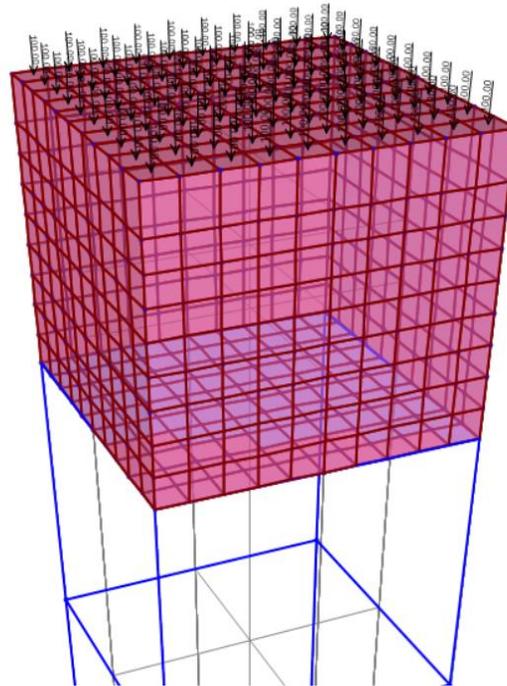


Figura 61. Resultado grafico de distribución de carga viva en techo

Asignación de masa convectiva

Primero creamos el resorte en define/section properties/link/support properties, y colocamos el valor de la rigidez que es igual a dividir el valor de K entre el número de resortes, este valor está calculado en los anexos.

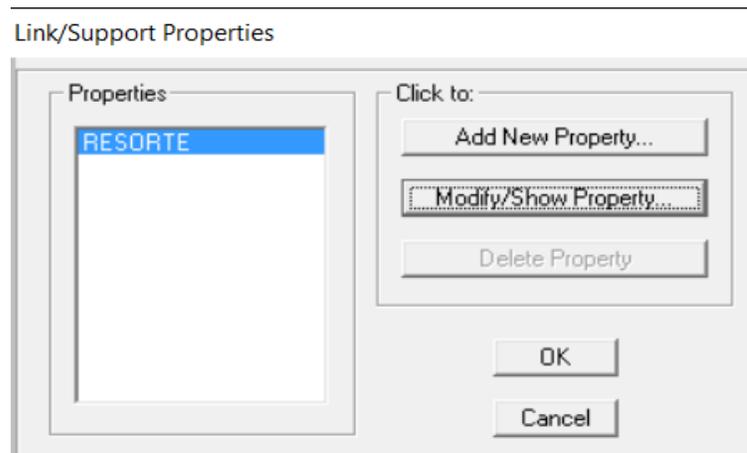


Figura 62. Creación del resorte

Link/Support Property Data

Link/Support Type:

Property Name:

Property Notes:

Total Mass and Weight

Mass	<input type="text" value="0."/>	Rotational Inertia 1	<input type="text" value="0."/>
Weight	<input type="text" value="0."/>	Rotational Inertia 2	<input type="text" value="0."/>
		Rotational Inertia 3	<input type="text" value="0."/>

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length In a Line Spring:

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs:

Directional Properties

Direction	Fixed	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for All..."/>
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	

P-Delta Parameters

Figura 63. Propiedades del resorte

Linear Link/Support Directional Properties

Link/Support Name:

Directional Control

Direction	Fixed
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>

Shear Distance from End J

U2:

U3:

Units:

Stiffness Values Used For All Load Cases

Stiffness Is Uncoupled Stiffness Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
<input type="text" value="890.15"/>	<input type="text"/>				

Damping Values Used For All Load Cases

Damping Is Uncoupled Damping Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
<input type="text" value="0."/>	<input type="text"/>				

Figura 64. Asignación de rigidez del resorte

Luego vamos a Draw/Draw 2 joint Link y dibujamos los resortes a la altura correspondiente y en la concurrencia de los mismos agregamos la masa convectiva en assign/joint/masses, así como se observa en la figura.



Figura 65. Asignación de masa convectiva

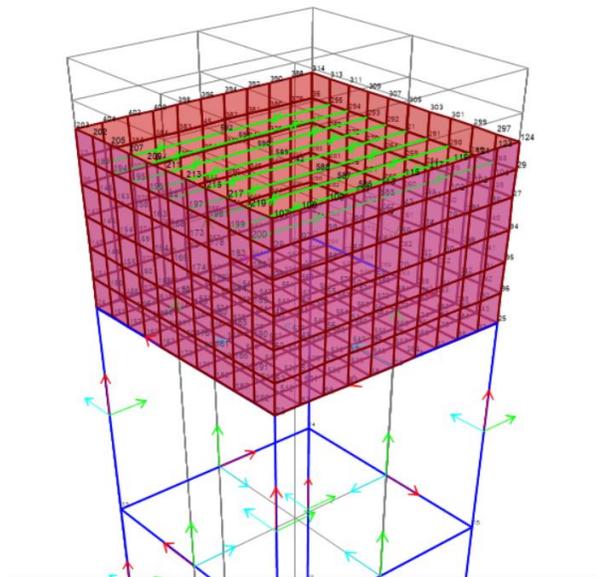


Figura 66. Resortes y masa convectiva asignada

Asignación de masa impulsiva

La masa impulsiva se asigna en las paredes como masa en los nodos, seleccionamos y vamos a Assign/Joint/Masses:



Joint Masses

Specify Joint Mass

As Mass
 As Weight
 As Volume and Material Property

Material

Mass Direction

Coordinate System

Mass

Global X Axis Direction
Global Y Axis Direction
Global Z Axis Direction

Mass Moment of Inertia

Rotation About Global X Axis
Rotation About Global Y Axis
Rotation About Global Z Axis

Options

Add to Existing Masses
 Replace Existing Masses
 Delete Existing Masses

Units

OK Cancel

Figura 67. Asignación de masa impulsiva en las paredes del reservorio

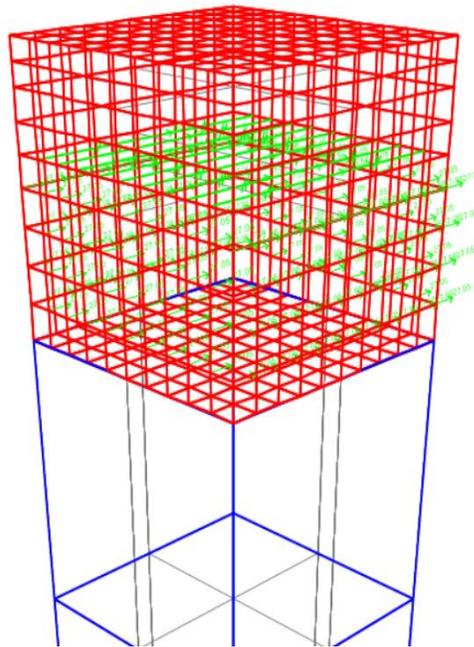


Figura 68. Masa impulsiva asignada en las paredes del reservorio

Reducción del peso de las paredes

Reducimos el peso de los muros con el coeficiente de masa efectiva calculada según el ACI 350.03-06, vamos a Define/Section properties/Area sections, seleccionamos la sección MURO, y asignamos el coeficiente en Mass Modifier.

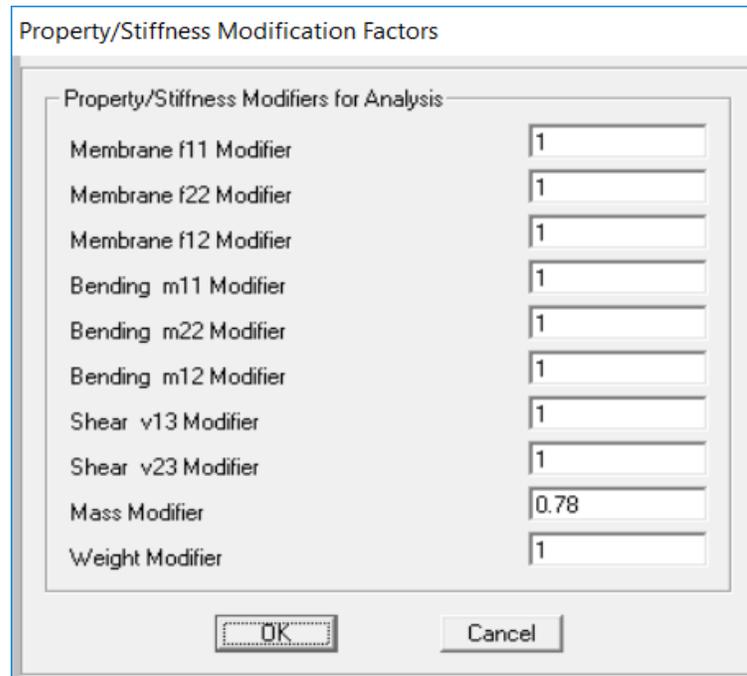


Figura 69. Coeficiente de masa efectiva en muros

Creación de casos de carga de sismo

Creamos los casos de carga, para SXX, lo definimos como un tipo Response Spectrum, con una combinación modal CQC y un factor de escala de 9.81

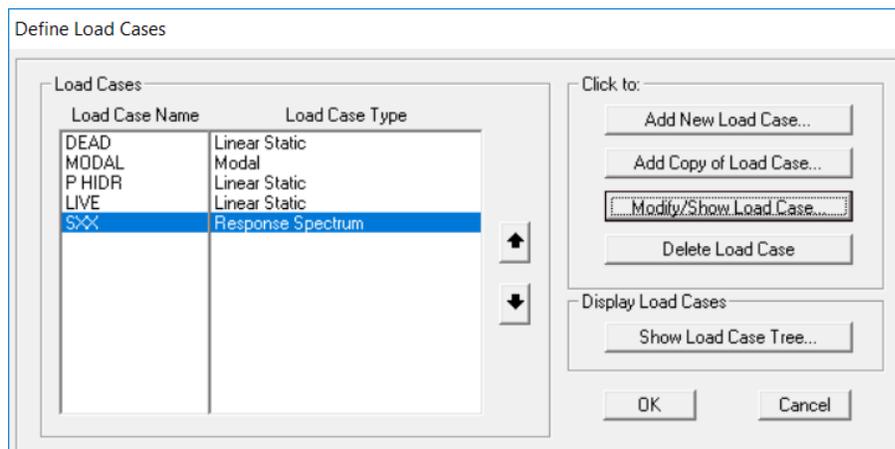


Figura 70. Casos de carga SXX

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: SXX Set Def Name Notes: Modify/Show... Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination:

- CQC GMC f1: 1. Periodic + Rigid Type: SRSS
- SRSS GMC f2: 0.
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute
- Scale Factor: _____

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ESPECTRO	9.81
Accel	U1	ESPECTRO DE	9.81

Buttons: Add, Modify, Delete

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

Buttons: OK, Cancel

Figura 71. Definición del caso de carga para el SXX

Asignación de la cantidad de modos de vibración en el análisis modal

Para una mejor precisión en la entrega de resultados Vamos a Define/Load Cases y seleccionamos "Modal", para modificar la cantidad de modos a 150.

Load Case Data - Modal

Load Case Name: MODAL Set Def Name Notes: Modify/Show... Load Case Type: Modal Design...

Stiffness to Use:

- Zero Initial Conditions - Unstressed State
- Stiffness at End of Nonlinear Case

 Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Type of Modes:

- Eigen Vectors
- Ritz Vectors

Number of Modes:

- Maximum Number of Modes: 150
- Minimum Number of Modes: 1

Loads Applied: Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

- Frequency Shift (Center): 0.
- Cutoff Frequency (Radius): 0.
- Convergence Tolerance: 1.000E-09
- Allow Automatic Frequency Shifting

Buttons: OK, Cancel

Figura 72. Asignación de la cantidad de modos

Creación de las combinaciones de carga.

Vamos a Define/Load Combinations... y Definimos las combinaciones de carga a usar según RNE E.060, además incluimos el coeficiente sanitario de 1.3 para flexión y corte, y 1.65 para tracción dentro de una combinación de carga tipo envolvente. (Estos coeficientes sanitarios están dados por el ACI 350-01, serán considerados para calcular los esfuerzos en ambas normas).

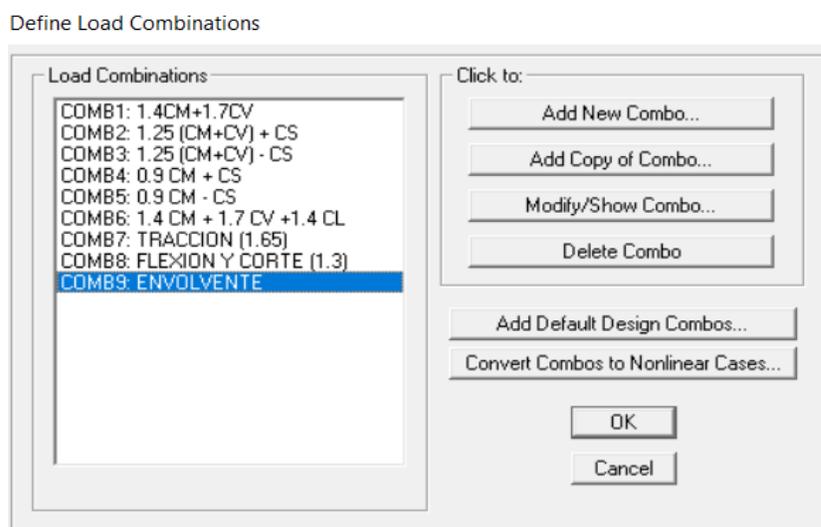


Figura 73. Combinaciones de carga definidas

Posteriormente definimos los orígenes de masas y pesos para el análisis sísmico en define/ mass source... y elegimos la tercera opción, y colocamos una participación de la carga viva de 100% (Según Norma E.030).

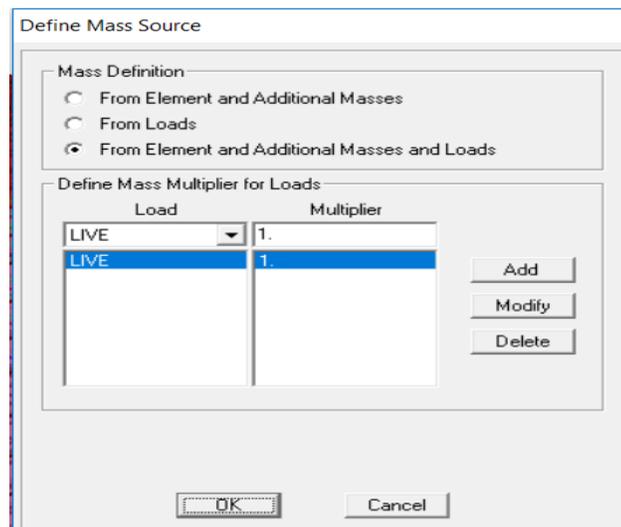


Figura 74. Definición de mass source