

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
ESCUELA DE POSGRADO



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE
RESERVORIOS ELEVADOS TIPO INTZE**

Tesis para optar el Grado de Magíster, que presenta la Alumna

PAMELA GRACE HUARINGA HUAMANI

ASESOR: VÍCTOR IVÁN FERNANDEZ DÁVILA GONZALES

Lima, octubre de 2015

RESUMEN

Los reservorios elevados son estructuras esenciales para el abastecimiento de agua de una población, por lo que no deberían quedar inoperativos luego de ocurrido un sismo. No obstante, la experiencia ha demostrado que para sismos de gran magnitud estas estructuras presentan daños, llegando incluso a colapsar. En esta tesis se ha realizado el análisis de dos reservorios tipo INTZE, considerando la no linealidad a flexocompresión del fuste con el objetivo de analizar la respuesta no lineal frente a diferentes solicitaciones sísmicas.

Los reservorios (R-1 y R-2) fueron modelados con elementos tipo frame en el programa Sap2000 a los cuales se les asignó masas concentradas resultantes de la discretización del fuste y la cuba. Para el análisis del fuste se consideraron secciones agrietadas y no agrietadas. La plasticidad fue considerada en los dos primeros tramos mediante una rótula plástica como elemento tipo hinge. Las dimensiones de los reservorios y el refuerzo vertical y horizontal de los fustes se obtuvieron de los planos estructurales provistos por la empresa de agua potable SEDAPAL. Los diagramas momento curvatura asignados a las rótulas fueron calculados con el programa Sap2000 a partir de las dimensiones del fuste, refuerzo vertical del fuste, carga vertical y comportamiento no lineal del material, y fueron validados previamente con una hoja de cálculo. Para modelar el agua se empleó el modelo simplificado de Housner que considera una masa convectiva y otra impulsiva. El análisis se realizó a partir de cuatro acelerogramas peruanos (sismos de 1966, 1970, 1974 y 2007) normalizados de acuerdo a lo indicado en el ASCE/SEI 07-5 para el sismo de diseño y el sismo máximo considerado. Se utilizó el método de integración numérica de Newmark. Por otro lado, se realizó el análisis dinámico lineal con el espectro de respuesta obtenido con los parámetros de la NTE E.030 y el ACI350.3. Las respuestas de interés a analizar fueron los momentos volcantes, la fuerza cortante basal, el desplazamiento en el extremo del reservorio y la ductilidad demandada en el fuste.

Se concluyó que para los acelerogramas analizados el momento volcante y la fuerza cortante basal de los reservorios R-1 y R-2 muestran una tendencia decreciente a medida que disminuye el volumen de agua. El desplazamiento máximo en el extremo de los reservorios no siempre se obtiene para el caso del reservorio lleno, pero el promedio de los desplazamientos da resultados mayores para dicho caso. En ese sentido, considerar sólo el caso de carga lleno para reservorios de similares características resulta conservador para el cálculo de la demanda de corte, momento y desplazamiento. No se observó una tendencia para el caso de la ductilidad demandada.

Con respecto a las capacidades, el reservorio R-1 tiene mayor resistencia que el reservorio R-2, en una proporción similar al refuerzo vertical colocado (dos a uno). A su vez el reservorio R-2 tiene una mayor ductilidad que reservorio R-2, pero la diferencia va disminuyendo a medida que se aumenta la carga vertical.

Con respecto al análisis dinámico de superposición modal, se observó que las respuestas están por debajo del promedio de la demanda obtenida a partir de los acelerogramas. Se recomienda reevaluar el factor de reducción espectral de la masa inductiva empleado para los reservorios elevados con soporte tipo fuste, si es que se emplea el espectro peruano de la Norma E.030 para el análisis.

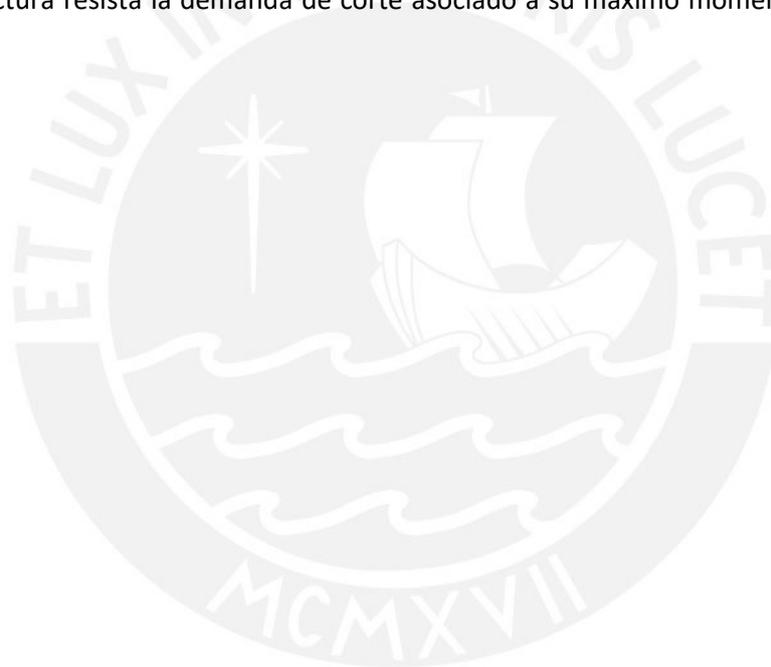
El acelerograma del sismo del año 1974 entregó las mayores demandas sísmicas para el caso de los reservorios llenos, ya que los periodos de dichas estructuras se encuentran dentro de su rango de periodos predominantes. El rango de periodos predominantes del sismo del año 2007 se encuentra por debajo de los periodos obtenidos para los reservorios vacío, semilleno

y lleno, aunque el resultado depende también del periodo convectivo del agua, el cual puede coincidir con algunos de los picos del espectro de Fourier del acelerograma estudiado, incrementando la respuesta.

Por otro lado, también se realizó el análisis de los reservorios sin considerar el efecto hidrodinámico del agua, y se obtuvo respuestas más conservadoras. Para el caso analizado eso significó un incremento de la curvatura demandada en más del doble. Por ello, si se realiza el análisis no lineal de reservorios para determinar la ductilidad demandada, se recomienda tomar en cuenta el comportamiento hidrodinámico del agua.

Se determinó que para estructuras poco esbeltas como las estudiadas el efecto $P-\Delta$ es despreciable, ya que la relación entre el desplazamiento máximo en el extremo del reservorio con respecto al diámetro del fuste es pequeña.

Finalmente, se indica que el refuerzo por corte colocado en ambos fustes cumple con los criterios de resistencia, considerando un factor de reducción igual a tres. Sin embargo, el refuerzo existente no cumple con los criterios de capacidad, en donde se busca asegurar que la estructura resista la demanda de corte asociado a su máximo momento resistente en el fuste.



AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Víctor Fernández Dávila Gonzales, por su constante asesoría y motivación a lo largo del desarrollo de esta tesis,

Al Ing. Ulises Gutiérrez LLantoy, por brindarme su apoyo y compartir información importante para el desarrollo de esta tesis,

A Daniel, por su apoyo incondicional en la elaboración de esta tesis,

A mis padres, por su paciencia, comprensión y aliento durante todos estos años.



INDICE

RESUMEN	ii
AGRADECIMIENTOS	iv
INDICE	v
LISTA DE FIGURAS	vi
LISTA DE TABLAS	viii
LISTA DE SIMBOLOS ABREVIACIONES Y VARIABLES	ix
1. INTRODUCCIÓN	
1.1. Breve Reseña	1
1.2. Objetivos, alcance y metodología	1
1.3. Organización de la tesis	3
2. FUNDAMENTO TEÓRICO	4
2.1. General	4
2.2. Estado del arte	5
2.3. Daños en reservorio elevados bajo cargas sísmicas	6
2.4. Tipos de análisis no lineal	8
2.4.1. Análisis no lineal estático	8
2.4.2. Análisis no lineal dinámico	9
2.5. Modelos simplificados del comportamiento hidrodinámico del agua.	10
2.5.1. Chandrasekaran y Krishna (1954)	10
2.5.2. Housner (1963)	10
2.5.3. Haroun y Housner (1981)	11
2.6. Normas técnicas para el análisis de reservorios elevados.	11
2.6.1. ACI350.3-06	11
2.6.2. ACI371 R-98	14
2.7. Normas técnicas para el análisis sísmico	14
2.7.1. NTE E.030	14
2.7.2. ASCE/SEI 07-5	15
2.7.3. EUROCODIGO-8	17
3. METODOLOGÍA	19
3.1. Modelos de análisis	19
3.1.1. Características del reservorio R-1	19
3.1.2. Características del reservorio R-2	19
3.2. Solicitaciones Gravitacionales	21
3.3. Solicitaciones Sísmicas	21
3.4. Modelo hidrodinámico del agua	21
3.4.1. Modelo del reservorio R-1	22
3.4.2. Modelo del reservorio R-2	22
3.5. Espectro sísmico de diseño	22
3.5.1. Parámetros según la normativa peruana (NTE E.030-2014).	23
3.5.2. Parámetros según la normativa internacional (ASCE/SEI 07-5).	23
3.5.3. Factores de reducción espectral.	24
3.5.4. Análisis dinámico por superposición modal	25
3.6. Acelerogramas empleados	26
3.6.1. Características de los acelerogramas	26
3.6.2. Normalización de los acelerogramas	27
3.7. Análisis tiempo historia no lineal	30
3.7.1. Consideraciones generales para el modelamiento del reservorio elevado.	30
3.7.2. Modelo del concreto y acero empleado	31

3.7.3.Cálculo del diagrama momento curvatura	32
3.7.4.Procedimiento para el análisis dinámico no lineal en el programa SAP2000	35
3.8. Respuestas de interés	37
3.8.1.Respuestas Globales	37
3.8.2.Respuestas Locales	37
3.9. Verificación por corte del fuste.	37
4. ANÁLISIS DE RESULTADOS	40
4.1. Comparación de las respuestas de los reservorios R-1 y R-2 para diferentes acelerogramas.	40
4.2. Comparación de los diagramas momento curvatura.	45
4.3. Comparación de las respuestas de los reservorios R-1 y R-2 para diferentes niveles de sismo.	48
4.4. Comparación de las respuestas de los reservorios R-1 y R-2 para el análisis no lineal y el análisis espectral.	49
4.5. Comparación del modelo hidrodinámico con un modelo que utiliza la masa del agua como carga muerta	53
4.6. Comparación del efecto P-D en las respuestas de los reservorios R-1 y R-2 para el sismo de 1974.	54
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	55
5.1. Conclusiones	55
5.2. Recomendaciones	56
5.3. Futuras líneas de investigación	57

BIBLIOGRAFÍA
 ANEXOS

LISTA DE FIGURAS

Fig. 1.1a	Reservorio Elevado tipo INTZE	2
Fig. 1.1b	Modelo de masas concentradas equivalente	2
Fig. 2.1	Colapso de reservorio elevado del 265 m ³ ubicado en Chobari luego del sismo de Bhuj del 2011	4
Fig. 2.2a	Falla de vigas durante el sismo de Chile de 1960	7
Fig. 2.2b	Fisuras del fuste del reservorio con soporte tipo fuste luego del sismo de Bhuj del 2001	7
Fig. 2.2c	Desprendimiento del recubrimiento del reservorio ubicado en Pisco durante el terremoto de Pisco del 2007	7
Fig. 2.3	Fisuras horizontales y diagonales en la base del fuste de un reservorio elevado	7
Fig. 2.4	Relación de la respuesta lineal y no lineal para la demanda de fuerzas y desplazamientos	8
Fig. 2.5	Curva de capacidad del reservorio R-1	9
Fig. 2.6a	Modelo simplificado de Housner para reservorios elevados.	10
Fig. 2.6b	Modos convectivo e impulsivo del agua	10
Fig. 2.7	Forma del espectro sísmico indicado en el ASCE/SEI 07-5	16
Fig. 2.8	Forma del espectro sísmico indicado en el EUROCODIGO-8	18
Fig. 3.1a	Distribución del refuerzo horizontal y vertical del reservorio R-1	20
Fig. 3.1b	Distribución del refuerzo horizontal y vertical del reservorio R-2	20
Fig. 3.2	Relación entre los factores de masa impulsiva y convectiva con el ratio D/HL	21
Fig. 3.3	Espectro sísmico de respuesta según la NTE E.030	23
Fig. 3.4	Valores de SS y S1 para la ciudad de Lima según el mapa sísmico mundial desarrollado por el USGS	24
Fig. 3.5	Espectro sísmico de respuesta según el ASCE/SEI 07-5	24
Fig. 3.6	Espectro de respuesta peruano para el análisis de reservorios	25
Fig. 3.7	Datos ingresados para el análisis espectral	26
Fig. 3.8	Espectro de respuesta utilizando los acelerogramas originales	28
Fig. 3.9	Espectro de respuesta de los acelerogramas escalados para el reservorio R-1: condición "lleno"	28
Fig. 3.10	Espectro de respuesta de los acelerogramas escalados para el reservorios R-1: condición "al 50%"	29
Fig. 3.11	Espectro de respuesta de los acelerogramas escalados para el reservorios R-1: condición "vacío"	29
Fig. 3.12	Discretización del reservorio R-1 y R-2 para ingresarlo al programa Sap2000	31
Fig. 3.13	Configuración del confinamiento de una sección circular	31
Fig. 3.14	Modelo de Mander no confinado	32
Fig. 3.15	Modelo de Park para el acero	32
Fig. 3.16	Comparación del diagrama momento curvatura del Sap2000 y una Hoja de Cálculo	34
Fig. 3.17a	Propiedades del fuste ingresadas para el cálculo del diagrama momento curvatura	34
Fig. 3.17b	Diagrama momento curvatura obtenido del SAP 2000	34
Fig. 3.18	Parámetros ingresados para el análisis tiempo historia del sismo de 1966	36

Fig. 3.19	Propiedades de la rótula plástica ingresadas para el reservorio R-1 lleno	36
Fig. 3.20	Área efectiva para el cálculo de la resistencia a corte del fuste del reservorio	38
Fig. 3.21	Secuencia de formación de rótulas para el análisis pushover del reservorio R-1 lleno	38
Fig. 4.1	Comparación de μ vs % de Agua para el reservorio R-1	41
Fig. 4.2	Comparación de V_u vs % de Agua para el reservorio R-1	41
Fig. 4.3	Comparación de d_{max} vs % de Agua para el reservorio R-1	42
Fig. 4.4	Comparación de μ vs % de Agua para el reservorio R-1	42
Fig. 4.5	Comparación de μ vs % de Agua para el reservorio R-2	43
Fig. 4.6	Comparación de V_u vs % de Agua para el reservorio R-2	44
Fig. 4.7	Comparación de d_{max} vs % de Agua para el reservorio R-2	44
Fig. 4.8	Comparación de μ vs % de Agua para el reservorio R-2	45
Fig. 4.9	Diagrama momento curvatura del reservorio R-1 para diferentes cargas axiales	46
Fig. 4.10	Diagrama momento curvatura del reservorio R-2 para diferentes cargas axiales	46
Fig. 4.11	Variación porcentual de la ductilidad en función al incremento de carga axial	47
Fig. 4.12	Variación porcentual del momento de fluencia en función al incremento de carga axial	47
Fig. 4.13	Variación porcentual del momento último en función al incremento de carga axial	48
Fig. 4.14	Comparación del μ de los acelerogramas vs el espectro para el reservorio R-1	50
Fig. 4.15	Comparación del V_u de los acelerogramas vs el espectro para el reservorio R-1	50
Fig. 4.16	Comparación del d_{max} de los acelerogramas vs el espectro para el reservorio R-1	51
Fig. 4.17	Comparación del μ de los acelerogramas vs el espectro para el reservorio R-2	52
Fig. 4.18	Comparación del V_u de los acelerogramas vs el espectro para el reservorio R-2	52
Fig. 4.19	Comparación del d_{max} de los acelerogramas vs el espectro para el reservorio R-2	53

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1	Factor de Importancia (I)	12
Tabla 2.2	Factor de Modificación de respuesta R	12
Tabla 2.3	Factores de Zona	14
Tabla 2.4	Factor "S"	14
Tabla 2.5	Periodos T_p y T_L	14
Tabla 2.6	Coeficiente de sitio, F_a	16
Tabla 2.7	Coeficiente de sitio, F_v	17
Tabla 3.1	Dimensiones del reservorio R-1	19
Tabla 3.2	Dimensiones del reservorio R-2	20
Tabla 3.3	Parámetros del modelo simplificado del reservorio R-1	22
Tabla 3.4	Parámetros del modelo simplificado del reservorio R-2	22
Tabla 3.5	Principales características de los acelerogramas empleados	26
Tabla 3.6	PGA de los acelerogramas escalados para los reservorios R-1 y R-2	27
Tabla 3.7	Comparación de la solicitaciones sísmicas a corte para diferentes niveles de agua del reservorio R-1	39
Tabla 3.8	Comparación de la solicitaciones sísmicas a corte para diferentes niveles de agua del reservorio R-2	39
Tabla 4.1	Comparación de la demanda promedio del sismo de diseño y sismo máximo considerado	49
Tabla 4.2	Comparación de demandas sísmicas para el reservorio R-1 lleno	54

LISTA DE SÍMBOLOS, ABREVIACIONES Y VARIABLES

D	Diámetro interior de la cuba del reservorio elevado (m)
F_a	Coefficiente de sitio para periodos cortos
F_v	Coefficiente de sitio para periodo de 1s
h_c	Posición de la masa convectiva (m)
h_i	Posición de la masa impulsiva (m)
h'_c	Posición de la masa convectiva respecto a la base incluyendo la presión generada en la base (m)
h'_i	Posición de la masa impulsiva respecto a la base incluyendo la presión generada en la base (m)
H_L	Altura libre de agua en la cuba (m)
K_c	Rigidez del resorte de la masa convectiva (tonf/m)
S_s	Parámetros de aceleración espectral para periodos cortos
S_1	Parámetros de aceleración espectral para periodo de 1s
T	Periodo de vibración fundamental de la estructura (s)
T_L	Periodo que define el inicio de la zona del espectro para desplazamientos constantes (s)
T_p	Periodo que define la plataforma del espectro (s)
w_c	Frecuencia circular de oscilación para el primer modo convectivo (rad/s)
W_i	Peso equivalente de la componente impulsiva (tonf)
W_L	Peso total del agua del reservorio (tonf)

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1. Breve Reseña

Los reservorios son estructuras esenciales para la distribución de agua. En el caso de los reservorios elevados, se espera que éstos 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. Por ejemplo, en el terremoto de Bhuj del año 2001 (India), en los pueblos de Chobari y Manfera los reservorios elevados de agua colapsaron debido a que no soportaron las cargas laterales producidas por el sismo (Raj, 2003). Asimismo, luego del sismo de Pisco del año 2007 (Perú), aproximadamente 4 reservorios elevados que sumaban una capacidad de almacenamiento total de 3070m^3 quedaron inoperativos por sufrir daños en la estructura de soporte (Kuroiwa, 2012).

A pesar del problema descrito, en el Perú no existe una metodología para el análisis de los reservorios elevados existentes y proyectados frente a diferentes escenarios de peligro sísmico. Asimismo, a nivel mundial, son pocos los estudios que se han realizado para comprender el comportamiento no lineal de los reservorios elevados. Por ello, se consideró desarrollar una investigación que evalúe el comportamiento de dos reservorios elevados con soporte tipo fuste realizando un análisis no lineal para diferentes escenarios de peligro sísmico. Los reservorios tienen volúmenes similares pero características diferentes del fuste, por lo que podrá compararse la demanda sísmica para las diferentes configuraciones y escenarios propuestos.

1.2. Objetivos, alcance y metodología de la tesis

El objetivo general de ésta tesis fue evaluar la respuesta no lineal de los reservorios elevados de agua con soporte tipo fuste circular frente a diferentes sollicitaciones sísmicas.

Para ello, se deberán realizar los siguientes objetivos específicos:

- Revisar bibliografía relacionada con el tema de estudio.
- Modelar dos reservorios elevados existentes considerando el comportamiento inelástico del material.
- Realizar el análisis dinámico no lineal considerando dos escenarios de peligro sísmico.
- Comparar las respuestas globales y locales.

A continuación se resumen los supuestos empleados y las limitaciones para el desarrollo de esta tesis:

- Se utilizaron los planos estructurales de dos reservorios elevados tipo INTZE existentes ubicados en la ciudad de Lima.
- Se asume que el suelo es rígido y que el reservorio está perfectamente empotrado en la base.
- Se asume que la longitud de la rótula plástica equivale a 0.2 veces el diámetro externo del fuste (Whittaker, 1987).
- Sólo se empleó un elemento tipo frame para el modelamiento del fuste, por lo que las rótulas están concentradas en un punto y no en una superficie.
- Sólo se estudió el efecto de las fuerzas horizontales generadas por el sismo.

- Se empleó el modelo de Housner para modelar el comportamiento dinámico del agua (Housner, 1963).
- El análisis no lineal realizado fue a flexocompresión.
- Se ha considerado en el análisis el efecto P-D.

La metodología de la tesis desarrollada se divide en cinco etapas: revisión bibliográfica, modelación de los reservorios en el software de análisis estructural, realización del análisis dinámico no lineal, comparación de las respuestas globales y locales y finalmente, redacción de la tesis. A continuación se hace una breve descripción de cada una de ellas.

Revisión bibliográfica

Se realizó la revisión bibliográfica de información relacionada con el comportamiento hidrodinámico del agua, los diagramas momento-curvatura, el análisis no lineal estático y el análisis no lineal dinámico. La información se obtuvo de artículos y papers publicados en revistas reconocidas o presentados en congresos internacionales. Se buscó también información en libros y tesis.

Modelar dos reservorios elevados en software de análisis estructural

Se realizó el modelamiento de dos reservorios elevados existentes en la zona de Lima tipo INTZE con soporte tipo fuste cilíndrico en el programa SAP2000. El fuste será modelado como un conjunto de elementos tipo frame y se localizó la rótula al inicio de los dos primeros tramos. Se calculó el diagrama momento curvatura del fuste. Para calcular la capacidad de rotación de la rótula plástica se asumió que la longitud equivalente de la rótula plástica será de 0.2 veces el diámetro promedio del fuste. Para tomar en cuenta el efecto de las presiones hidrodinámicas del agua se empleó el análisis simplificado de Housner. En la Fig. 1.1 se muestra el reservorio tipo INTZE y el modelo simplificado empleado para su análisis.

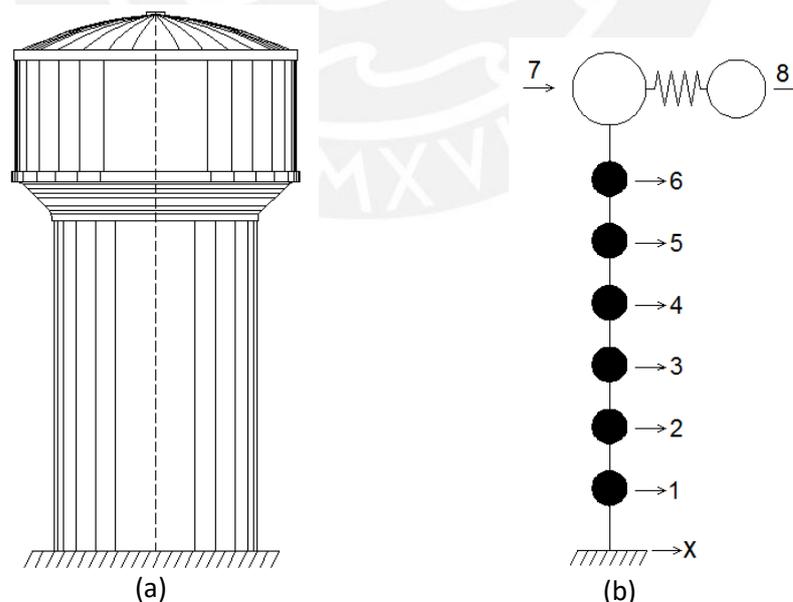


Figura 1.1-(a) Reservorio Elevado tipo INTZE. (b). Modelo de masas concentradas equivalente.

Realizar el análisis dinámico no lineal

Se eligieron cuatro registros sísmicos peruanos y se escalaron a dos escenarios de peligro sísmico. El análisis se hizo para los dos reservorios elevados elegidos considerando tres situaciones: completamente llenos, semillevados y completamente vacíos.

Comparación de respuestas globales y locales

Para cada análisis se determinaron las respuestas no lineales globales (desplazamiento lateral, la fuerza cortante y el momento volcante) y las repuestas locales (la ductilidad demandada).

A partir de las respuestas obtenidas, se procesó la información para realizar comparaciones del comportamiento sísmico de los reservorios elevados seleccionados.

1.3. Organización de la tesis

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 análisis y los resultados de los reservorios analizados.

En el primer capítulo se explica el contexto en el que desarrolla la tesis y se indican los objetivos, la metodología y el alcance. En el segundo capítulo se resumen las investigaciones relacionadas en los últimos años en cuanto al análisis no lineal de los reservorios elevados. Asimismo, se explican los métodos disponibles para el análisis no lineal de los reservorios elevados a partir de la bibliografía investigada. Se resumen los análisis no lineales disponibles, los modelos simplificados del agua, las recomendaciones del ACI350.3-06 y ACI371 R-98 para el análisis de los reservorios elevados y las recomendaciones de NTE E.030, ASCE/SEI 07-5 y EUROCODIGO-8 para el análisis sísmico.

En el tercer capítulo se realiza el análisis no lineal de los dos reservorios elevados. Se indican las características de los reservorios R-1 y R-2, sus modelos hidrodinámicos simplificados, los parámetros del espectro utilizado, las características de los acelerogramas y su normalización para cada caso, los modelos de concreto y acero empleados, el cálculo del diagrama momento curvatura y el procedimiento realizado para el análisis dinámico no lineal en el programa SAP2000. Asimismo, se explica el análisis por corte realizado. En el capítulo cuatro se realiza la comparación de los resultados obtenidos y finalmente, en el capítulo cinco se dan los comentarios, conclusiones y recomendaciones más relevantes de la investigación realizada.

CAPÍTULO 2 FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. General

Entre los años 1960 y 1970, la comunidad científica le dio una gran importancia a la respuesta sísmica no lineal de las estructuras, por lo que se involucraron en la cuantificación de la capacidad de deformación inelástica de los elementos estructurales (SEAOC, 1966). Dichos conceptos fueron reexaminados luego de los sismos de Northridge (1994) y Kobe (1995) donde se evidenció que los procedimientos de diseño basados en el análisis lineal eran inadecuados para predecir su respuesta sísmica (SEAOC, 1995).

Para el caso de reservorios elevados, a pesar de ser estructuras esenciales, pocas son las investigaciones desarrolladas en los últimos 50 años que consideran el comportamiento no lineal del material. Por ello, estas estructuras siguen presentando daños o colapsan luego de un sismo de gran magnitud. En la Fig 2.1 se muestra el colapso de un reservorio elevado ubicado en Chobari luego del sismo de Bhuj del año 2011 cuya magnitud fue de 8.1 Mw.



Figura 2.1- Colapso de reservorio elevado del 265 m³ ubicado en Chobari luego del sismo de Bhuj del 2011. (Rai, 2003)

2.2. Estado del arte

Durante los últimos 50 años se realizaron investigaciones para analizar el comportamiento de los reservorios que almacenan fluidos; sin embargo, a pesar de la importancia de conocer y comprender el comportamiento de los reservorios elevados, la mayoría de ellos se enfocaron en estudiar a los reservorios apoyados sobre el suelo (Soroushnia, 2011).

Las últimas investigaciones realizadas para reservorios apoyados comprenden modelos matemáticos que se calibraron con los ensayos realizados para determinar la magnitud de los efectos no lineales del “sloshing” (Ali, 2012). Asimismo, se realizaron comparaciones de fuerzas laterales y momentos volcantes obtenidos aplicando diversas metodologías para el análisis de reservorios cilíndricos apoyados (Sanchez, Vargas, 2011). Además, se analizó el comportamiento de reservorios con aisladores sísmicos (Hwan, 2004; Shekari, 2008; Curadelli, 2013).

Con respecto a las investigaciones recientes realizadas sobre reservorios elevados, algunas se enfocaron en la interacción fluido - estructura – suelo. Asimismo, existen programas computacionales para el análisis de estructuras como ADINA (2004), ANSYS (2004) y SOLVIA (2004) que ayudan a determinar el comportamiento de los reservorios y su interacción fluido-estructura –suelo sometidas a la acción del sismo. Usualmente se han utilizado para el análisis de represas y reservorios apoyados, por lo que su aplicabilidad en reservorios elevados debe ser evaluada. Estos programas realizan el análisis por elementos finitos, en donde se tiene un modelo cuyo comportamiento se asemeja al real a medida que se precisen las características de la estructura a analizar (Livaouglu y Dogangün, 2006).

En el 2006 se hicieron comparaciones entre algunos modelos simplificados usados y los análisis con elementos finitos. Se comparó el modelo simplificado que sólo tomaba en cuenta una masa unificada con el de Housner, y se indicó que no tomar en cuenta un porcentaje como masa convectiva daba como resultado momentos volcantes y fuerzas cortantes menores. Esto a pesar de que el modo impulsivo domina el comportamiento de los reservorios elevados durante un sismo. Asimismo, se indicó que en suelo blando, las fuerzas y desplazamientos obtenidos con los modelos de elementos finitos, donde interactúan el suelo, la estructura y el fluido, resultaron considerablemente diferentes a los obtenidos con los métodos prácticos empleados en algunos códigos como el ACI 371R-08 (Livaouglu y Dogangün, 2006)

Nazari (2009), en el año 2009, realizó una investigación para determinar el factor R que modifica la respuesta sísmica de reservorios elevados en las diferentes regiones de Canadá. Para ello, se realizó un análisis estático no lineal con elementos finitos, hallando valores para R entre 1.6 y 2.5.

En el 2012, Masoudi realizó otra investigación sobre el factor de modificación de la respuesta R, en donde una de las conclusiones fue que, a diferencia de la recomendación de códigos como el ACI 371R-08 o el FEMA 450, los valores calculados deben ser menores a 3, similar a lo recomendado en el Eurocódigo 8, donde el factor de modificación para reservorios elevados es de 1.5. Si el sistema de soporte está constituido por pórticos, se pueden producir rótulas simultáneas en los extremos de las vigas, lo cual, trae como consecuencia que no sea redundante lateralmente como se espera y que el sistema tenga una capacidad limitada para redistribuir momentos. Por ello, en la investigación se avala la idea de tener un mismo factor de modificación de la respuesta para los reservorios que tienen soporte tipo fuste y tipo pórtico. Asimismo, los resultados del análisis no lineal realizado indican que una gran porción del soporte de la estructura entra en rango inelástico por lo que no sería correcto sólo asumir

una rótula en la base del fuste o considerar sólo rótulas en los niveles inferiores de la estructura aporricada porque se estaría ignorando la redistribución existente a lo largo del soporte. Asimismo, sugieren tomar en cuenta en los análisis la interacción fluido-estructura, ya que esto puede determinar un adecuado o pobre comportamiento en el rango inelástico, y realizar análisis no lineales ya que en ésta situación el efecto P- Δ suele ser relevante (Masoudi, 2012).

En el Perú, aún no se ha implementado un código para el análisis y diseño de estructuras que contienen agua, por lo que se emplean códigos extranjeros como el Eurocódigo (EC-8), el ACI 371 y el ACI-350.3.

2.3. Daños en reservorios elevados bajo cargas sísmicas

La importancia de los reservorios radica en que el impacto económico no se limita al daño causado en la estructura, sino también a los efectos colaterales que trae consigo la falla de la estructura cuyo costo es mucho mayor al costo que significa la reparación: daños ambientales, interrupción de la producción, pérdida de servicios básicos para las personas, entre otros (Curadelli, 2013). En el caso de los reservorios elevados, en su mayoría son empleados para el abastecimiento de agua, por lo que la sociedad depende del comportamiento de éste tanto durante su operación normal como durante situaciones de recuperación y respuesta frente a emergencias (Ballantyne, 1994). No obstante, se han reportado fallas y daños durante la ocurrencia de sismos pasados debido a su inadecuado comportamiento.

En la Fig. 2.2a se observa la falla por corte en las vigas de un reservorio elevado de 700 m³ de capacidad que se produjo durante el sismo de Chile del año 1960 de magnitud 9.5Mw. En la Fig. 2.2b se muestra un reservorio elevado de 200 m³ que falló durante el sismo de Bhuj del año 2001 de magnitud 8.1Mw. El reservorio presenta fisuras circunferenciales en la parte inferior del fuste. En la Fig. 2.2c se muestra el desprendimiento del recubrimiento de un reservorio elevado de 1500 m³ de capacidad durante el sismo de Pisco del año 2007 de magnitud 8 Mw.

Durante el terremoto de Bhuj, India, del año 2001, en los pueblos de Chobari y Manfera varios reservorios elevados de agua con soporte tipo fuste y tipo pórtico colapsaron. En el año 2003, Rai (2003) estudió el desempeño de dichas estructuras llegando a la conclusión de que las fuerzas laterales y momentos volcantes de diseño obtenidas con el código de su país fueron menores a las requeridas por los códigos internacionales.

Los reservorios elevados con soporte tipo fuste no tienen redundancia, por ello, la rótula que se forma en la base no debe fallar a fin de que el sistema no resulte inestable y colapse. Para que se forme la rótula plástica se debe proveer al elemento de un adecuado estribamiento y se debe asegurar que el elemento no falle por corte.

Los patrones de fisuras que comúnmente se observan en columnas y podrían presentarse en los fustes tipo cilindro luego de ocurrido el evento sísmico son tres. El primer tipo son las fisuras circunferenciales que se forman cuando el momento volcante en la base supera al momento de fluencia y la sección empieza a agrietarse. El segundo tipo son las fisuras diagonales, que se presentan por una combinación de fuerzas de corte, flexión, e incluso torsión. El tercer tipo son las fisuras verticales, que se presentan cuando el fuste está sometido a grandes esfuerzos de compresión. En la Fig. 2.3 se observan el patrón de fisuras horizontales y diagonales que se dieron en la base del fuste de un reservorio elevado durante el sismo de Bhuj.

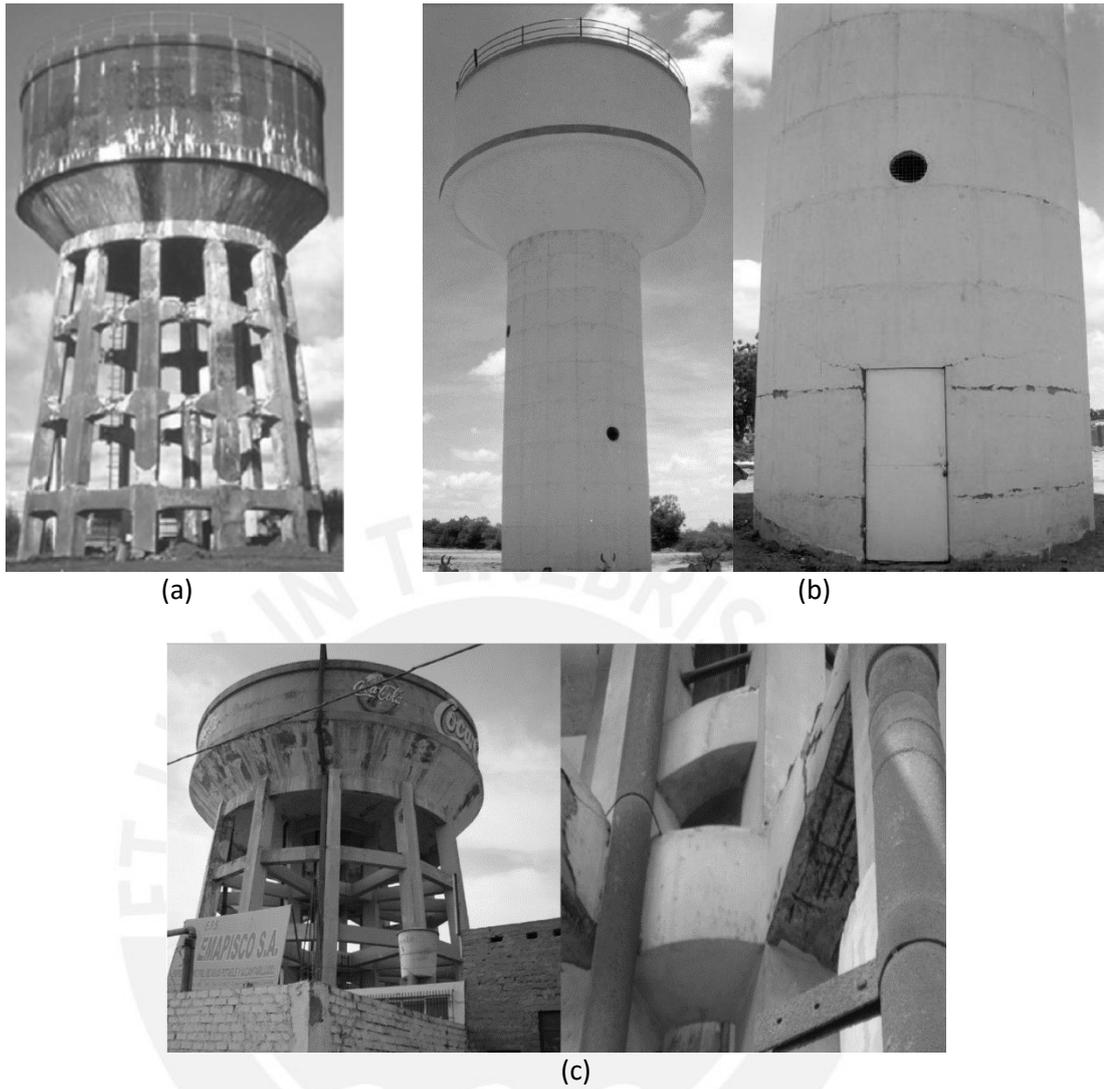


Figura 2.2.- (a) Falla de vigas durante el sismo de Chile de 1960 (Masoudi et al., 2012) (b) Fisuras del fuste del reservorio con soporte tipo fuste luego del sismo de Bhuj del 2001. (Rai, 2003) (c) Desprendimiento del recubrimiento del reservorio ubicado en Pisco durante el terremoto de Pisco del 2007 (Kuroiwa, 2012).

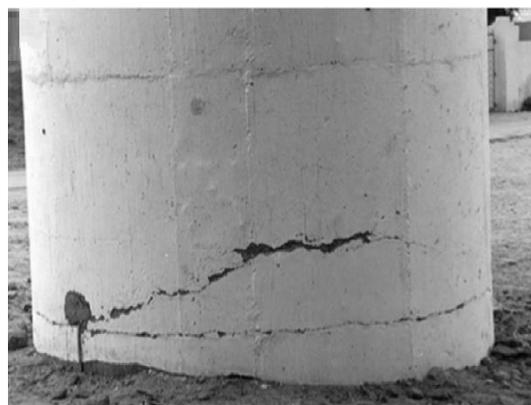


Figura 2.3.- Fisuras horizontales y diagonales en la base del fuste de un reservorio elevado (Rai, 2002).

2.4. Tipos de análisis no lineal

Los procedimientos que se usan para analizar las estructuras son usualmente lineales, ya que no toman en cuenta las propiedades no lineales del material ni la pérdida de rigidez que tendrá la estructura una vez agrietada la sección. Para realizar los análisis convencionales, se usa un factor de reducción en el espectro sísmico con la finalidad de reducir la demanda sísmica ya que se toma en cuenta que la estructura incursionará en el rango inelástico y por lo tanto la demanda es menor a la demanda elástica. En la Fig. 2.4 se observa la reducción de la fuerza por incursionar en el rango inelástico. Los factores de reducción dependen del tipo de estructura y del material. Para el caso de los reservorios elevados de concreto armado, los factores de reducción son bajos y aún se siguen calibrando a medida que se verifica su desempeño frente a los eventos sísmicos. Por ejemplo, en el ACI350.3-01 el factor de reducción R para el modo impulsivo es igual a 3, y en el ACI350.3-06 este valor se reduce a 2. Por otro lado, en el Eurocódigo8 se considera un factor de reducción igual a 1.5. Debido a la incertidumbre que existe en determinar cuál es un factor de reducción adecuado, se considera necesario realizar un análisis que tome en cuenta las propiedades no lineales de la estructura, a fin de determinar una demanda que se acerque más a la situación real.

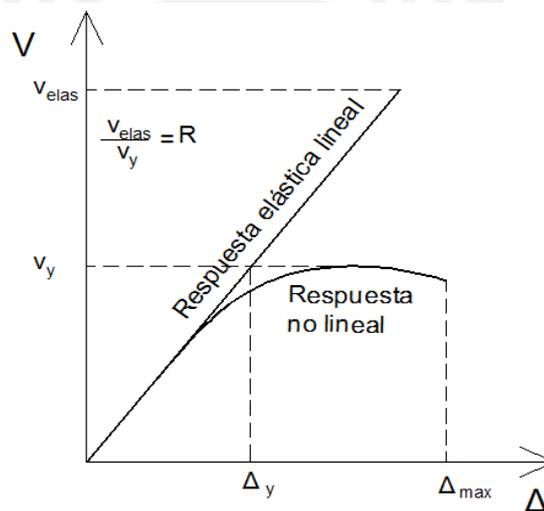


Figura 2.4.- Relación de la respuesta lineal y no lineal para la demanda de fuerzas y desplazamientos.

2.4.1. Análisis no lineal estático

El análisis estático no lineal, también conocido como análisis pushover, es un método utilizado para evaluar el desempeño de una estructura. En él, se aplica un patrón de cargas laterales a la estructura que crece de forma proporcional, estática y monótonica hasta llevar la estructura al colapso. La deformación de los elementos estructurales debido a la aplicación de las cargas debe ser similar a la deformación que ocurriría durante un sismo (Krawinkler y Sereviratna, 1998). Con el análisis pushover se obtiene la curva de capacidad de la estructura a partir de los desplazamientos del punto de control. La capacidad a corte dependerá de sus dimensiones, refuerzo y propiedades del material. En la Fig. 2.5 se muestra la curva de capacidad del reservorio R-1 obtenido mediante el análisis pushover.

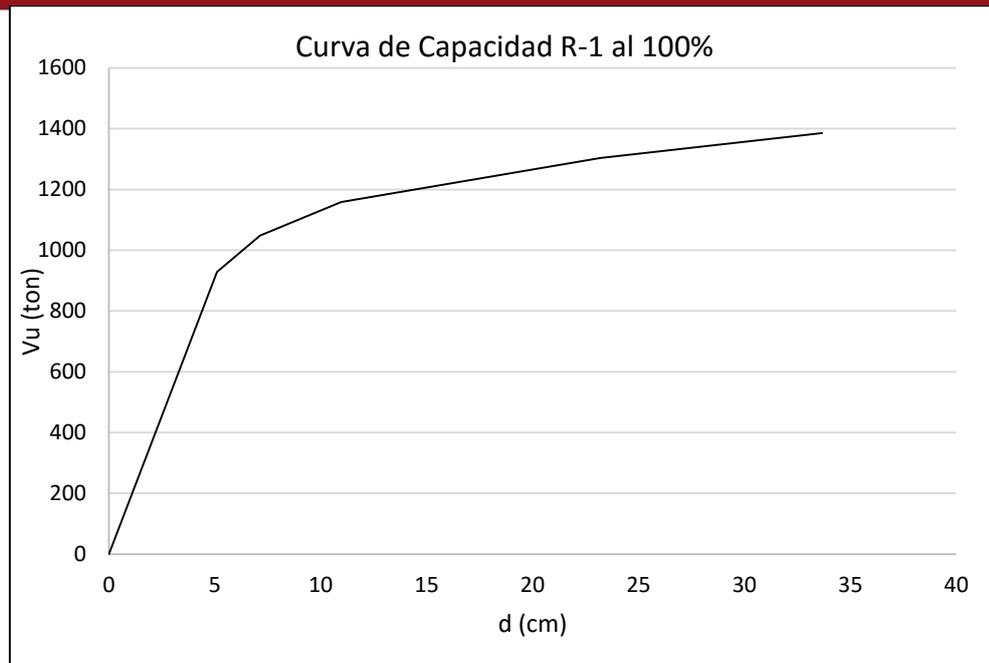


Figura 2.5.- Curva de capacidad del reservorio R-1

2.4.2. Análisis no lineal dinámico

El análisis dinámico no lineal se emplea para calcular la demanda sobre una estructura. En este caso, la estructura se somete a varios registros sísmicos escalados a una pseudoaceleración cuyo valor depende de los parámetros sísmicos de la zona y el tipo de estructura a analizar. A diferencia de un análisis dinámico lineal, en éste análisis las propiedades no lineales del material (por ejemplo, el concreto y el acero), así como la pérdida de la rigidez, son consideradas, por lo que no es necesario reducir el registro sísmico. Adicionalmente, al análisis se puede agregar la no linealidad geométrica de la estructura, la cual, se presenta cuando los desplazamientos que experimenta la estructura no son despreciables y afectan en la ecuación de equilibrio de las fuerzas actuantes.

Si la estructura es sometida a varios registros escalados a varios niveles de intensidad se obtiene una curva de demanda. A éste tipo de análisis se le denomina análisis dinámico incremental, pushover dinámico o IDA (Vamvatsikos y Cornell, 2003).

En esta tesis, los reservorios se sometieron a cuatro registros sísmicos peruanos, los cuales, fueron escalados a dos valores de pseudoaceleración: uno correspondiente al sismo de diseño y otro al sismo último.

2.5. Modelos simplificados del comportamiento hidrodinámico del agua.

2.5.1. 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.

2.5.2. 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 Fig. 2.6a 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 Fig. 2.6b se observan los dos modos predominantes del reservorio elevado cuando la base se somete a una aceleración.

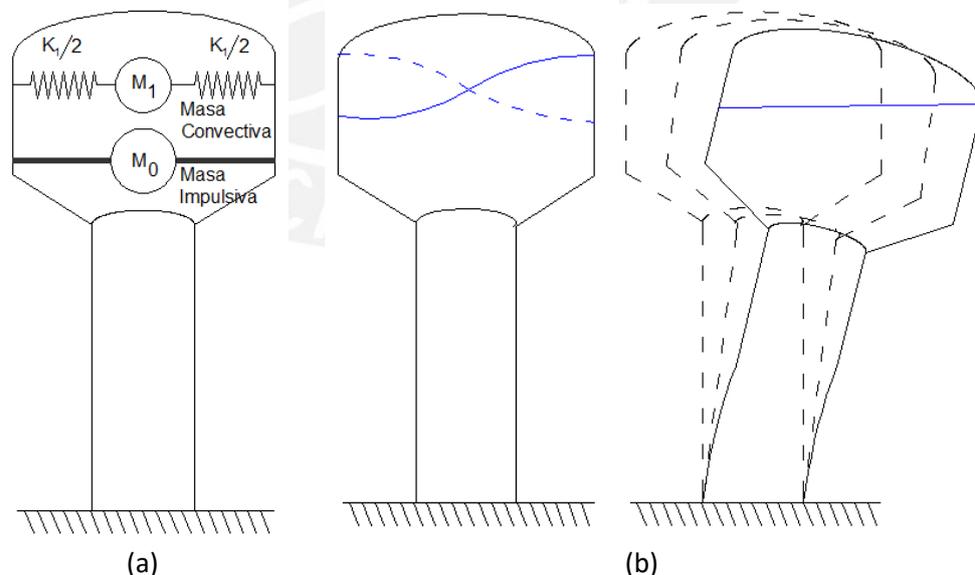


Figura 2.6.- (a) Modelo simplificado de Housner para reservorios elevados. (b) Modos convectivo e impulsivo del agua.

2.5.3. 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.

2.6. Normas técnicas para el análisis de reservorios elevados.

En nuestro país no se dispone de una norma específica para realizar el análisis y diseño de estructuras hidráulicas, como lo son, los reservorios elevados. Existen códigos extranjeros que proporcionan recomendaciones mínimas a tener en cuenta durante la etapa de análisis y diseño. A continuación, se hace una breve descripción de algunos códigos o normas relacionados con el análisis no lineal de reservorios elevados de concreto armado.

2.6.1. ACI350.3-06

El código ACI 350.3-06, ofrece procedimientos simplificados para el análisis y diseño sísmico de estructuras de concreto armado que contienen líquido.

El capítulo 4 del ACI 350.3-06 está orientado a determinar las fuerzas generadas por el sismo. Para determinar dichas fuerzas se puede realizar un análisis estático o un análisis dinámico. Las fuerzas del análisis estático propuesto en ese capítulo se obtienen a partir de las fuerzas generadas por el comportamiento hidrodinámico del agua. Para ello, se emplea el modelo simplificado de Housner. Por otro lado, las fuerzas del análisis dinámico, se obtienen del espectro de diseño construido a partir de los parámetros de sitio y factores indicados en dicho manual. En las Tablas N° 2.1 y 2.2 se muestran los factores de importancia (I) y de reducción de la respuesta (R) que se obtienen a partir del uso y del tipo de estructura, respectivamente.

Para el caso de los reservorios elevados de agua, el factor de importancia que le corresponde es 1.25, ya que éstos pertenecen al sistema de abastecimiento de agua de la ciudad, lo que los hace parte del sistema de línea vida. Asimismo, al ser elevados, el factor de reducción R_i es dos, y el R_c es uno. El factor R_i corresponde al modo impulsivo, donde el reservorio y un porcentaje del agua se comportan como una unidad, y el factor R_c al modo convectivo, que es el movimiento aislado del agua restante. Los valores de R_i están relacionados con la ductilidad del reservorio, por ello los valores oscilan entre 1.5 y 3.25. Por otro lado, no se puede hablar de una ductilidad del agua, por ello, el factor de reducción para el modo convectivo es uno.

Tabla 2.1 - Factor de Importancia (I)

	Uso del Tanque	Factor I
III	Tanques que contienen materiales peligrosos	1.5
II	Tanques que se busca permanezcan utilizables luego de un terremoto o tanques que son parte del sistema de línea de vida.	1.25
I	Tanques no listados en las categorías II o III	1

Tabla 2.2 - Factor de Modificación de respuesta R

Tipo de estructura	R _i		R _c
	Sobre terreno	Enterrados	
Anclados, Tanques con base flexible	3.25	3.25	1
Tanques con base empotrada o rotulada	2	3	1
Tanques apoyados	1.5	2	1
Tanques sobre pedestales	2		1

En el capítulo 9 del ACI 350.3-06, modelo dinámico, se muestran las ecuaciones para hallar las fuerzas y ubicación del modelo hidrodinámico equivalente adaptado del modelo propuesto por Housner en 1963.

Para el caso de los reservorios circulares, se tienen las siguientes ecuaciones tomadas del capítulo 9 del ACI 350.3-06.

Cálculo del peso impulsivo

$$W_i = \frac{\tanh(0.866 \cdot D/H_L)}{0.866 \cdot D/H_L} \cdot W_L \quad \text{Ec. (2.1)}$$

Donde W_i es el peso equivalente de la componente impulsiva en toneladas fuerza, D es el diámetro interior de la cuba del reservorio elevado en metros, H_L es la altura de agua libre en la cuba en metros, y W_L el peso total del agua del reservorio en toneladas fuerza.

Cálculo del peso convectivo

$$W_c = 0.23 \frac{D}{H_L} \cdot \tanh\left(\frac{3.68H_L}{D}\right) W_L \quad \text{Ec. (2.2)}$$

Donde W_c es el peso equivalente de la componente impulsiva en toneladas fuerza

Cálculo de posición de la masa impulsiva con respecto a la base.

$$h_i = 0.5H_L - 0.09375D \quad D/H_L < 1.333 \quad \text{Ec. (2.3)}$$

$$h_i = 0.375H_L \quad D/H_L \geq 1.333 \quad \text{Ec. (2.4)}$$

Cálculo de posición de la masa convectiva con respecto a la base.

$$h_c = \left[1 - \frac{\cosh\left(3.68 \frac{H_L}{D}\right) - 1}{3.68 \frac{H_L}{D} \cdot \sinh\left(3.68 \frac{H_L}{D}\right)} \right] \quad \text{Ec. (2.5)}$$

Cálculo de posición de la masa impulsiva con respecto a la base incluyendo la presión generada en la base

$$h'_i = 0.45H_L \quad D/H_L < 0.75 \quad \text{Ec. (2.6)}$$

$$h'_i = \left[\frac{0.866 \cdot \frac{D}{H_L}}{2 \tanh\left(0.866 \cdot \frac{D}{H_L}\right)} - \frac{1}{8} \right] H_L \quad D/H_L \geq 0.75 \quad \text{Ec. (2.7)}$$

Cálculo de posición de la masa convectiva con respecto a la base incluyendo la presión generada en la base

$$h'_c = \left[1 - \frac{\cosh\left(3.68 \frac{H_L}{D}\right) - 2.01}{3.68 \frac{H_L}{D} \cdot \sinh\left(3.68 \frac{H_L}{D}\right)} \right] \quad \text{Ec. (2.8)}$$

Cálculo de la rigidez del resorte equivalente para la masa convectiva.

$$w_c = \sqrt{\frac{3.68g \cdot \tanh\left(\frac{3.68H_L}{D}\right)}{D}} \quad \text{Ec. (2.9)}$$

$$K_c = w_c^2 \frac{W_c}{g} \quad \text{Ec. (2.10)}$$

Donde w_c es la frecuencia circular de oscilación del primer modo convectivo en rad/s, K_c es la rigidez del resorte de la masa convectiva en tonf/m, W_c es el peso equivalente de la componente convectiva en toneladas fuerza y g es la gravedad en m/s^2 .

Para determinar las fuerzas horizontales convectiva e impulsiva y las fuerzas verticales, se deben calcular los coeficientes sísmicos C_i (factor de amplificación espectral para el movimiento horizontal de la componente impulsiva), C_c (factor de amplificación espectral para el movimiento horizontal de la componente convectiva) y C_t (factor de amplificación espectral para el movimiento vertical), de acuerdo a lo indicado en el capítulo 9.4 del ACI 350.3-06. Estos parámetros sísmicos se obtienen a partir de los mapas de movimiento sísmico (S_s y S_1) del capítulo 22 del ASCE7-05 en conjunto con la Tabla 20.3-1 "Clasificación del sitio" del ASCE 7-05 y los coeficientes de sitio para periodo corto (F_a) y periodo largo (F_v). Para el caso peruano, los parámetros sísmicos se obtienen de la norma técnica de edificaciones E.030.

2.6.2. ACI371 R-98

El ACI 371R-08 es la guía para el análisis, diseño y construcción de reservorios elevados que contienen agua. Para determinar masas equivalentes del agua en movimiento, se hace referencia al capítulo 9 del ACI350.3-06. Asimismo, se muestran las combinaciones de carga para el análisis y posterior diseño de todos los elementos que componen el reservorio elevado. En esa guía el procedimiento para determinar la aceleración de diseño del movimiento sísmico y la respuesta espectral se toma del ASCE/SEI 7-05. En el apartado 5.1.2.8 del ASCE/SEI 7-05 se indican los pasos para obtener las fuerzas sísmicas de diseño.

2.7. Normas técnicas para el análisis sísmico

2.7.1. NTE E.030

La norma técnica de edificaciones E.030, es la norma peruana que se emplea para el diseño sismorresistente de las edificaciones. En ella, se encuentran los factores que sirven para determinar el espectro de respuesta de acuerdo a la zonificación y tipo de suelo. En esta investigación se tomaron los valores de la NTE E.030 propuesta del año 2014.

El factor Z es la aceleración máxima horizontal en suelo rígido para un periodo de retorno de 475 años. En la Tabla 2.3 se muestran los valores de Z como una fracción de g para cada una de las 4 zonas sísmicas en las que está dividida el Perú.

Tabla 2.3.- Factores de Zona

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Tabla 2.4.- Factor "S"

Suelo Zona	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

Luego, dependiendo del tipo de suelo y zona, se obtienen los parámetros de sitio. El factor S es un factor de amplificación de suelo y los periodos T_p y T_L marcan el cambio de la forma del espectro. En la Tabla 2.4 se indican los valores del factor S y en la Tabla 2.5 los valores de T_p y T_L para cada tipo de suelo.

Tabla 2.5.- Periodos T_p y T_L

	Perfil del suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
T _L (s)	2.30	2.50	2.00	1.60

Después, para obtener la forma del espectro, se multiplica por el factor de amplificación sísmica C , el cual, varía en los rangos acotados por T_p y T_L de acuerdo a lo indicado en las Ecs. (2.11, 2.12 y 2.13).

$$T < T_p \quad C = 2.5 \quad \text{Ec. (2.11)}$$

$$T_p \leq T < T_L \quad C = 2.5 \left(T_p / T \right) \quad \text{Ec. (2.12)}$$

$$T \geq T_L \quad C = 2.5 \left(T_p T_L / T \right) \quad \text{Ec. (2.13)}$$

Finalmente, los valores del espectro son amplificados por un factor de uso (U), que depende de la importancia que tiene la estructura. Para el caso de reservorios, éstos pertenecen a la categoría A, edificaciones esenciales, por lo que le corresponde un factor $U=1.5$

Los factores de reducción indicados en la norma E 030, no aplican para el caso de reservorios elevados, por ello, se deben tomar los factores indicados en códigos internacionales como el ACI350.3.

Con respecto al análisis tiempo historia, se indica lo siguiente en la norma E 030: “Como mínimo se usarán tres juegos de registros de aceleraciones del terreno, donde cada juego consiste en un par de componentes. Con cada par de componentes horizontales, se construye un espectro de pseudoaceleración tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRRS) de los valores espectrales calculados para cada componente por separado, con 5 % de razón de amortiguamiento crítico. Ambas componentes se escalarán por un mismo factor, de modo que en el rango de periodos entre $0,2 T$ y $1,5 T$, el promedio de los valores espectrales SRSS obtenidos para los distintos juegos de registros no sea menor que la ordenada correspondiente del espectro de diseño con $R = 1$.”

Asimismo, se indica que el comportamiento de los elementos debe ser obtenido en base a los valores esperados de sobrerresistencia del material, endurecimiento por deformación y degradación de la resistencia por la carga cíclica.

2.7.2. ASCE/SEI 07-5

El ASCE/SEI 07 es un estándar que brinda los requerimientos mínimos para determinar las cargas de diseño de edificaciones y otro tipo de estructuras. El capítulo 11 está enfocado en los criterios para el diseño sísmico.

El espectro de diseño sísmico se construye a partir de los valores de S_s y S_1 , que son las aceleraciones espectrales para periodos de 0.2 y 1 segundo con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años. Dichos valores se pueden obtener del mapa mundial de peligro sísmico desarrollado por el USGS (United States Geological Survey's). Estos parámetros son empleados en los estándares de diseño sísmico de los Estados Unidos y el Código Internaciones de Construcción (IBC). Los valores de S_s y S_1 se multiplican por los coeficientes de sitio F_a y F_v , para así obtener los valores de S_{MS} y S_{M1} . En las Tablas N° 2.6 y 2.7 se muestran los valores para el coeficiente de sitio F_a y F_v respectivamente (para obtener valores intermedios se realiza una interpolación lineal). Para obtener los parámetros de aceleración espectral del sismo de diseño para periodos cortos (SDS) y de un segundo ($SD1$), se multiplica S_{MS} y S_{M1} por $2/3$

respectivamente. Luego, el espectro adoptará la forma que se observa en la Fig. 2.7, en donde también se muestran las ecuaciones para cada cambio de curvatura.

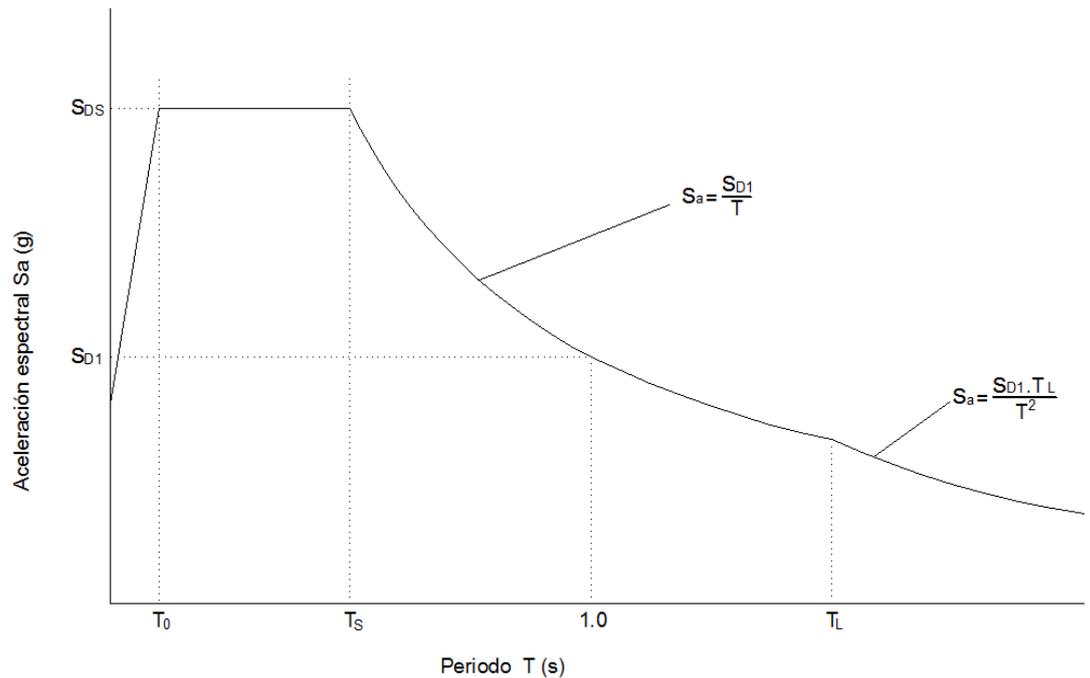


Figura 2.7.-Forma del espectro sísmico indicado en el ASCE/SEI 07-5

Donde:

S_{DS} = Parámetro para periodos cortos de la respuesta de la aceleración espectral de diseño.

S_{D1} = Parámetro para el periodo de 1s de la respuesta de la aceleración espectral de diseño.

T = Periodo fundamental de la estructura (s).

$T_0 = 0.2 S_{D1}/S_{DS}$

$T_s = S_{D1}/S_{DS}$

T_L = Periodo de transición para periodos largos (s). Ver el capítulo 22 del ASCE.

Tabla 2.6.- Coeficiente de sitio, F_a

Clase de Sitio	Parámetro para periodos cortos de la respuesta sísmica de aceleración espectral para el máximo sismo considerado.				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Ver sección 11.4.7 del ASCE/SEI 07-5				

Tabla 2.7.- Coeficiente de sitio, F_v

Clase de Sitio	Parámetro para periodo de 1s de la respuesta sísmica de aceleración espectral para el máximo sismo considerado.				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Ver sección 11.4.7 del ASCE/SEI 07-5				

Donde:

Las clases de sitio A, B, C, D Y E corresponden a roca dura, roca, suelo muy denso o roca suave, suelo rígido y suelo arcilloso respectivamente. La clase F corresponde a un suelo que requiere un análisis de respuesta de sitio (Tabla 20.3-1 Clasificación de Sitio, ASCE/SEI 07-5).

En el capítulo 16 se encuentra el procedimiento para el análisis tiempo historia lineal y no lineal. Indican que el número mínimo de registros sísmicos es tres. Los acelerogramas apropiados a emplear deben ser obtenidos de registros que tienen magnitudes, distancia a la falla, y mecanismo de la fuente consistente con el sismo máximo considerado. Los acelerogramas deben ser escalados de tal forma que el promedio de la respuesta espectral para un 5% de razón de amortiguamiento crítico no sea menor que el obtenido del espectro de diseño en un rango de 0.2 a 1.5T. Donde T es el periodo natural de la estructura.

2.7.3. EUROCODIGO-8

El eurocódigo 8 brinda las pautas para el diseño sísmico de una estructura. Para el caso de reservorios elevados, el factor de reducción según la Tabla 5.1 de dicho código, sería de 1.5, ya que esa estructura es un sistema de péndulo invertido. Asimismo, el espectro sísmico que se utiliza tiene la forma indicada en la Fig. 2.8, en donde también se muestran las ecuaciones que describen la forma del espectro.

Como se observa, la forma es igual a la del espectro del ASCE/SEI 07-05, solo que en el primer caso, las ecuaciones están en función de los parámetros de respuesta de la aceleración espectral y en el segundo, de los periodos. Si en el primer caso se reemplaza S_{D1} por $T_S \cdot S_{DS}$, se obtiene que $S_a = T_S \cdot S_{DS} / T$. Este ya es el valor de la pseudoaceleración elástica espectral, a diferencia de las ecuaciones del Eurocódigo, donde la respuesta debe ser todavía multiplicada por a_g , valor que se obtiene de multiplicar la aceleración pico de diseño para el tipo de suelo A, que varía según la sismicidad de la zona, por el factor de importancia, que depende del tipo de estructura.

Los valores de T_B , T_C y T_D , dependen de la sismicidad de la zona de estudio y del tipo de suelo de acuerdo al código de cada país. Si es que no existe un estudio geológico en la zona de estudio, se recomienda clasificarla en tipo 1 o tipo 2, siendo la zona tipo 1 la más sísmica con sismos de magnitud mayor a 5.65 Ms, y luego con las tablas 3.2 y 3.3 de dicho código, determinar los valores.

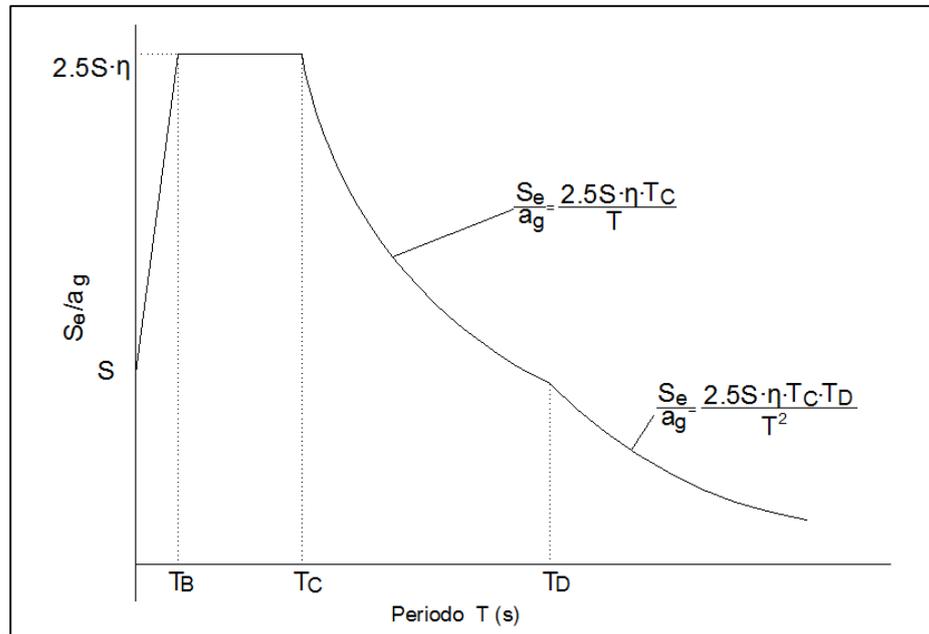


Figura 2.8.- Forma del espectro sísmico indicado en el EUROCODIGO-8

Donde:

S_e = Respuesta espectral elástica.

a_g = Aceleración de diseño para suelo tipo A.

T = Periodo de vibración de un sistema lineal de un grado de libertad.

T_B = Periodo correspondiente al límite inferior de la aceleración espectral constante.

T_C = Periodo correspondiente al límite superior de la aceleración espectral constante.

T_D = Periodo que define el inicio constante de la respuesta de desplazamiento espectral.

S = Factor de Suelo

η =Factor de corrección por amortiguamiento (Para 5% $\eta=1$)

CAPÍTULO 3 METODOLOGÍA

3.1. Modelos de análisis

Se seleccionaron dos reservorios elevados proyectados en el departamento de Lima de volúmenes de cuba similares, pero con características diferentes en el fuste. Asimismo, los parámetros sísmicos para ambos reservorios son iguales.

3.1.1. Características del reservorio R-1

El reservorio R-1 es de 900 m³ de capacidad y está ubicado en el AA.HH. Sarita Colonia, provincia constitucional del Callao, departamento de Lima. Los planos estructurales son del año 2006. Para el diseño de ese reservorio se empleó un f'_c de 280kg/cm².

En la Tabla 3.1 se muestran las dimensiones de la cuba y el fuste. Se observa que la relación diámetro interior de la cuba (D) entre la altura de agua (H_L) es de 2.4. Este ratio es importante para luego determinar la masa convectiva e impulsiva. En la Fig. 3.2 se muestra la relación del factor para calcular la masa convectiva e impulsiva versus el ratio D/ H_L . Para el ratio calculado la masa convectiva es un poco mayor a la masa impulsiva.

Tabla 3.1.- Dimensiones del reservorio R-1

Cuba	Volumen de agua	m ³	900
	Diámetro interior	m	14
	Altura de agua	m	5.85
	Espesor	cm	30
Fuste	Diámetro exterior	m	10.6
	Espesor	cm	30
	Altura	m	17.3

Asimismo, para determinar la capacidad de la rótula plástica, es necesario conocer el refuerzo colocado en el fuste. De acuerdo a los planos estructurales mostrado en el Anexo 1, el acero vertical distribuido en cada cara es 5/8" @ 0.30m + 1/2" @ 0.30m y el refuerzo horizontal es 1/2" @ 0.15m, también por cara. El refuerzo total vertical colocado es igual a 710 cm². En la Fig. 3.1a se muestra un corte transversal del fuste con el refuerzo colocado.

3.1.2. Características del reservorio R-2

El reservorio R-2 es de 850 m³ de capacidad y está ubicado en Collique, distrito de Comas, departamento de Lima. Los planos estructurales son del año 2010. Para el diseño de ese reservorio se empleó un f'_c de 280kg/cm².

En la Tabla 3.2 se muestran las dimensiones de la cuba y el fuste. Se observa que la relación diámetro interior de la cuba entre la altura de agua es de 1.7. Para este ratio la masa convectiva es menor que la masa impulsiva, a diferencia del caso R-1 lleno. Cuando el volumen de agua disminuye al 50%, el ratio del reservorio R-1 es de 4.7 y

del reservorio R-2 es 3.5, por ello, las masas convectivas son mayores que las impulsivas.

Tabla 3.2.- Dimensiones del reservorio R-2

Cuba	Volumen de agua	m ³	880
	Diámetro interior	m	12.5
	Altura de agua	m	7.2
	Espesor	cm	30
Fuste	Diámetro exterior	m	9.1
	Espesor	cm	25
	Altura	m	13.2

De acuerdo al planos estructural mostrado en el Anexo 2, el acero vertical distribuido es 1/2" @ 0.20m. en cada cara y el refuerzo horizontal es 1/2" @ 0.20m. El refuerzo total vertical colocado es 359 cm². En la Fig. 3.1b se muestra un corte del fuste con el refuerzo colocado.

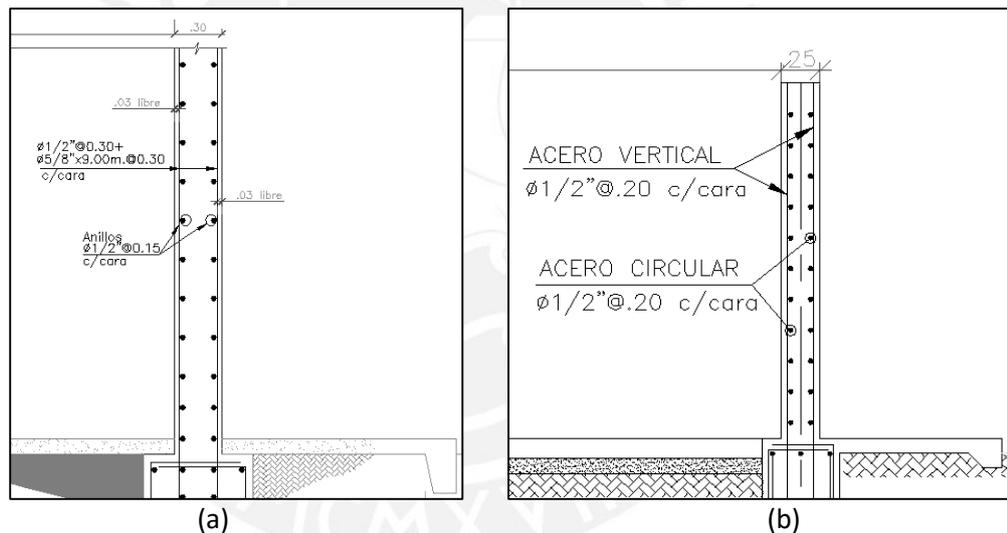


Figura 3.1- (a) Distribución del refuerzo horizontal y vertical del reservorio R-1. (b) Distribución del refuerzo horizontal y vertical del reservorio R-2.

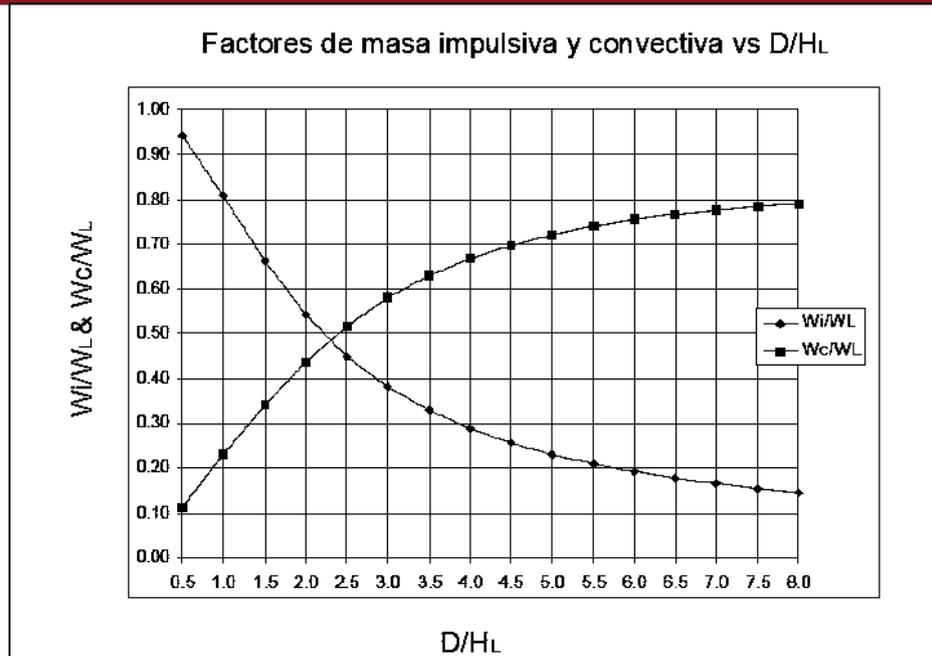


Figura 3.2- Relación entre los factores de masa impulsiva y convectiva con el ratio D/HL (ACI350.3)

3.2. Solicitaciones Gravitacionales

Las cargas gravitacionales consideradas para el análisis del fuste del reservorio elevado incluyen el peso de la cuba, el peso del fuste y el peso del agua. La compresión considerada para el cálculo de los diagramas momento curvatura varían a medida que aumenta o disminuye el volumen de agua. En la Fig. 3.12 se muestra la discretización realizada de la carga muerta de la cuba y fuste de los reservorios R-1 y R-2.

El peso muerto total de los reservorios vacíos R-1 y R-2 son iguales a 874 y 583 toneladas, respectivamente. El peso del agua considerando la cuba llena del reservorio R-1 es igual a 900 ton y del reservorio R-2 es igual a 800 ton. .

3.3. Solicitaciones Sísmicas

Para el cálculo de las solicitaciones sísmicas se consideró el efecto hidrodinámico del agua en el análisis tiempo historia no lineal. La masa considerada para el análisis sísmico fue igual al 100% del agua adicional a la masa del reservorio elevado.

Asimismo, se realizó un análisis espectral considerando también la masa convectiva e impulsiva del agua. En los apartados 3.4, 3.5 y 3.6 se explica el cálculo y se muestran los resultados del modelo hidrodinámico simplificado, del espectro y de los acelerogramas, respectivamente.

3.4. Modelo hidrodinámico del agua

Para calcular el modelo hidrodinámico simplificado se emplearon las ecuaciones del apartado 3.3.1.- ACI350.3-06. Con dichas ecuaciones se elaboró una hoja en MathCad, a fin de que el proceso para obtener los resultados sea más rápido. El periodo de vibración impulsivo se obtuvo del modelo realizado en el programa Sap2000.

3.4.1. Modelo del reservorio R-1

El reservorio R-1 tiene una relación de altura de agua entre diámetro interior de cuba de 0.41. En la Tabla 3.3 se resumen los resultados obtenidos para el reservorio R-1.

Tabla 3.3.- Parámetros del modelo simplificado del reservorio R-1

Capacidad	%	100%	50%
Volumen de agua	m ³	900	450
Peso Impulsivo	tonf	421	114
Peso Convectivo	tonf	452	326
Xi	m	5.5	5.7
Xc	m	5.1	6.0
Kc	ton/m	108	56
Tc	s	4.1	4.8
Ti	s	0.48	0.40

Donde:

Xi = Posición de la masa impulsiva con respecto a la base (Ec. 2.6 y 2.7).

Xc= Posición de la masa convectiva con respecto a la base (Ec. 2.8).

Kc= Posición de la masa convectiva con respecto a la base (Ec. 2.10).

Tc=Periodo de la masa convectiva.

Ti=Periodo de la masa impulsiva.

3.4.2. Modelo del reservorio R-2

El reservorio R-2 tiene una relación de altura de agua entre diámetro interior de cuba de 0.58. En la Tabla 3.4 se resumen los resultados obtenidos para el reservorio R-2.

Tabla 3.4.- Parámetros del modelo simplificado del reservorio R-2

Capacidad	%	100%	50%
Volumen de agua	m ³	880	440
Peso Impulsivo	tonf	532	146
Peso Convectivo	tonf	343	277
Xi	m	5.1	4.9
Xc	m	5.4	4.6
Kc	ton/m	98	63
Tc	s	3.8	4.2
Ti	s	0.49	0.37

3.5. Espectro sísmico de diseño

Los parámetros para el cálculo del espectro sísmico son iguales para ambos reservorios ya que, como se mencionó anteriormente, ambos reservorios se encuentran ubicados en el departamento de Lima, emplazados sobre un suelo tipo S₁.

3.5.1. Parámetros según la normativa peruana (NTE E.030-2014)

Según lo indicado en el apartado 2.7.1.NTE 030 para determinar el espectro sísmico, se debe determinar los parámetros Z, U, S, C y R. De acuerdo a la normativa peruana, el factor de reducción R para estructuras de muros estructurales es 6; sin embargo, las respuestas que se obtienen difieren de las obtenidas con el análisis no lineal. Asimismo, en la normativa peruana no existen factores de reducción para reservorios elevados o estructuras tipo péndulo invertido en general, por lo que se emplearon los factores de reducción del ACI350.3.

La ubicación de los reservorios corresponde a la zona 4, por lo que le el factor Z correspondiente es de 0.45g. El factor de importancia que le corresponde al ser una estructura esencial es de 1.50. El suelo donde se encuentran estos reservorios es bueno, por lo que se corresponde la clasificación S1. El factor S según la Tabla 2.4 es 1.00 y los periodos T_p y T_L son 0.40 y 2.50 respectivamente según la Tabla 2.5. A partir de ello y con las Ecs. (2.11, 2.12 y 2.13) del apartado 2.7.1.- NTE 030, se construye el espectro de respuesta para un factor de reducción igual a 1. En la Fig. 3.3 se muestra el espectro de respuesta obtenido.

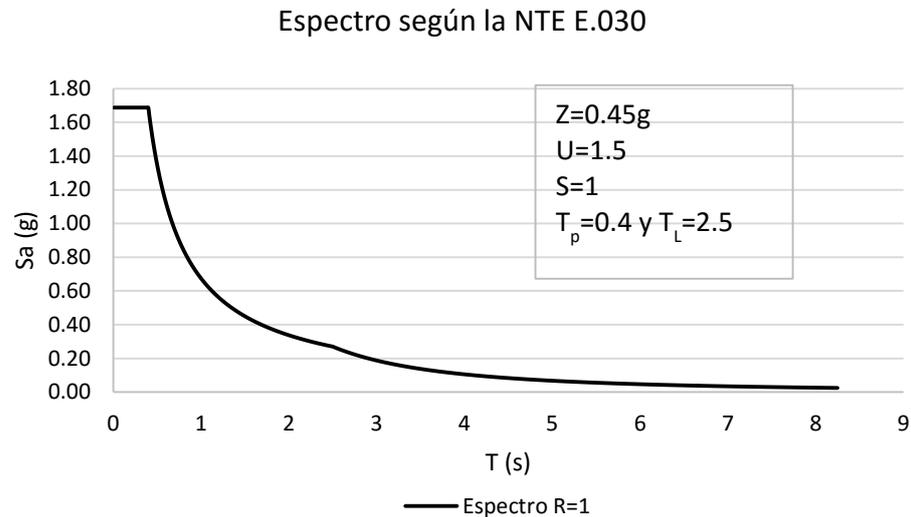


Figura 3.3.- Espectro sísmico de respuesta según la NTE E.030

3.5.2. Parámetros según la normativa internacional (ASCE/SEI 07-5)

De acuerdo a lo indicado en el apartado 2.7.2.ASCE/SEI 07-5, para determinar el espectro sísmico se deben determinar los valores de S_s , S_1 , F_a , F_v y T_L . Los resultados deben multiplicarse por el factor de importancia y de reducción indicados en el ACI350.3-06.

Para determinar los parámetros S_s y S_1 se ingresó al mapa sísmico mundial desarrollado por el USGS (UnitedStates Geological Survey's). En la Fig. 3.4 se observa que para el caso de Lima el valor de S_s es de 2.30g y el de S_1 de 0.98g. Al ser un suelo bueno, se clasifica como tipo A, por lo que según las Tablas 2.6 y 2.7, el valor de F_a es uno y el de F_v también es uno. El valor de S_{D5} es 1.53g y el de S_{D1} de 0.65g. De acuerdo a la Fig. 2.7 del apartado 2.7.2. ASCE/SEI 07-5, T_0 es igual a 0.085s y T_s es igual a 0.43s. Se asume que T_L es 2.50, al igual que en el caso anterior.

Finalmente, con las ecuaciones indicadas en la Fig. 2.7, se construye el espectro sísmico mostrado en la Fig. 3.5.

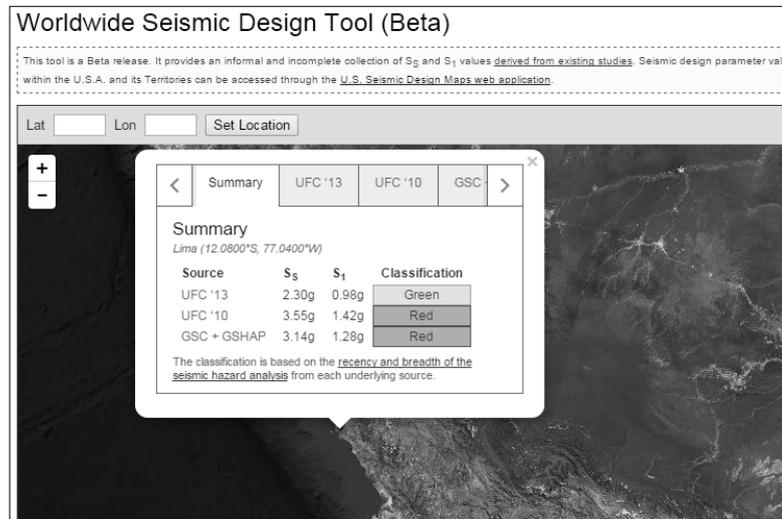


Figura 3.4.- Valores de S_s y S_1 para la ciudad de Lima según el mapa sísmico mundial desarrollado por el USGS (<http://geohazards.usgs.gov/designmaps/ww/>)

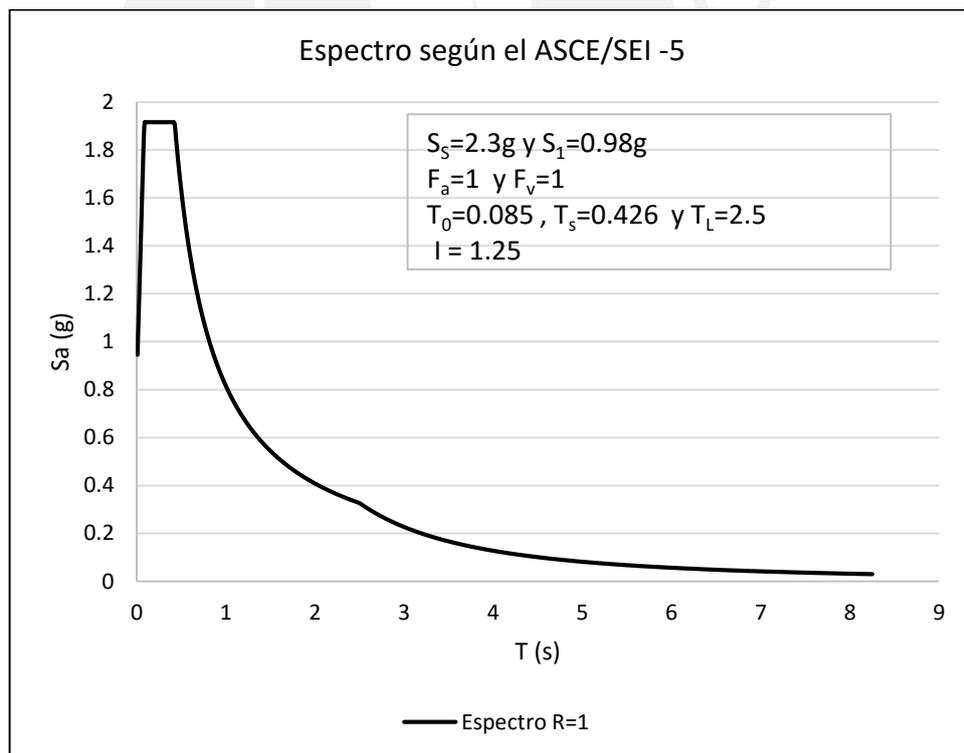


Figura 3.5.- Espectro sísmico de respuesta según el ASCE/SEI 07-5

3.5.3. Factores de reducción espectral

Para el empleo de los espectros sísmicos construidos en el análisis de los reservorios, estos deben ser escalados por un factor de reducción que, según el ACI 350.3-06 es de dos para la el periodo impulsivo y de uno para el periodo convectivo. Asimismo, se

debe considerar que la razón de amortiguamiento crítico para la zona del periodo convectivo es de 0.5%, por lo que el espectro debe multiplicarse por un factor $\beta=1.50$, de acuerdo a lo indicado en ACI 350.3-06. Con lo indicado, el espectro fue dividido en dos zonas, una que corresponde a la zona de periodo impulsivo, y otra que corresponde a la zona de periodo convectivo. El periodo donde se produce la división de las zonas, según la recomendación de ACI 350.3-01, es de 2.4s. Esto se debe a que para periodos mayores a 2.4s ya se asume que existe un comportamiento hidrodinámico, y con ello, la participación de la masa convectiva. En la Fig. 3.6 se observa la construcción del espectro de respuesta a partir del espectro de la norma E030 y los factores de reducción indicados en el ACI 350.3-06.

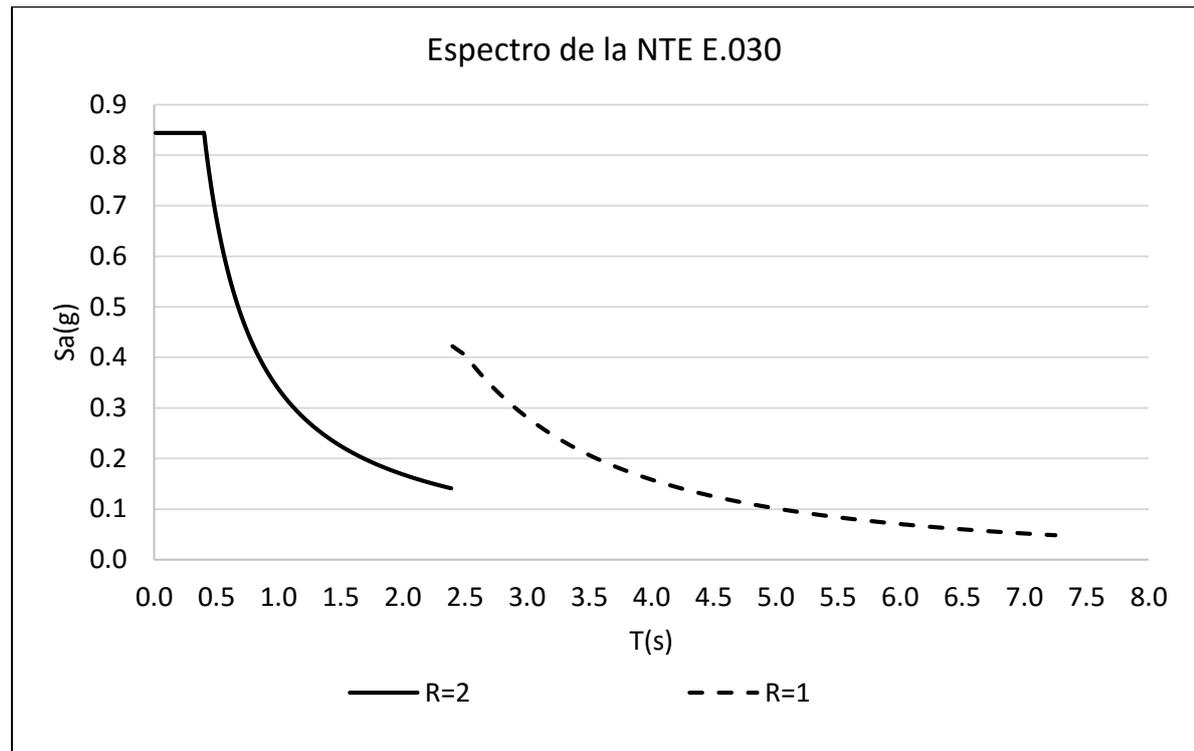


Figura 3.6.- Espectro de respuesta peruano para el análisis de reservorios

3.5.4. Análisis dinámico por superposición modal.

Con la finalidad de comparar las respuestas obtenidas con el análisis dinámico no lineal con las obtenidas en el diseño convencional, se optó por ingresar el espectro calculado en el acápite 3.5.1. En la Fig. 3.7 se observan los parámetros ingresados al Sap2000 para el caso de carga: espectro sísmico. La combinación modal seleccionada es la CQC (Combinación Cuadrática Completa) aunque también podría considerarse la combinación SRSS (Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados). El espectro es asignado como una aceleración.

Se indica que éste análisis no considera las propiedades no lineales de la estructura, por lo que su tiempo de ejecución es bastante menor en comparación del análisis tiempo historia no lineal de un solo acelerograma.

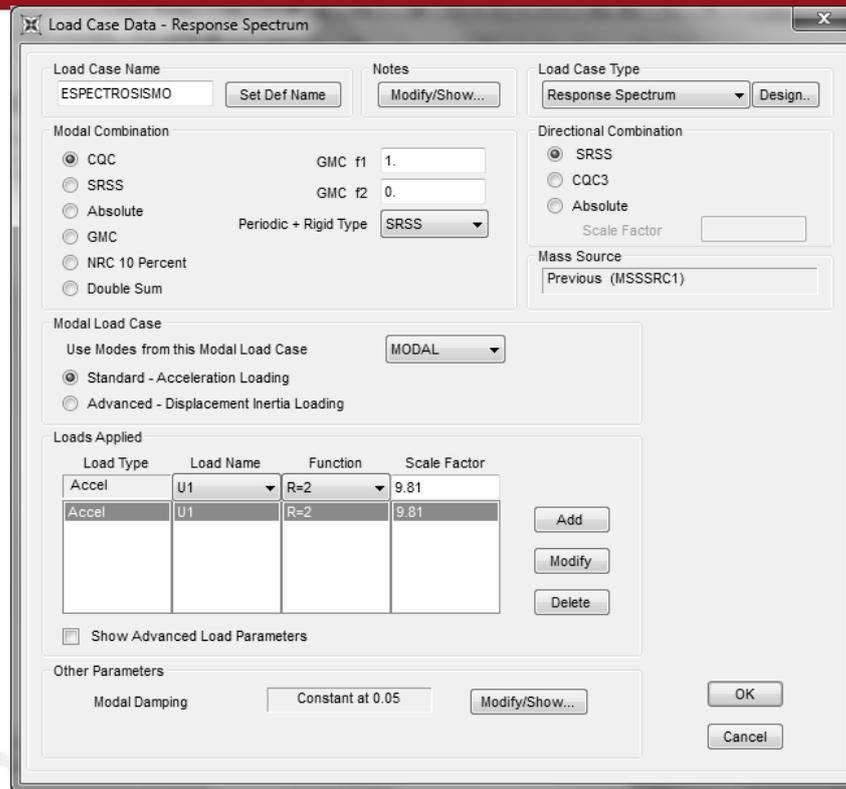


Figura 3.7.- Datos ingresados para el análisis espectral.

3.6. Acelerogramas empleados

Para el análisis de los dos reservorios elevados, se emplearon los acelerogramas de los sismos de Lima del 10 de octubre de 1966, de Ancash del 31 de mayo de 1970, de Lima del 03 de octubre de 1974 y Pisco del 15 de agosto de 2007.

3.6.1. Características de los acelerogramas

Los reservorios analizados en esta tesis están ubicados en el departamento de Lima, por ello, los acelerogramas empleados para el análisis son peruanos. Se seleccionaron acelerogramas con magnitudes de momentos mayores a siete y PGA mayor a 0.1g. En la Tabla 3.5 se muestran las principales características de los acelerogramas empleados. Sólo se utilizó la componente horizontal más crítica para el análisis.

Tabla 3.5.- Principales características de los acelerogramas empleados

ID	Año	Lugar	Componente	N° Datos	PGA (g)	Magnitud
1	1966	Lima	N08E	3282	0.27	8.2 Mw
2	1970	Ancash	N82W	2258	0.11	7.9 Mw
3	1974	Lima	N82W	4899	0.20	8.1 Mw
4	2007	Pisco	N08E	20000	0.26	8.0 Mw

3.6.2. Normalización de los acelerogramas

La normalización de los acelerogramas se realizó en base a lo indicado en el capítulo 16 del ASCE/SEI 07-5. Para hallar el espectro de pseudoaceleración de cada acelerograma se utilizó el programa SeismoSignal. En la Fig. 3.8 se muestra el espectro de respuesta para los acelerogramas empleados en ésta tesis y el espectro de respuesta de la norma peruana. Después, se obtuvo el promedio de las pseudoaceleraciones en el rango de 0.2 a 1.5 T, donde T es el periodo natural del reservorio (0.4s para el caso del reservorio R-1 lleno y 0.36s para el caso del reservorio R-2 lleno). Ese promedio se comparó con el promedio obtenido del espectro elástico en el mismo rango y se obtuvo un factor de amplificación. Finalmente, se aseguró que el PGA para el acelerograma escalado sea mayor al PGA indicado por la norma, es decir, mayor a 0.45g. En la Figs. 3.9, 3.10 y 3.11 se muestran los espectros de respuesta de los cuatro acelerogramas escalados para el caso lleno, al 50% y vacío del reservorio R-1. Se observa que los acelerogramas escalados están dentro de un rango aproximado $\pm 20\%$ con respecto a los valores del espectro. Para periodos dentro de la meseta (periodos menores a 0.4s), el PGA promedio de los acelerogramas está por encima del espectral, y para los periodos mayores a 0.4s, el PGA promedio de los acelerogramas está por debajo del espectral.

En la Tabla 3.6 se muestran los factores con los cuales se escalaron los acelerogramas, y el PGA obtenido para cada acelerograma. Asimismo, se indica el periodo T (s) de la estructura y el rango en el que lo acelerogramas fue escalado. Se observa que luego de la normalización, el PGA escalado es similar para todos los casos de carga (diferencias menores a un 15%).

Tabla N°3.6.- PGA de los acelerogramas escalados para los reservorios R-1 y R-2

		T (s)	Rango periodos		1966		1970		1974		2007	
			0.2T (s)	1.5T (s)	Factor	PGA (g)						
			R-1	100%	0.48	0.10	0.72	2.08	0.57	5.07	0.54	2.52
	50%	0.40	0.08	0.60	1.94	0.53	4.97	0.53	2.54	0.50	2.13	0.56
	0%	0.37	0.07	0.56	1.91	0.52	4.94	0.53	2.58	0.51	2.11	0.55
R-2	100%	0.49	0.10	0.74	2.10	0.58	5.06	0.54	2.52	0.49	2.15	0.56
	50%	0.37	0.07	0.56	1.91	0.52	4.94	0.53	2.58	0.51	2.11	0.55
	0%	0.30	0.06	0.45	1.86	0.51	4.72	0.50	2.60	0.51	1.97	0.51

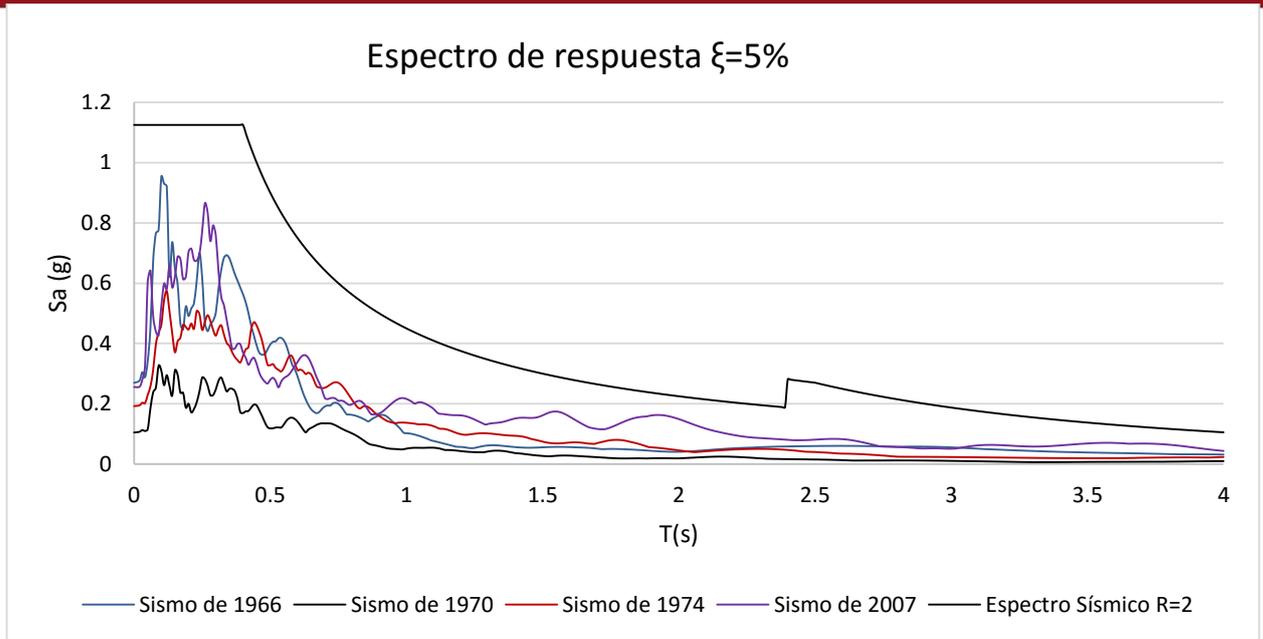


Figura 3.8.-Espectro de respuesta utilizando los acelerogramas originales.

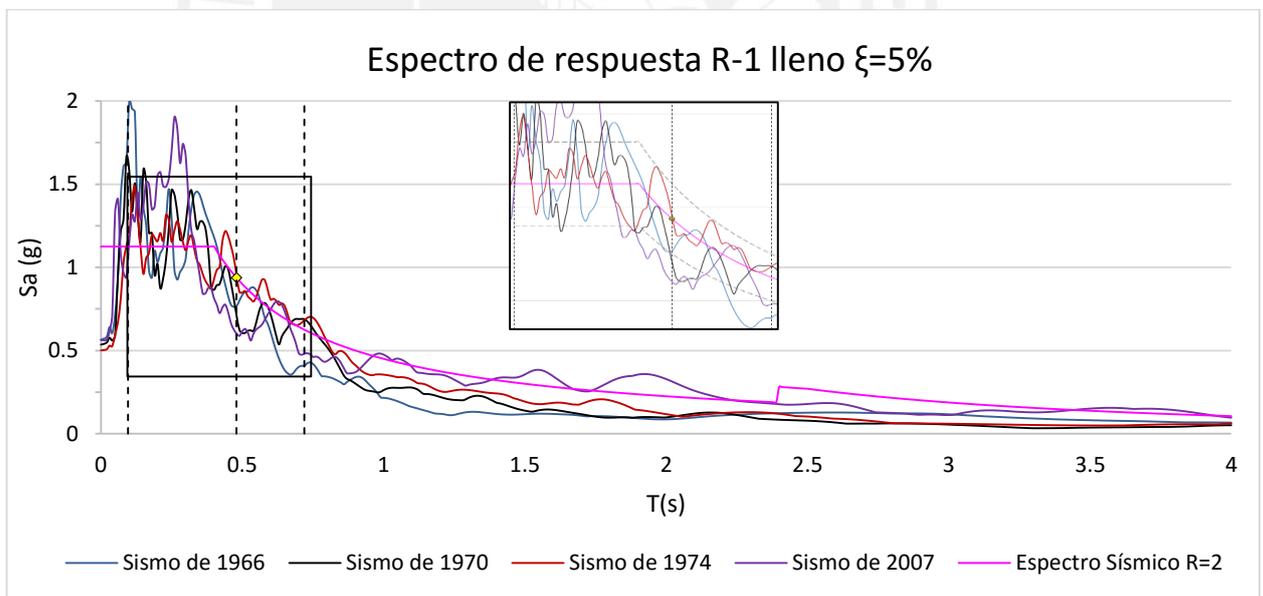


Figura 3.9.- Espectro de respuesta de los acelerogramas escalados para el reservorio R-1: condición "lleno".

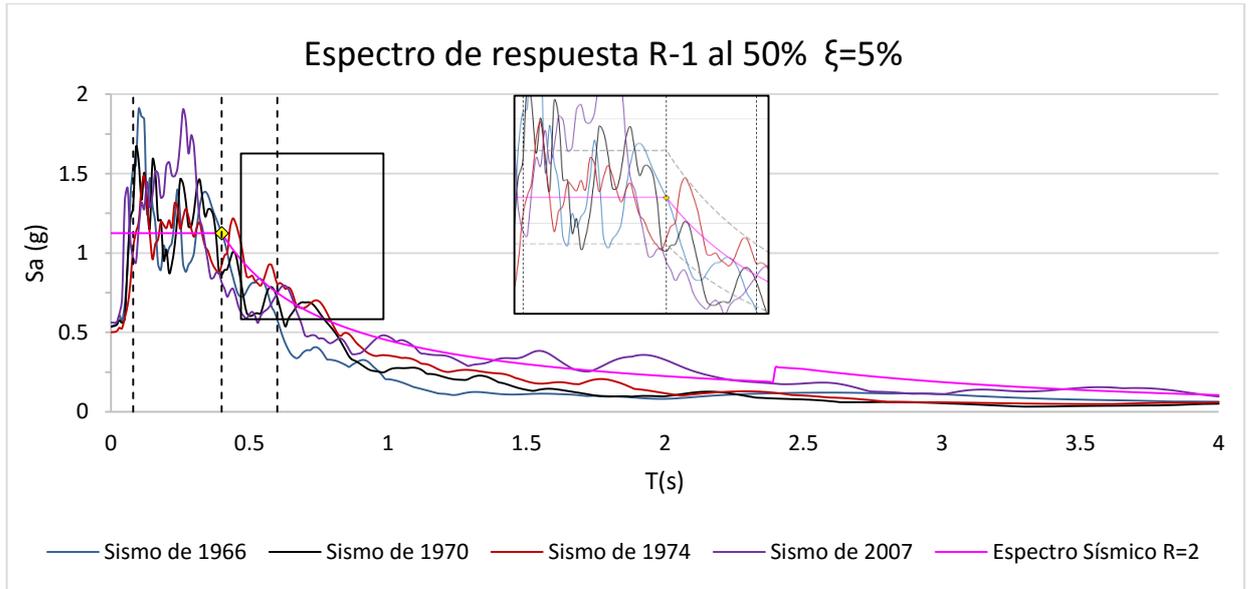


Figura 3.10.- Espectro de respuesta de los acelerogramas escalados para el reservorio R-1: condición “al 50%”.

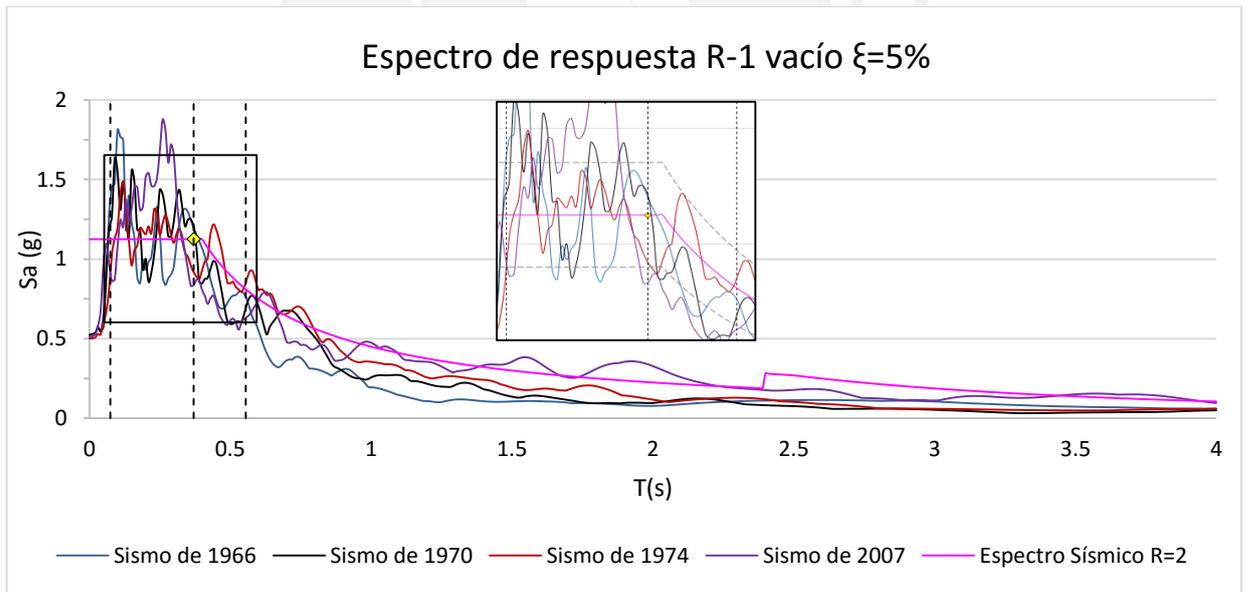


Figura 3.11.- Espectro de respuesta de los acelerogramas escalados para el reservorio R-1: condición “vacío”.

3.7. Análisis tiempo historia no Lineal

3.7.1. Consideraciones generales para el modelamiento del reservorio elevado.

En esta investigación se realizó el análisis no lineal del fuste del reservorio, el cual, fue modelado como un elemento tipo frame en el programa Sap2000 asignándole propiedades no lineales tal como se describe a continuación.

En 1987, Whittaker realizó pruebas experimentales en secciones circulares huecas, concluyendo que se puede asumir conservadoramente una longitud de rótula plástica igual a 0.2 veces el diámetro exterior del fuste. En ese sentido, el fuste fue discretizado en longitudes equivalentes a la rótula plástica de tal forma que se pudo asignar una rótula plástica por frame. No se asignaron rótulas plásticas a todas las divisiones del fuste porque teóricamente ésta sólo se forma en la base en una longitud igual a la del primer tramo y porque significaba un mayor tiempo para la corrida de cada acelerograma. Como prueba, se asignaron rótulas plásticas a las tres primeras divisiones, concluyendo que la tercera división siempre permanecía en rango elástico y que la segunda división rara veces lo superaba. Por ello, sólo se asignaron rótulas plásticas a las dos primeras divisiones del fuste.

Dado que se está analizando tres niveles de agua por reservorio, se tuvo que realizar tres modelos independientes por reservorio y adecuar los diagramas momento curvatura y escalar los acelerogramas para cada caso. En la Tabla 3.6 se mostró el escalamiento realizados para cada acelerograma.

Para el cálculo de la altura de agua, se dividió el volumen entre el diámetro interior de la cuba y se consideró la altura desde el espejo de agua hacia abajo.

Para el cálculo de la masa convectiva e impulsiva, así como de sus puntos de acción y la rigidez equivalente del resorte convectivo, se elaboró una hoja en MathCad siguiendo el procedimiento indicado en el ACI350.3-06. Dado que el punto de acción de la masa convectiva e inductiva eran parecidos, a fin de simplificar el análisis, se decidió asignar la masa convectiva e impulsiva en un mismo nivel por razones prácticas.

La cuba fue discretizada en tres partes: la base, el cuerpo y la cúpula. En la Fig. 3.12 se muestra la discretización realizada para los reservorios R-1 y R-2 con agua al 100%.

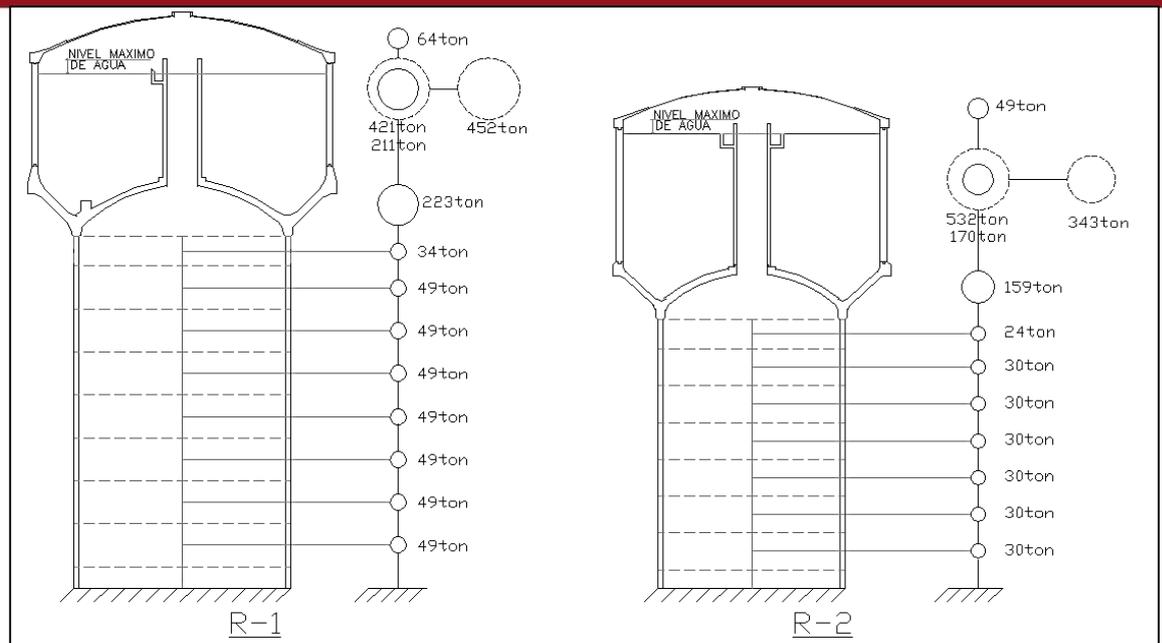


Figura 3.12.- Discretización del reservorio R-1 y R-2 para ingresarlo al programa Sap2000.

3.7.2. Modelo del concreto y acero empleado

Para el cálculo del diagrama momento vs curvatura de la rótula plástica del fuste fue necesario primero definir el modelo de concreto y acero a emplear. Para el caso del concreto, se observa que el fuste no lleva estribos adicionales a los dos anillos paralelos que rodean todo el gran fuste como lo mostrado en la Fig. 3.13. Por ello, el modelo de concreto empleado para el análisis fue el de Mander no confinado, el cual, se muestra en la Fig. 3.14.

Por otro lado, para el acero se empleó el modelo de Park indicado en la Fig. 3.15.

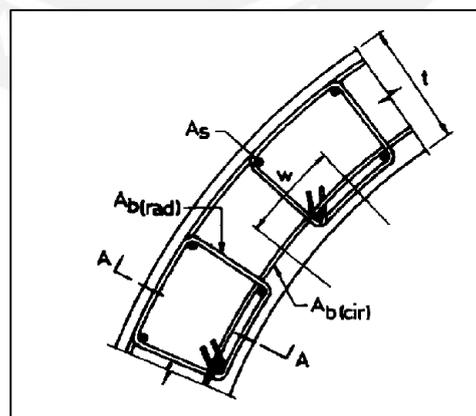


Figura 3.13.- Configuración del confinamiento de una sección circular (Moller y Rubistein).

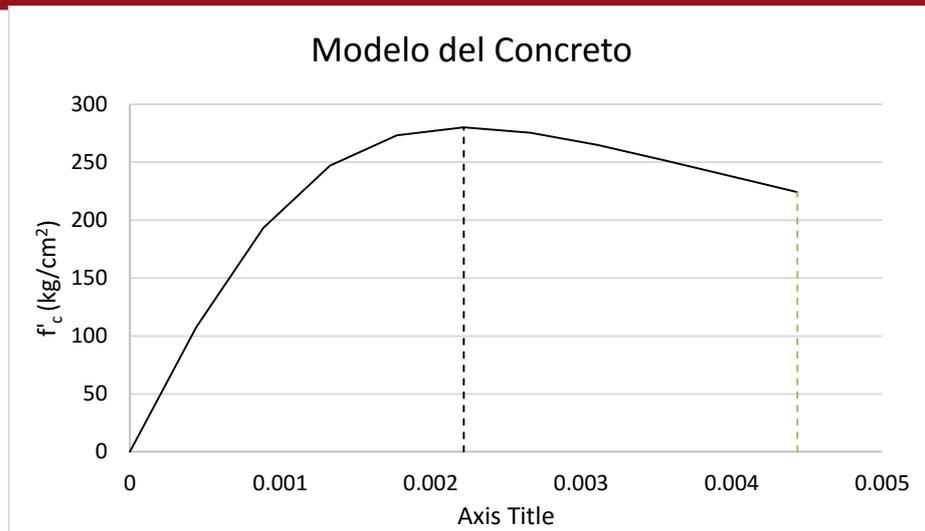


Figura 3.14.- Modelo de Mander no confinado.

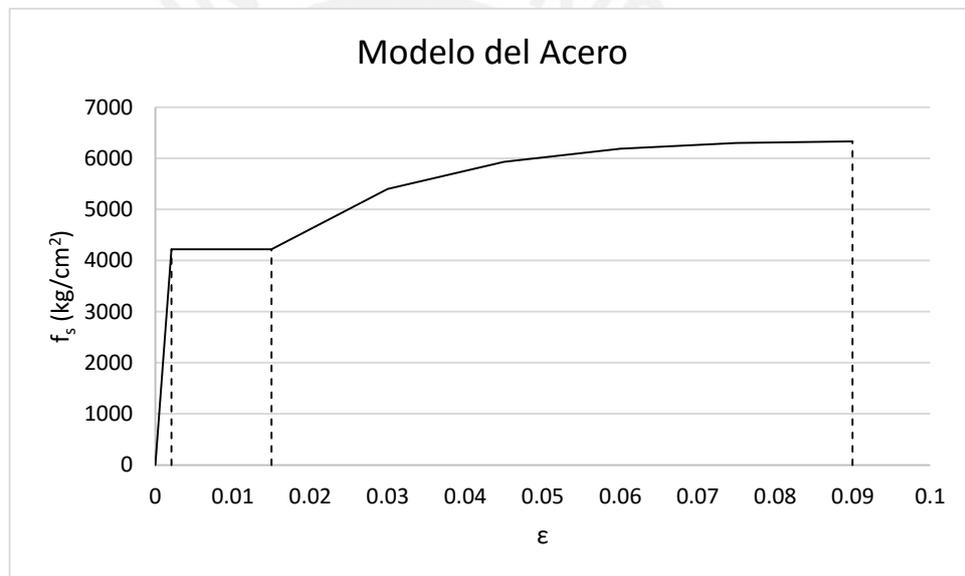


Figura 3.15.- Modelo de Park para el acero.

3.7.3. Cálculo del diagrama momento curvatura

El cálculo del diagrama Momento Curvatura puede resultar un procedimiento largo si es que se realiza manualmente. Asimismo, al tratarse de una sección circular hueca, el grado de dificultad aumenta. Por ese motivo, se optó por realizar el cálculo del diagrama momento curvatura para el reservorio R-2 lleno y luego compararlo con el diagrama momento curvatura obtenido del programa SAP 2000.

Para el cálculo del diagrama momento curvatura con la hoja de cálculo se siguieron los siguientes pasos:

1. Se dividió a la sección circular hueca en diecisiete franjas y se concentró el área acero vertical en veinte puntos (cada dieciocho grados).

2. Se usó una hoja de cálculo que analiza las secciones por tramos, y se ingresaron los datos obtenidos (dimensiones de secciones, refuerzo y valor de la compresión).
3. Para el cálculo del diagrama momento curvatura se fue variando la deformación del concreto hasta llegar al valor de rotura, que para nuestro modelo es de 0.004. La fuerza de compresión está incluida en el equilibrio, por lo que el diagrama representa el comportamiento en flexocompresión de la sección.

En la Fig. 3.16 se muestran los diagramas obtenidos con el Sap2000 y la hoja de cálculo así como las deformaciones y esfuerzos en la sección para el momento de fluencia y último. Se observa que el eje neutro va disminuyendo a medida que aumenta la deformación del concreto; sin embargo, el área de concreto comprimida no disminuye radicalmente ya que en los extremos se concentra la mayor cantidad de concreto. Los esfuerzos del acero en compresión y tracción graficados son la resultante de las fuerzas de los aceros que están distribuidos en toda la sección. Se considera que al igual que el concreto, la mayor concentración está en los extremos. Con respecto a la comparación de los diagramas momento curvatura, se observa que la diferencia porcentual es del orden de 1%, el cual, es un valor aceptable para los estándares ingenieriles. Realizada la validación, se ha optado por emplear el programa SAP2000 V.17 para el cálculo de los diagramas momento curvatura restantes.

Para calcular el diagrama momento curvatura con el programa SAP2000, se necesita tener el refuerzo de la sección transversal del fuste y la carga en compresión a la que está sometido. Mientras mayor sea la carga a compresión, la sección tendrá mayor resistencia y menos ductilidad. Para el cálculo del diagrama momento curvatura se siguieron los siguientes pasos:

1. En el Section Designer del programa Sap2000 se dibuja la sección hueca y el refuerzo vertical. Cabe indicar que la resistencia del acero y concreto empleadas son las máximas probables, ya que se desea calcular la capacidad máxima de la rótula de dicha sección. En la Fig. 26a se muestran las propiedades del fuste ingresadas al Section Designer.
2. Se selecciona la opción Show Moment Curvature Curve y se coloca la carga vertical total que tiene el reservorio sin amplificar (Peso del Reservorio más el Peso del Agua).
3. Se selecciona la opción Caltrans Idealized Model y se apuntan los puntos notables de la curva: Momento y Curvatura de fluencia y última. Asimismo, se apunta el valor de la inercia agrietada, que servirá luego para modificar la rigidez de los tramos del fuste que superan el momento de agrietamiento. En la Fig. 26b se muestran el diagrama momento curvatura obtenido para el Reservorio R-2.

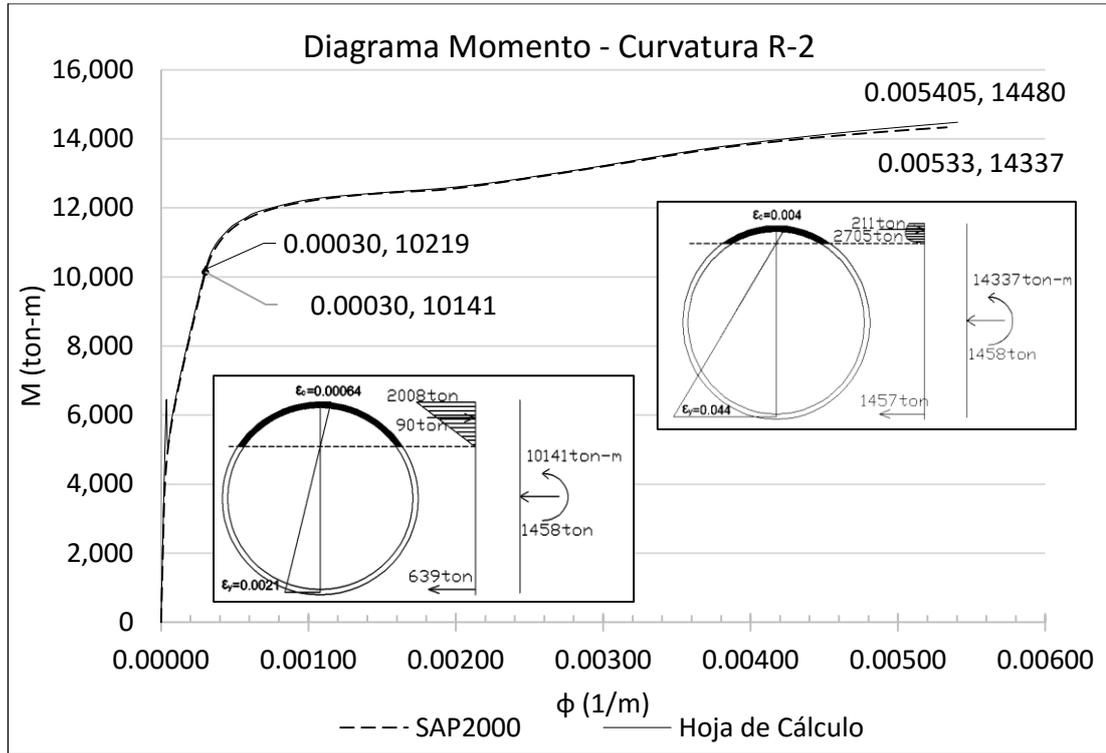


Figura 3.16.- Comparación del diagrama momento curvatura del Sap2000 y una Hoja de Cálculo

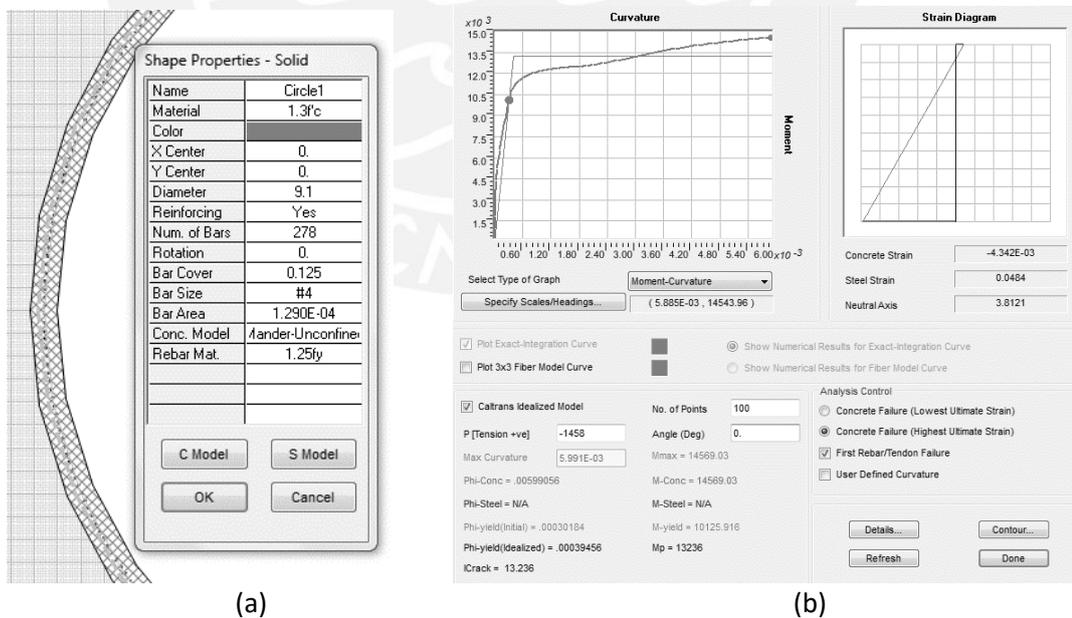


Figura 3.17.- (a) Propiedades del fuste ingresadas para el cálculo del diagrama momento curvatura (b) Diagrama momento curvatura obtenido del SAP 2000

3.7.4. Procedimiento para el análisis dinámico no lineal en el programa SAP2000

A continuación, se describe el procedimiento seguido para el análisis no lineal de los reservorios elevados.

- a) Se dibujaron los frames del fuste y de la cuba en el programa y se asignaron las masas discretizadas del agua y del fuste en el caso de Carga DEAD.
- b) Se ejecuta el programa y se calcula el periodo de vibración del reservorio. El primer periodo obtenido corresponde al periodo fundamental del líquido que contiene el reservorio (modo convectivo). El segundo, corresponde al periodo impulsivo, el cual, es el que empleamos para escalar los acelerogramas.
- c) Se ingresan los acelerogramas escalados al programa Sap 2000. Para ello, se ingresa a la opción Define/Functions/Time History. Se elige la opción From File/Add New Function. Se agrega el archivo y preferiblemente se selecciona la opción Convert to User Defined.
- d) El caso de carga Dead parte de un estado inicial cero, es decir, de un estado donde el reservorio no ha sido sometido a ningún otro esfuerzo. En cambio, las fuerzas generadas por los acelerogramas, le siguen a los esfuerzos generados por el caso de carga muerta. Los acelerogramas son del tipo tiempo historia no lineal, cuya solución se da con el método de integración directa. Adicionalmente, se pueden considerar los efectos P-Delta, los cuales, probablemente sean despreciables dada las grandes dimensiones de la base. En la Fig. 3.18 se muestran los valores ingresados para el sismo de Lima de año 1966.
- e) Se definieron las propiedades de las rótulas plásticas para los tres niveles de agua, a partir de los diagramas momento curvatura calculados previamente. El modelo de histéresis empleado es el de Takeda, ya que incluye a degradación de la rigidez en el concreto. Asimismo, los parámetros para el criterio de aceptación se obtuvieron de la Tabla 6-18 del ASCE 41. En la Fig. 3.19 se muestran las propiedades de la rótula plástica para el reservorio R-1 lleno.
- f) Se asignó una rótula en la base del fuste y en el frame consiguiente, de tal forma que se pueda observar si es que para ciertas sollicitaciones una longitud mayor a la calculada entraba en el rango inelástico.

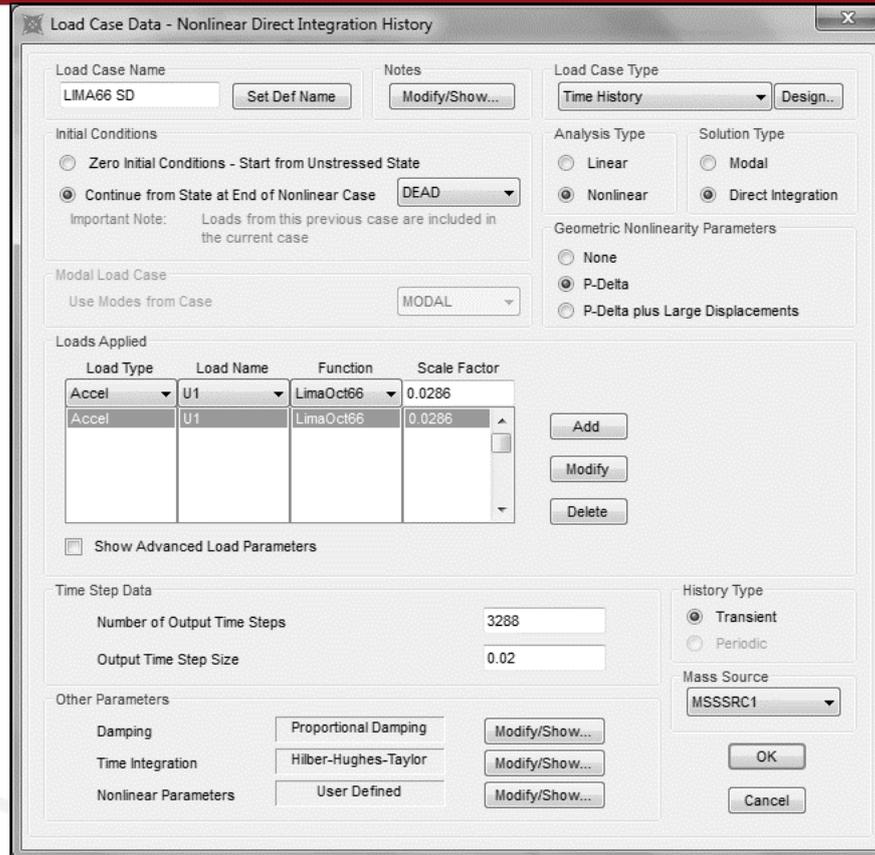


Figura 3.18.-Parámetros ingresados para el análisis tiempo historia del sismo de 1966.

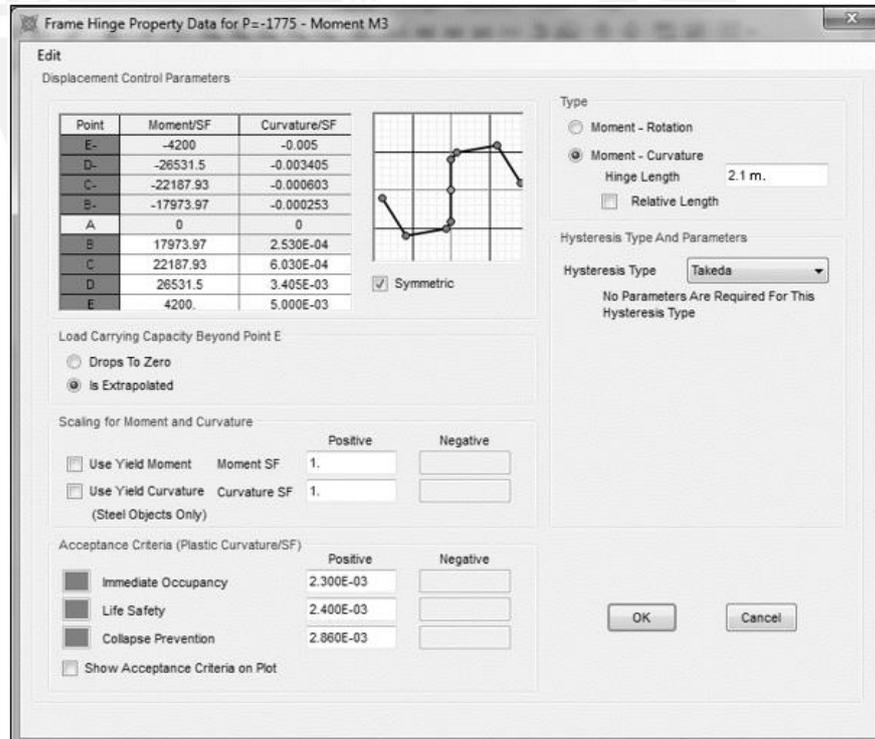


Figura 3.19.-Propiedades de la rótula plástica ingresadas para el reservorio R-1 lleno.

3.8. Respuesta de interés

Para realizar el análisis y comparación de los resultados se han seleccionado tres respuestas globales y una respuesta local.

3.8.1. Respuesta Globales

Las respuestas globales a analizar son el momento volcante, la fuerza cortante basal y el desplazamiento lateral en el extremo superior del reservorio. Estos tres valores también fueron comparados con el análisis espectral. En un diseño convencional, primero se obtienen estas tres respuestas del análisis espectral y con esa fuerza se realiza el diseño del fuste.

3.8.2. Respuesta Local

La respuesta local analizada es la ductilidad demandada en la base del fuste. Esta respuesta sólo pudo ser comparada con los resultados de los análisis no lineales.

3.9. Verificación por corte del fuste

Para realizar el análisis del fuste se ha supuesto que se forma la rótula plástica en la base, y para que ello sea cierto, será necesario verificar que el refuerzo horizontal sea el necesario para resistir la demanda por corte. Se debe cumplir que:

$$V_u \leq \phi V_n \tag{Ec. (3.1)}$$

Donde
 $\phi = 0.75$

Para calcular la resistencia nominal del fuste del reservorio de concreto el ACI 371R-08 emplea la Ec. (3.2). Donde V_n es la resistencia nominal a corte del fuste en kN, ρ_h es el ratio del refuerzo horizontal por corte entre el área perpendicular a A_{cv} (área efectiva de corte en mm^2) y d_w es el diámetro promedio del fuste en mm. En la Ec. (3.3) se determina el valor del parámetro α_c , que representa la contribución de la resistencia del concreto a la resistencia nominal a corte. En la norma peruana, este parámetro conservadoramente es igual a 0.53, que equivaldría a 1/4 si se emplea el Sistema Internacional.

$$V_n = \alpha_c \sqrt{f'c} A_{cv} + \rho_h f_y A_{cv} \tag{Ec. (3.2)}$$

$$\alpha_c = 0.5 - \frac{M_u}{6V_u d_w} \tag{Ec. (3.3)}$$

α_c no debe ser menor a 0.17 ni mayor a 0.25.

De acuerdo a lo indicado en el ACI 371R-08, el área efectiva de concreto que resiste demanda V_u equivale a dos paredes paralelas cuya área es no mayor a lo indicado en las Ecs. (3.4 y 3.5), donde b_x representa el ancho acumulativo de las aberturas, h_r es el espesor de la pared del fuste

$$A_{cv} = 2b_v h_r, \text{ para los fustes sin abertura} \tag{Ec. (3.4)}$$

$$A_{cv} = 2b_v h_r - b_x h_r, \text{ para los fustes con abertura.} \tag{Ec. (3.5)}$$

La longitud b_v no debe exceder a $0.78 d_w$. En la Fig. 3.20 se muestra gráficamente el concepto de área efectiva de corte.

Además, se determinó la máxima capacidad a corte asociada al máximo momento que la rótula plástica puede resistir haciendo un análisis estático pushover.

Para realizar el análisis pushover se asignó una carga en la dirección X en el centro de gravedad del reservorio elevado, la cual, fue incrementando hasta alcanzar el desplazamiento máximo del punto de control. Para los análisis realizados el punto de control fue el tope del reservorio. En la Fig. 3.21 se muestra el punto de aplicación de la carga y la secuencia de la formación de rótulas en la base del fuste.

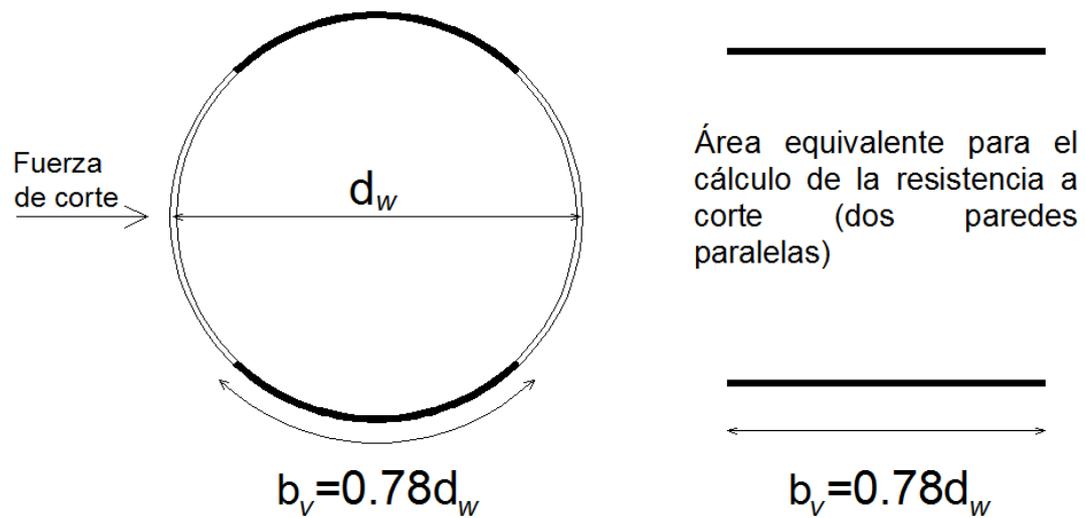


Figura 3.20.- Área efectiva para el cálculo de la resistencia a corte del fuste del reservorio.

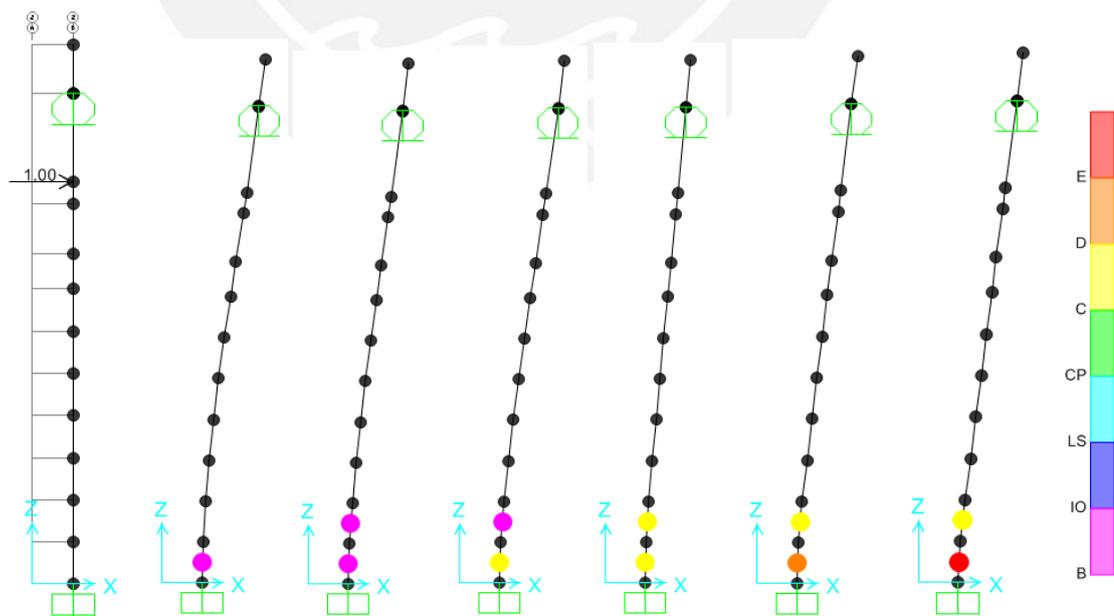


Figura 3.21.- Secuencia de formación de rótulas para el análisis pushover del reservorio R-1 lleno.

En la Tablas 3.7 y 3.8 se muestra la resistencia a corte de cada reservorio y la demanda sísmica para cada caso de carga. Se consideró también el espectro sísmico con el factor de reducción de carga para el modo impulsivo de $R=3$, ya que recién en el ACI350.3 del año 2006 se redujo este valor a dos. Asimismo, se consideró un PGA de 0.45g de acuerdo a lo indicado en la NTE E.030 del 2014; sin embargo, este valor para la misma zona era de 0.4g en la versión anterior de la norma. Se observa que para un diseño con R igual a tres, el refuerzo por corte colocado brinda una resistencia suficiente al fuste; sin embargo, si se considera un R igual a dos, ya no se cumple que ϕV_n es mayor o igual a V_u . Asimismo, para que la rótula plástica pueda desarrollarse en el fuste, es necesario que éste se diseñe no sólo por resistencia, sino también por capacidad. Se observa que el refuerzo colocado no es suficiente para soportar el cortante asociado al momento máximo de la rótula plástica. En la práctica, probablemente no se llegue a solicitar toda la capacidad de la rótula plástica; por lo que considerar un factor R igual o menor a dos para el diseño para el cálculo de la demanda, y asegurar que el ϕV_n sea mayor a dicha demanda no sería incorrecto. Por ejemplo, con un R igual a 1.5 se obtuvo demandas iguales o mayores a las obtenidas del análisis dinámico no lineal y con ello se pudo realizar un diseño más conservador. Sin embargo, si se realiza el diseño por capacidad se estaría asegurando que la rótula plástica se desarrollará en su totalidad, pero eso representa un mayor costo si se compara con el refuerzo horizontal obtenido de los espectros.

Tabla 3.7.- Comparación de la solicitaciones sísmicas a corte para diferentes niveles de agua del reservorio R-1

Capacidad	Acv	Vn	ϕV_n	Vu (promedio acelerogramas)	Vu (espectro R=2)	Vu (espectro R=3)	Vu (asociado a la capacidad máxima por flexión)
%	m ²	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton
100	6.18	885	664	949	768	512	1396
50	6.18	885	664	829	659	439	1192
0	6.18	885	664	805	882	588	876

Tabla 3.8.- Comparación de la solicitaciones sísmicas a corte para diferentes niveles de agua del reservorio R-2

Capacidad	Acv	Vn	ϕV_n	Vu (promedio acelerogramas)	Vu (espectro R=2)	Vu (espectro R=3)	Vu (asociado a la capacidad máxima por flexión)
%	m ²	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton
100	4.43	714	536	724	669	446	820
50	4.43	714	536	647	505	337	742
0	4.43	714	536	632	389	259	701

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En ésta investigación se realizó la comparación de la respuesta obtenidas para los 4 acelerogramas peruanos a los que fueron sometidos los reservorios R-1 y R-2. Asimismo, se realizó el análisis para los reservorios al 100%, 50% y 0% de su capacidad. También, se desarrolló el análisis espectral y se hizo un análisis sin considerar el comportamiento hidrodinámico del agua. Adicionalmente, se hizo el análisis para un acelerograma considerando y no considerando el efecto P-D. Los resultados obtenidos del análisis a comparar son: momento volcane, fuerza cortante basal, desplazamiento en el extremo del reservorio y ductilidad demandada. Dado que sólo se asignaron rótulas plásticas en los dos primeros tramos del fuste, la suma de los dos tramos sería la longitud máxima a desarrollarse.

4.1. Comparación de las respuestas de los reservorios R-1 y R-2 para diferentes acelerogramas.

Con respecto al reservorio R-1, se observa una tendencia decreciente en los momentos volcantes y fuerzas cortantes sísmicas solicitados a medida que el porcentaje de agua disminuye. Esto se debe a que a medida que el agua disminuye, la masa total de la estructura también lo hace y la rigidez de la estructura también disminuye en menor proporción. Con ello, el periodo impulsivo de la estructura disminuye, al igual que el convectivo, generando así menores solicitaciones sísmicas. En la tabla 3.6 se observa la disminución en los periodos a medida que la masa disminuye. Asimismo, se observa que el PGA promedio de los acelerogramas escalados para el intervalo de periodos de 0.2 y 1.5T es igual para el segundo y tercer caso, lo que hace pensar que el promedio de las respuestas los acelerogramas para esos dos casos sería muy parecido.

En las Figs. 4.1 y 4.2 se observa los momentos volcantes y cortantes basales solicitados del reservorio R-1 para los diferentes niveles de sismo. Se observa que la demanda del sismo del año 2007 es menor que la de los otros sismos. Esto se debe a que los periodos predominantes para el sismo de Pisco están en el rango de 0.13 a 0.29s, mientras que para los sismos de 1966 y 1970 están en el rango de 0.3 a 0.4s y para el sismo de 1974 en el rango de 0.3s a 0.7s. Debido a que el reservorio lleno tiene un periodo de .48s, las mayores solicitaciones se dan para el sismo de 1974, ya que sus frecuencias predominantes caen en ese rango. El periodo de los reservorios vacío y al 50% son de 0.37 y 0.40s, haciendo que caigan dentro de los rangos de frecuencias predominantes de los tres sismos, por lo que el valor máximo dependerá del mayor valor de pseudoaceleración en el que caigan dependiendo del sismo.

En la Fig. 4.3 se observa el desplazamiento máximo en el extremo del reservorio elevado. A diferencia de las cortantes basales y momentos volcantes, no se observa una tendencia. Por ejemplo, para el caso del sismo del 2007 y de 1970, el desplazamiento en la punta del reservorio vacío es ligeramente mayor al del caso lleno; sin embargo, para el caso de los sismos de 1966 y 1974, ocurre lo contrario. De acuerdo a las recomendaciones del ASCE/SEI 07-5, se debería tomar el mayor de los valores para la cantidad de acelerogramas empleados, el cual, se da para el caso lleno. Por otro lado, se observa que los desplazamientos son menores al límite indicado en el apartado 5.2 de la Norma Técnica de Edificaciones E.030.

Con respecto a las ductilidades demandadas, en la Fig. 4.4 se observa no existe una tendencia para estos casos analizados. La ductilidad demandada depende de la solicitación sísmica y de la rótula plástica asignada en la base. La rótula plástica varía para cada nivel de agua debido al cambio de la fuerza axial. Asimismo, en el caso del reservorio lleno y al 50%, existe además

el comportamiento hidrodinámico del agua, lo cual también puede influir en los resultados. En líneas generales, se observa que la demanda de ductilidad oscila entre 1 y 2.1.

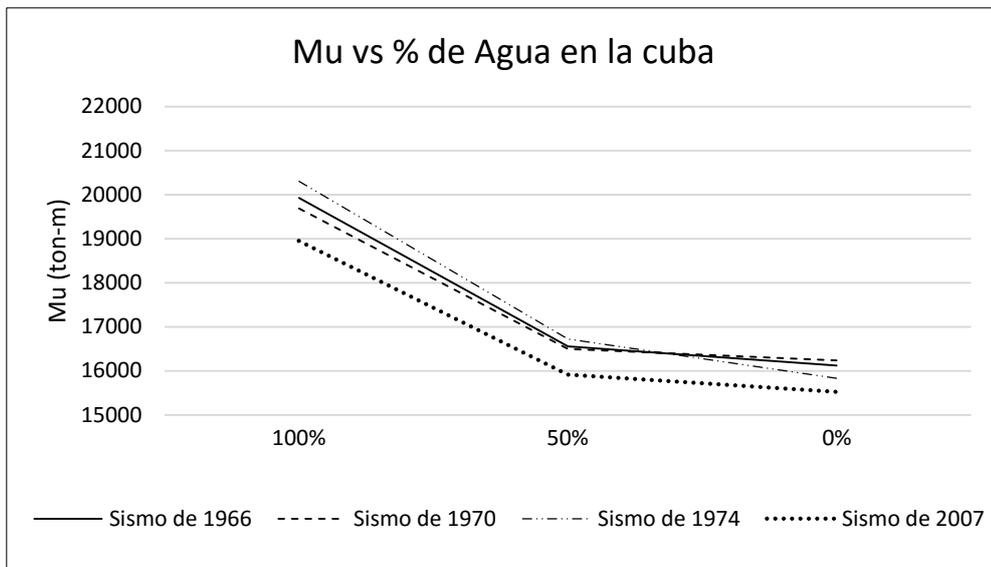


Figura 4.1.- Comparación de Mu vs % de Agua para el reservorio R-1

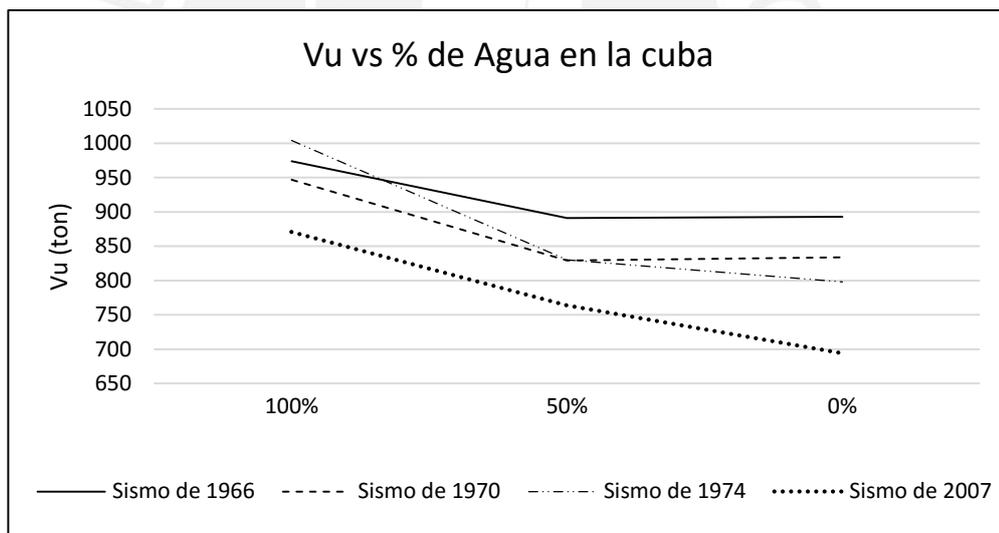


Figura 4.2.- Comparación de Vu vs % de Agua para el reservorio R-1.

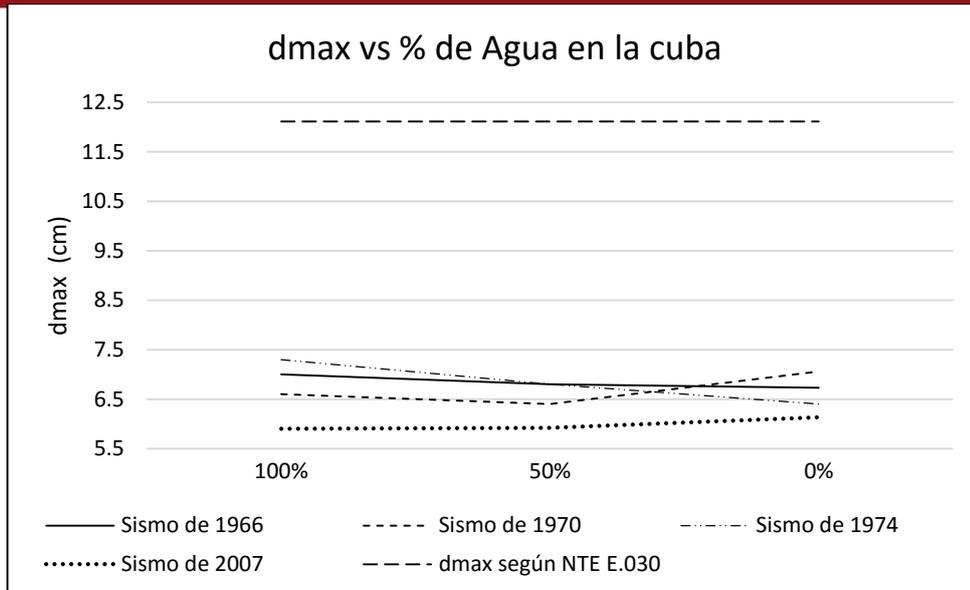


Figura 4.3.- Comparación de dmax vs % de Agua para el reservorio R-1.
El dmax según la NTE E.030 es $0.007 \cdot 1730 = 12 \text{ cm}$

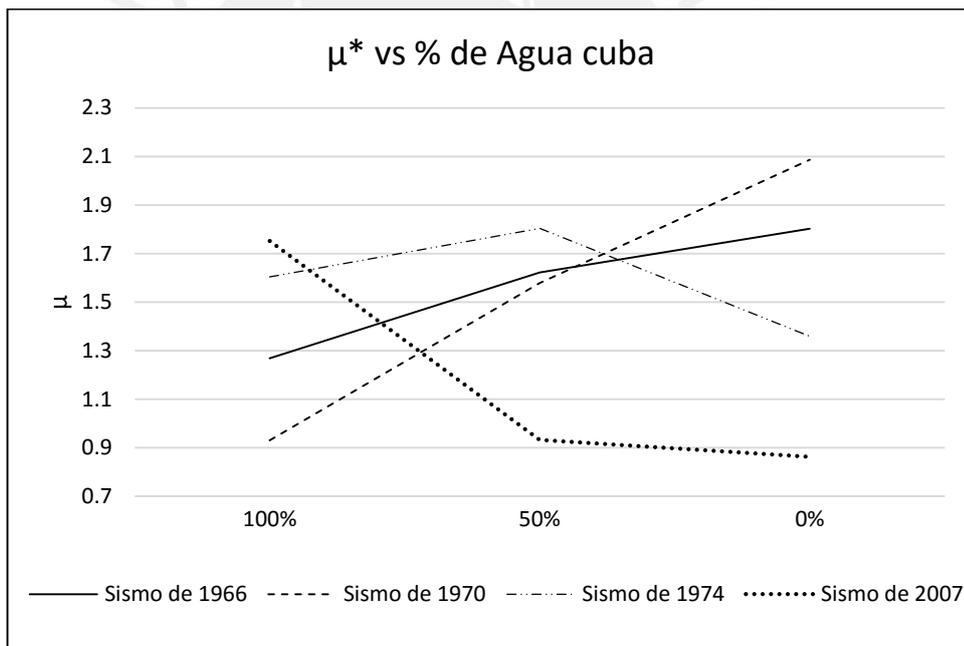


Figura 4.4- Comparación de μ vs % de Agua para el reservorio R-1.

*Para fines didácticos se ha graficado también los valores donde el reservorio se encuentra en rango elástico ($\mu < 1$); sin embargo se aclara que ese no es un parámetro de ductilidad.

Para el caso del reservorio R-2, también se observa una tendencia decreciente en los momentos y cortantes sísmicos demandados, tal como se muestra en las Figs. 4.5 y 4.6. Se observa una mayor demanda en el sismo del 1974 para el caso lleno, ya que el periodo de la estructura es de 0.49s, valor que se encuentra dentro de las frecuencias predominantes de dicho sismo. Asimismo, se observa un pico en la demanda del sismo de 1966 para el caso del reservorio al 50% de capacidad cuyo periodo de vibración es de 0.37s. Se observa también que el sismo del 2007 ya no está tan marcadamente por debajo de las demandas de los otros tres acelerogramas. Esto se debe a que, para el caso del reservorio lleno, el periodo

convectivo es de 3.8s, valor que si se observa en el espectro de Fourier, presenta un ligero pico. Asimismo, para el caso del reservorio vacío, su periodo de vibración es 0.30, valor que prácticamente se encuentra dentro del rango de periodos predominantes del sismo del 2007, por lo que ya no habría una diferencia marcada con los otros acelerogramas.

Con respecto al desplazamiento máximo, en la Fig. 4.7 se puede observar una tendencia decreciente a medida que se disminuye el porcentaje de agua. En ese sentido, para el reservorio R-2 se recomienda calcular el desplazamiento máximo sólo para el caso lleno.

Las ductilidades demandadas mostradas en la Fig. 4.8 tampoco muestran una tendencia, pero si se observa que los valores son mayores a los del reservorio R-1. En líneas generales se indica que, aunque el reservorio R-1 tiene una altura mayor a la del reservorio R-2, también tiene una mayor cantidad de acero vertical y tiene mayores dimensiones de fuste haciendo que éste sea más rígido y tenga una mayor resistencia. La ductilidad demandada para éste reservorio oscila entre 1.5 y 4. Por ejemplo, para el caso del reservorio lleno, los reservorios R-1 y R-2 tienen periodos parecidos pero la ductilidad demandada del reservorio R-2 es mayor ya que tiene una menor resistencia por lo que debe ingresar más al rango inelástico.

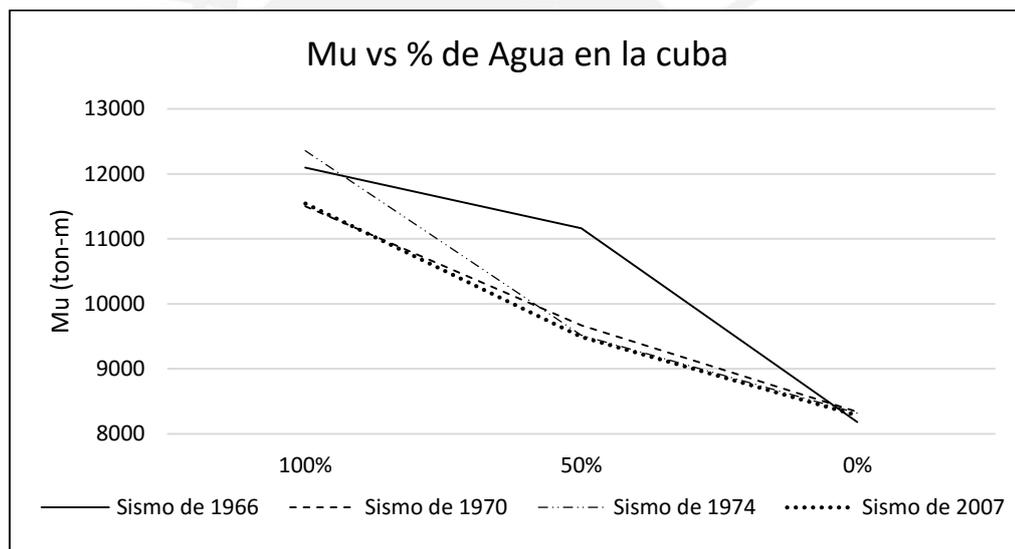


Figura 4.5.- Comparación de Mu vs % de Agua para el reservorio R-2

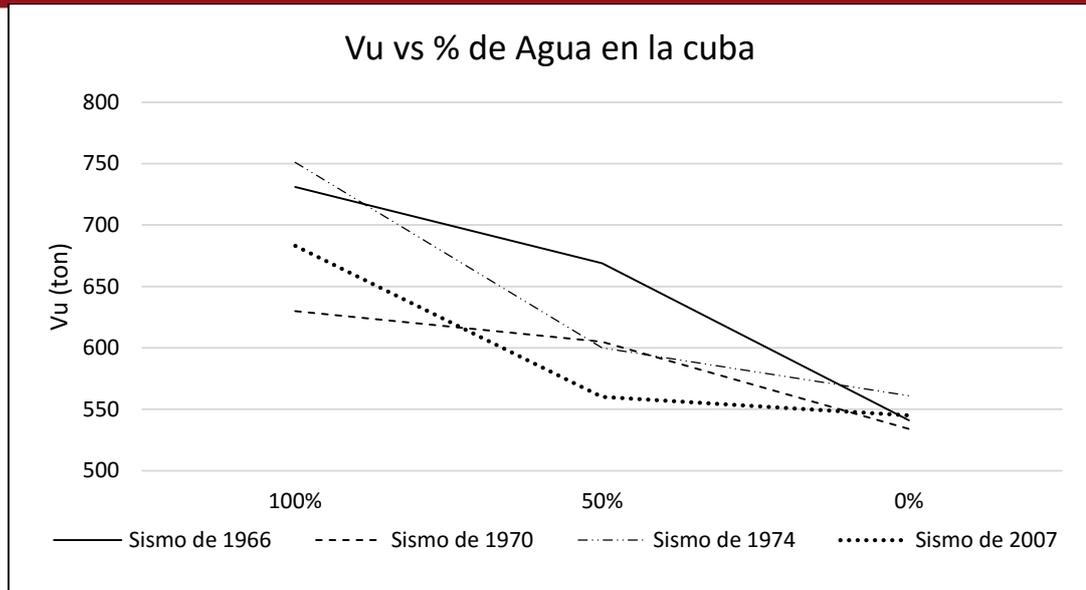


Figura 4.6.- Comparación de Vu vs % de Agua para el reservorio R-2

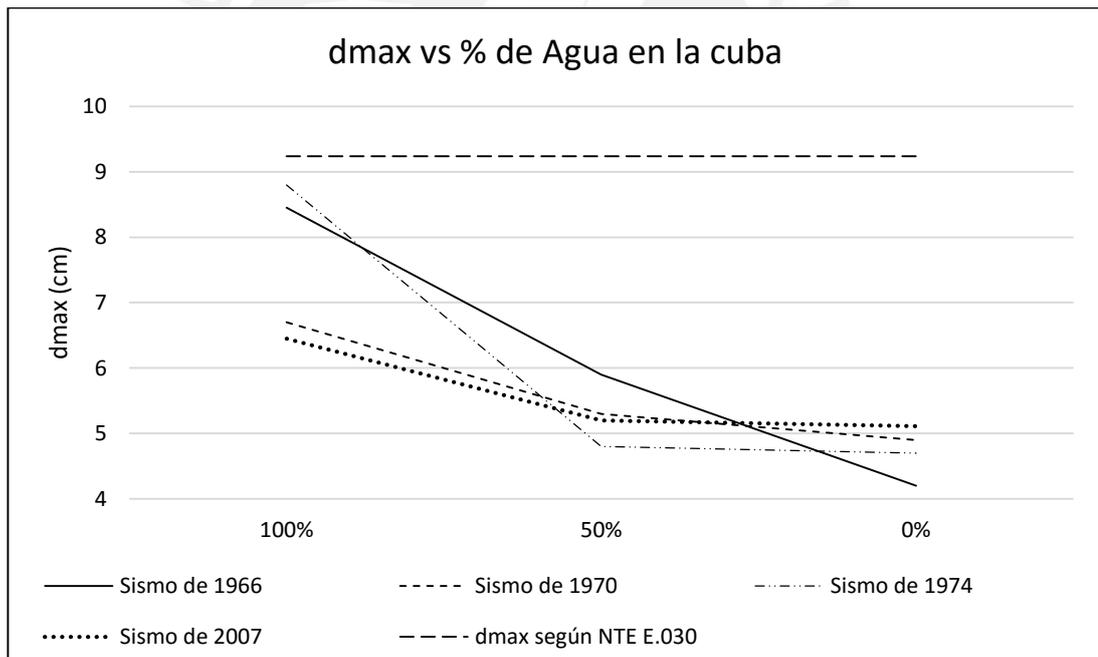


Figura 4.7.- Comparación de dmax vs % de Agua para el reservorio R-2. El dmax según la norma peruana es $0.007 \cdot 1320 = 9.2$ cm

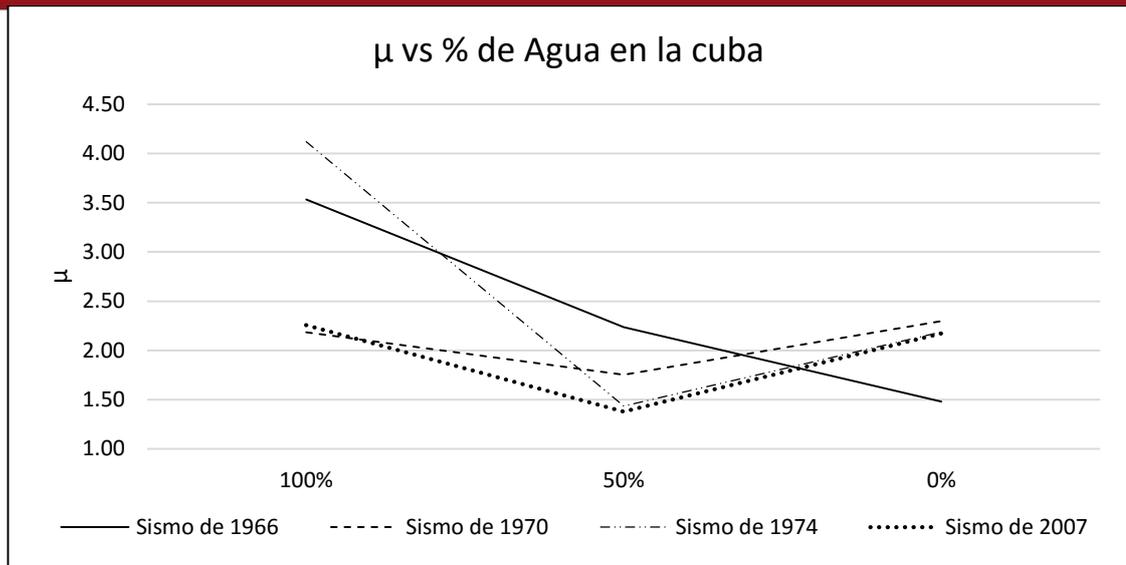


Figura 4.8.- Comparación de μ vs % de Agua para el reservorio R-2

4.2. Comparación de los diagramas momento curvatura.

En el apartado 4.5.2 se indicó que para realizar el análisis no lineal se debía calcular el diagrama momento curvatura para cada caso, ya que, dependiendo de la carga axial aplicada, éste variaba. Como se observa en las Figs. 4.9 y 4.10, a medida que la carga axial aumenta, la capacidad de momento también aumenta y la ductilidad disminuye. Se observa que los momentos de fluencia y último son mayores cuando hay mayor carga axial y que la curvatura de fluencia también es mayor. Si es que se no se tiene carga axial, el momento se calcula haciendo equilibrio entre la cabeza comprimida de concreto, el acero en compresión y el acero que trabaja a tracción. Cuando se agrega la carga axial, ésta se suma al equilibrio y, a pesar de que el eje neutro baja, el área de concreto que resiste la fuerza en compresión aumenta haciendo que el momento resistente aumente. Asimismo, la ductilidad disminuye porque se llega al agotamiento del concreto más rápido.

Los momentos resistentes del R-2 son menores a los del R-1 debido a que las dimensiones son menores así como la cantidad de acero. En el primer caso el acero total colocado es de 710 y en el otro 359 cm², proporción en la que aproximadamente se mantienen los momentos para ambos reservorios. Asimismo, la ductilidad del reservorio R-2 es mayor a la del reservorio R-1 y a medida que va disminuyendo la carga, la proporción se incrementa. Por ejemplo, la proporción de los reservorios completamente lleno es de 1.17 aproximadamente, mientras que la del reservorio al 50% es de 1.23 y vacío de 1.33.

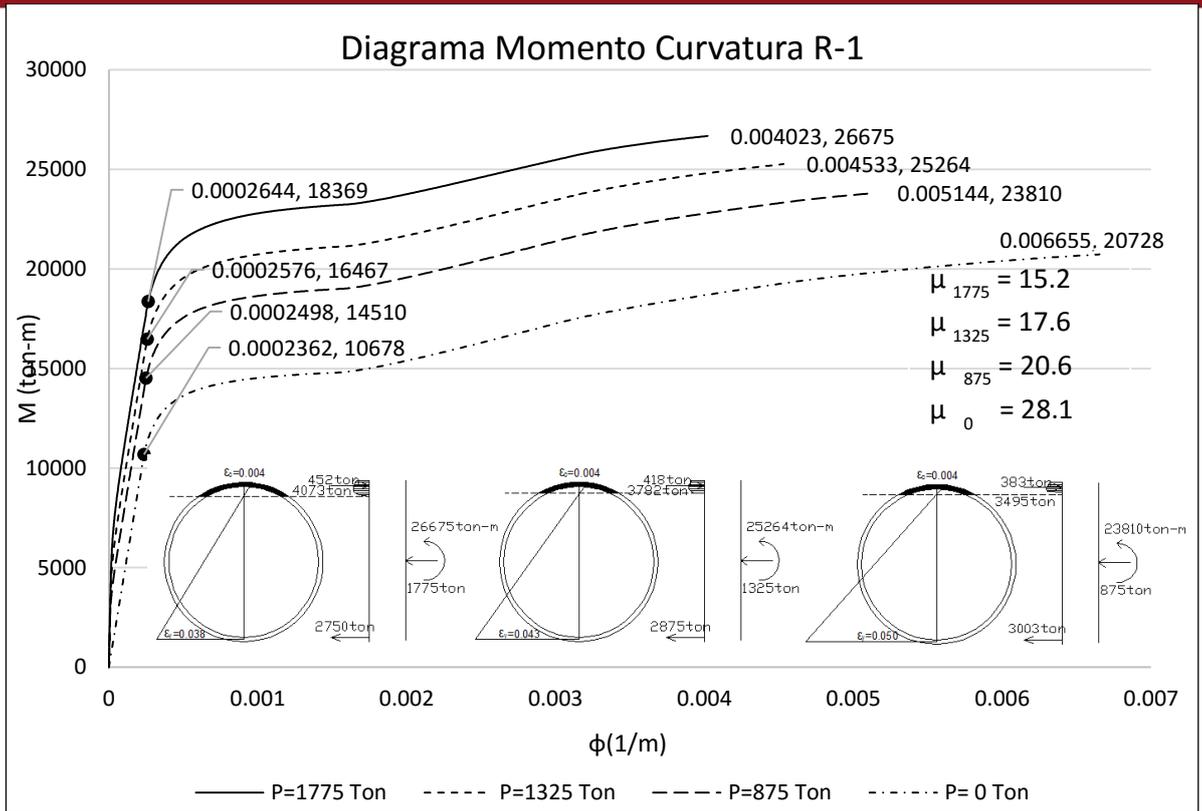


Figura 4.9.- Diagrama momento curvatura del reservorio R-1 para diferentes cargas axiales.

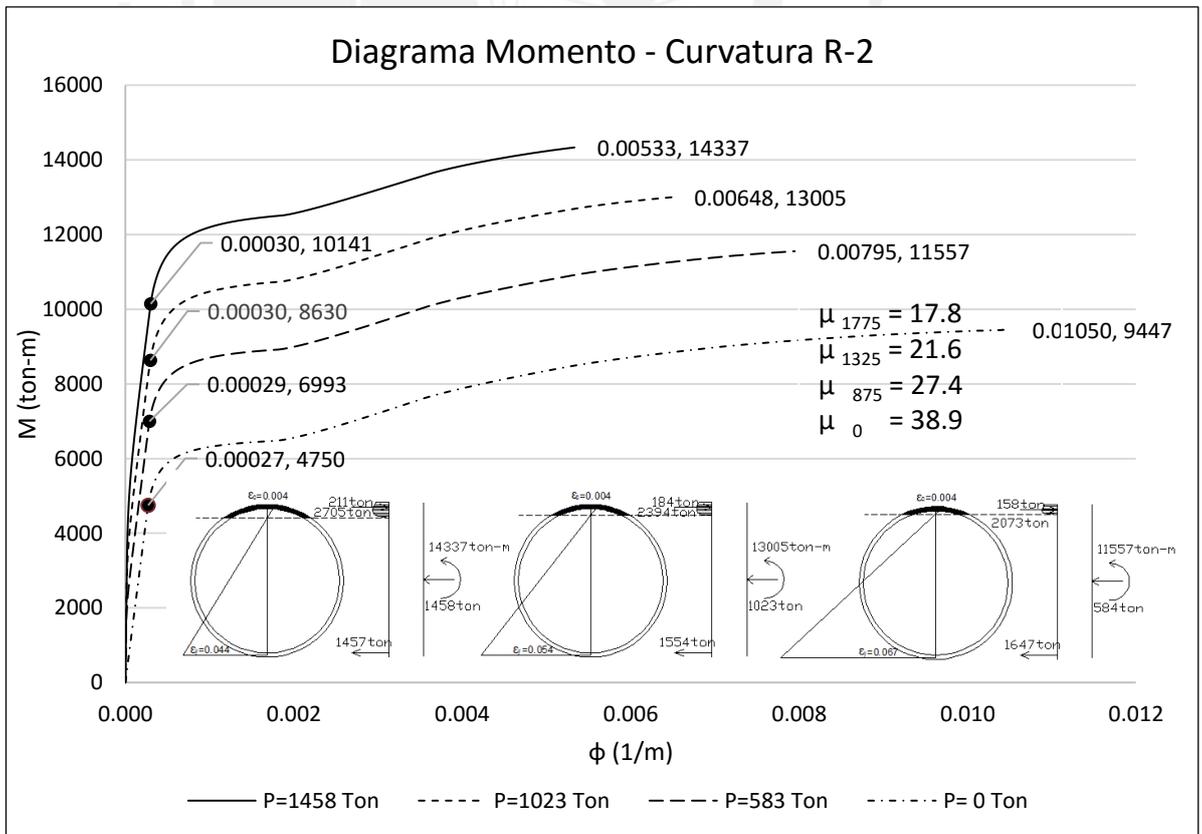


Figura 4.10.- Diagrama momento curvatura del reservorio R-2 para diferentes cargas axiales.

Para comparar en general la relación entre el incremento de carga axial y el incremento porcentual de la resistencia y ductilidad de los reservorios R-1 y R-2, se elaboraron las Figs. 4.11, 4.12 y 4.13. Se observa que la resistencia a flexión aumenta al aumentar la carga vertical y en términos porcentuales el incremento es mayor en el reservorio R-2. Por otro lado, el incremento porcentual de los momentos de fluencia y los momentos últimos al aumentar la carga axial van en una proporción de dos a uno; es decir, si el M_y incrementa un 20%, el M_u incrementará un 10%. La brecha que mantienen ambas curvas es casi constante (5% para el caso del momento de fluencia y 10% para el caso del momento último).

En la Fig. 4.11 se observa que la disminución porcentual de la ductilidad es mayor para el reservorio R-2, y la tendencia muestra que esta brecha va disminuyendo a medida que se incremente la carga axial.

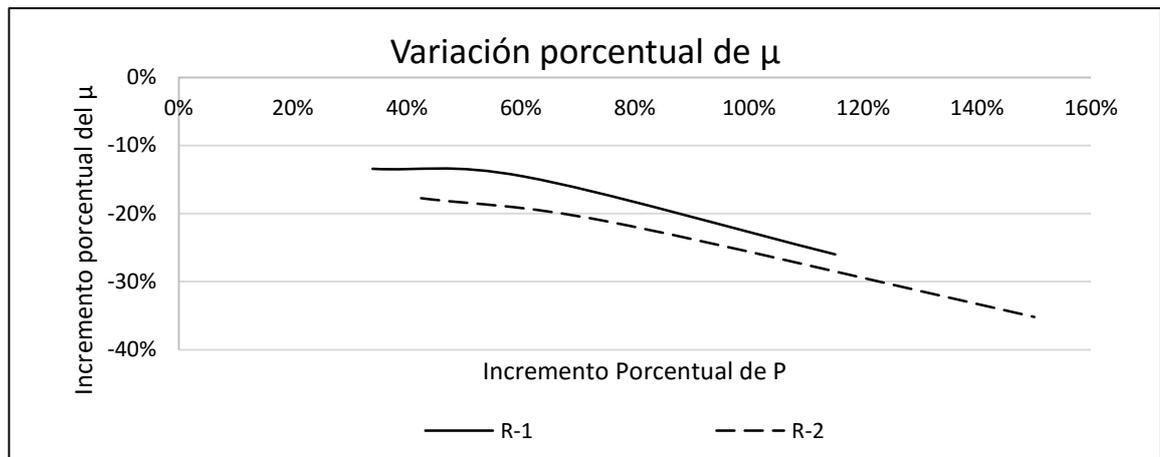


Figura 4.11.- Variación porcentual de la ductilidad en función al incremento de carga axial.

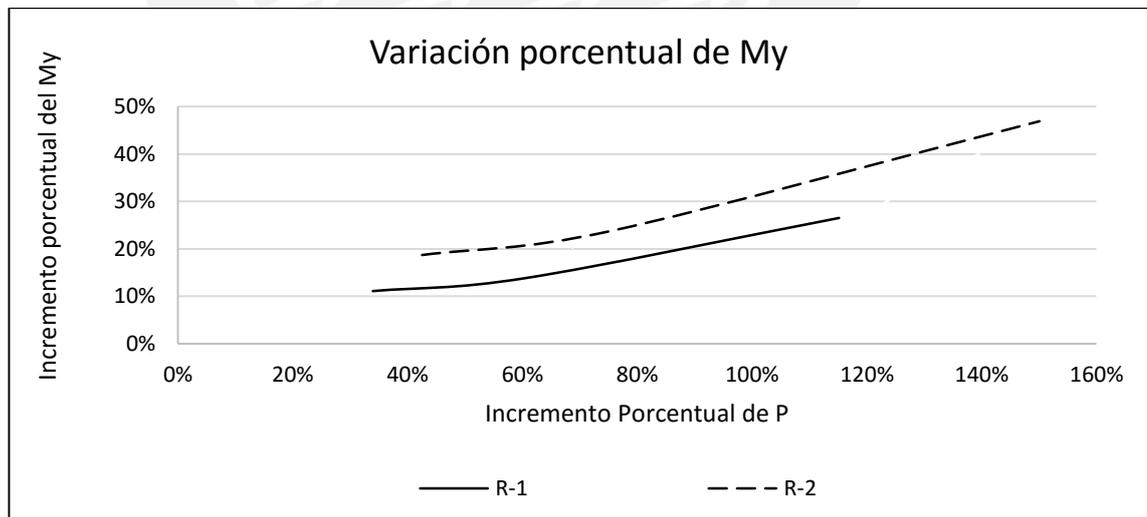


Figura 4.12.- Variación porcentual del momento de fluencia en función al incremento de carga axial.

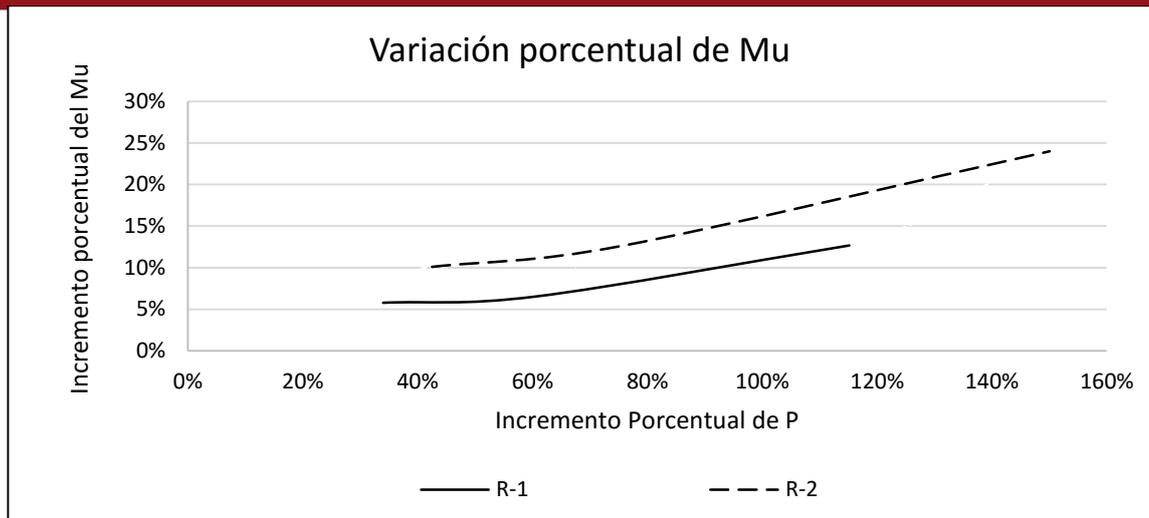


Figura 4.13.- Variación porcentual del momento último en función al incremento de carga axial.

4.3. Comparación de las respuestas de los reservorios R-1 y R-2 para diferentes niveles de sismo.

Además de hacer el análisis con el sismo de diseño, se optó por realizar el análisis para el sismo máximo considerado, que tiene una probabilidad de 2% de ser excedido en cincuenta años. Naturalmente, las demandas sísmicas fueron mayores y en ningún caso se llegó a superar la ductilidad máxima de la rótula; sin embargo, se establecieron los límites de criterio de aceptación indicados en el ASCE 41. Para los casos que se analizaron se estableció que la rotación plástica de 0.006rad corresponde al estado de prevención al colapso. En el caso del reservorio R-1, si bien tienen demandas de ductilidad de hasta cuatro en promedio para el sismo último considerado, en ningún caso llega a superar el límite establecido. Para el caso del reservorio R-2, llega a superar dicho límite en los sismos de 1974 y 2007 para el caso lleno, y para el sismo de 1966 para el caso vacío y al 50%. En esos cuatro casos la ductilidad llega a superar el valor de cinco.

En la Tabla 4.1, se observan las demandas promedio para los sismos de diseño y sismo máximo probable para los seis casos analizados. Se observa que la tendencia decreciente se mantiene, por lo que al igual que en los sismos de diseño, los valores máximo promedio de momento volcante, fuerza cortante basal y desplazamiento en el extremo se dan para el caso del reservorio lleno. Con respecto a la ductilidad demanda, ésta se incrementan considerablemente para el sismo último y los valores son mayores para el caso del reservorio R-2.

Tabla 4.1.- Comparación de la demanda promedio del sismo de diseño y sismo máximo considerado

	R-1				R-2			
	Mu (ton-m)	Vu (ton)	d (cm)	μ	Mu (ton-m)	Vu (ton)	d (cm)	μ
100%	19716	949	6.7	1.4	11874	699	7.6	3.0
	22568	1202	10.6	4.0	12462	762	10.1	5.2
50%	16423	829	6.5	1.5	9960	609	5.3	1.7
	17986	1015	8.9	3.2	10277	700	7.5	3.5
0%	15930	805	6.6	1.5	8281	545	4.7	2.0
	17225	975	9.6	3.9	8815	621	6.7	4.1

4.4. Comparación de las respuestas de los reservorios R-1 y R-2 para el análisis no lineal y el análisis espectral.

Se realizó también una comparación de la demanda promedio de los acelerogramas con la demanda espectral obtenida para un factor de reducción igual a dos. Dado que en los códigos se recomienda emplear más de siete registros para usar el promedio, también se ha colocado el valor de la demanda máxima de los acelerogramas en las figuras para su comparación.

Con respecto al reservorio R-1, se observa en la Fig. 4.14 que para el caso lleno y al 50%, la demanda de momento volcante obtenida con los acelerogramas es un 16% mayor si se considera el promedio, o un 20% mayor si se considera el máximo de los valores. Para el caso de la cortante basal, la diferencia se incrementa en un rango de 25 a 30% tal como se observa en la Fig. 4.15. Sin embargo, para el caso del reservorio vacío, la demanda es mayor para el caso espectral, pero no supera a la demanda máxima generada para el caso de reservorio lleno. El motivo puede ser que en los casos de los reservorios lleno y al 50%, se considera la masa impulsiva y convectiva para el análisis, valores que ya no son considerados para el caso vacío. Se realizó un ejercicio considerando sólo una carga muerta como la masa de agua, y se obtuvo que las demandas eran mucho mayores para el reservorio lleno y al 50%.

En el caso de los desplazamientos máximo, en la Fig. 4.16 se observa que la demanda es mayor para el caso lleno y vacío del análisis espectral. Hay un incremento del 30% para la respuesta espectral del caso vacío con respecto al caso lleno. Estos resultados son un poco engañosos, ya que en el caso lleno se está considerando el comportamiento hidrodinámico, y en el otro no. Si para el caso lleno sólo se hubiese considerado la masa de agua como una carga muerta, seguramente el desplazamiento hubiese sido mayor. Los resultados del análisis no lineal no muestran esa diferencia tan marcada entre el desplazamiento para el reservorio vacío y lleno; además, los desplazamientos para el caso vacío son mucho menores que los del espectro. Esto sumado a que usualmente el análisis espectral se realiza para el caso del reservorio lleno, nos hacen pensar que el desplazamiento obtenido para el caso vacío no es correcto; sin embargo, habría que hacer un análisis más minucioso del porqué de esa diferencia.

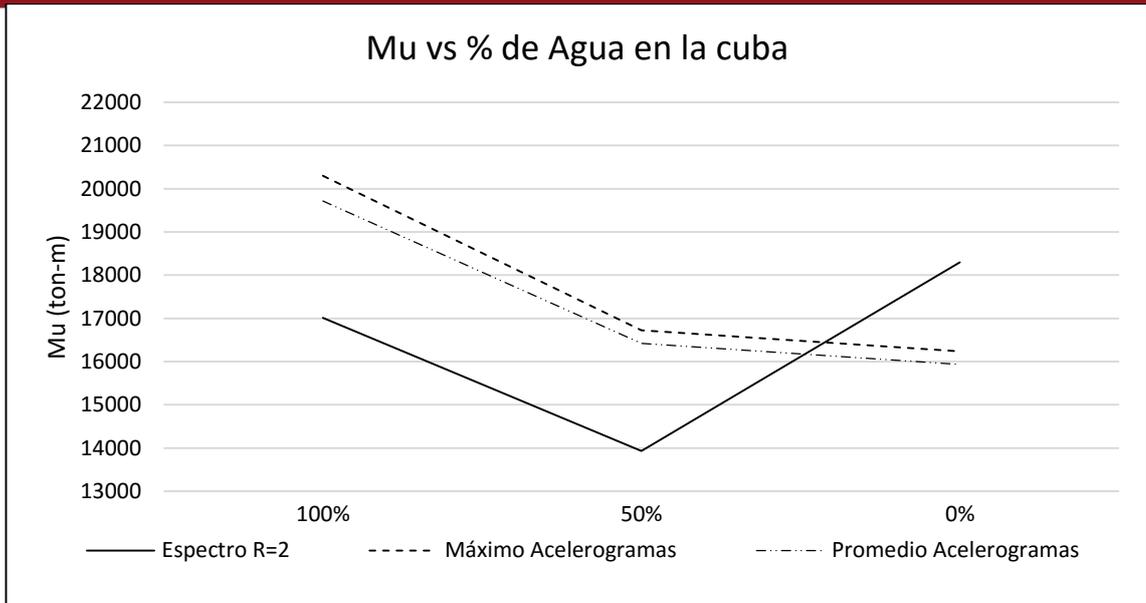


Figura 4.14.- Comparación del Mu de los acelerogramas vs el espectro para el reservorio R-1

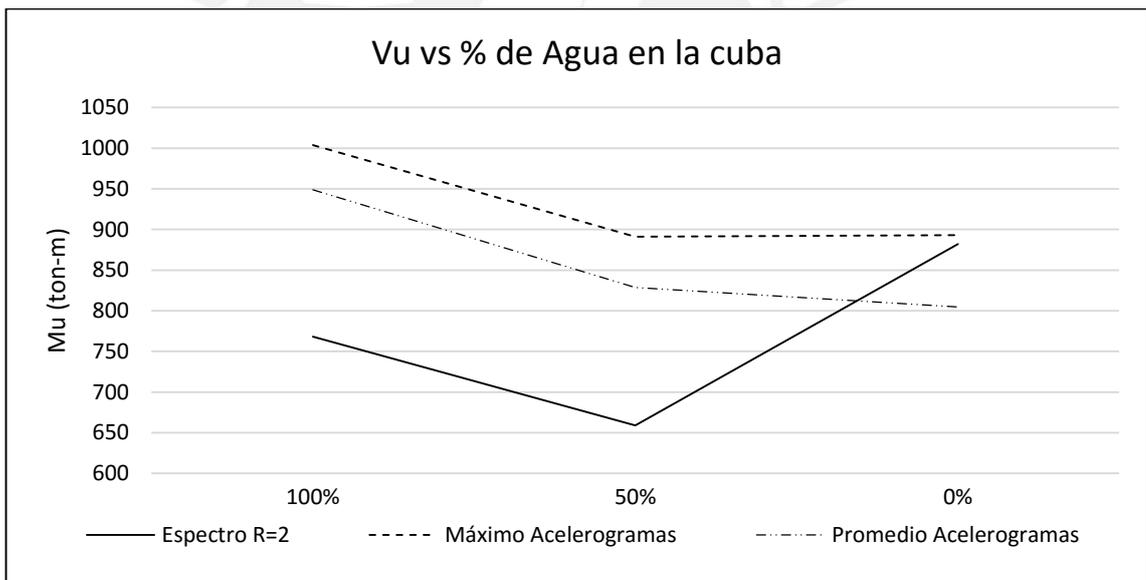


Figura 4.15.- Comparación del Vu de los acelerogramas vs el espectro para el reservorio R-1

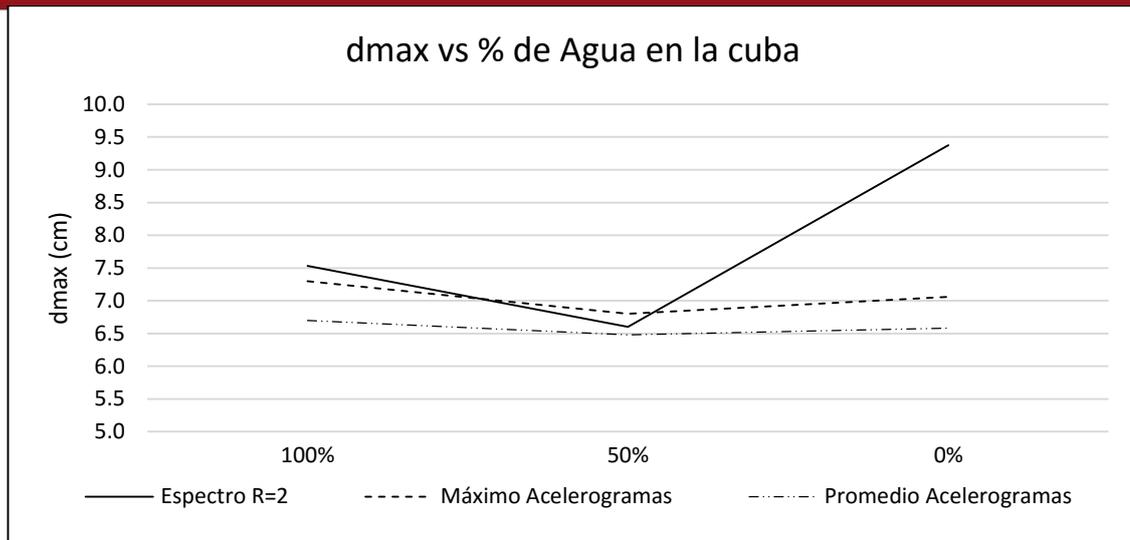


Figura 4.16.- Comparación del dmax de los acelerogramas vs el espectro de diseño de la norma peruana para el reservorio R-1.

Para el caso del reservorio R-2, en la Fig. 4.17 se observa que el momento volcante demandado por el espectro es similar al valor máximo obtenido de los acelerogramas para el reservorio lleno, y para los otros dos casos es menor. A diferencia del caso vacío del reservorio R-1, aquí la demanda espectral es menor para el caso vacío. El motivo podría estar en la relación de la altura de agua con el diámetro de la cuba, que influyen directamente en la masa convectiva e impulsiva del agua.

En la Fig. 4.18 se observa que la demanda del cortante basal es menor para el espectro sísmico. Esto representa un grave problema ya que si el diseño por corte no se realiza por capacidad, aún cumpliendo con los criterios de resistencia, en realidad estos valores estarían subestimados con respecto a los reales, incrementando así las probabilidades de falla frágil.

En la Fig. 4.19 se observa que, si se considera el valor máximo de los acelerogramas, los desplazamientos son aproximadamente un 15% mayores; sin embargo, considerando el promedio se obtiene una buena aproximación. Este valor de desplazamiento máximo no depende del factor R, por ello, tanto para el reservorio R-1 como para el reservorio R-2, las aproximaciones son mis similares a las demandas de los acelerogramas.

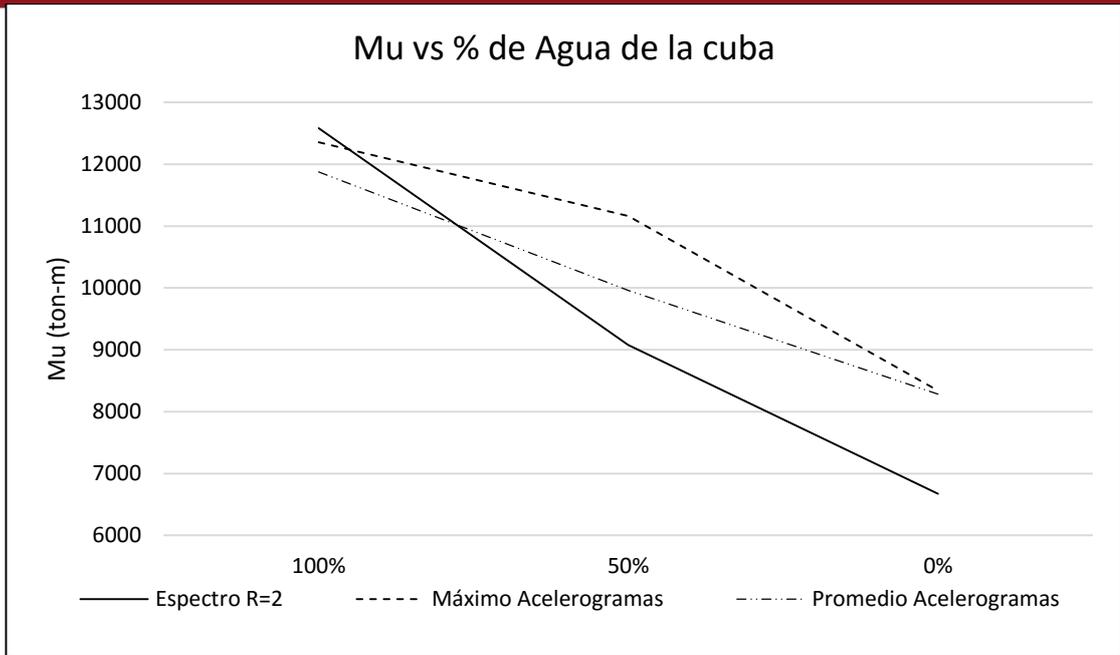


Figura 4.17.- Comparación del Mu de los acelerogramas vs el espectro para el reservorio R-2

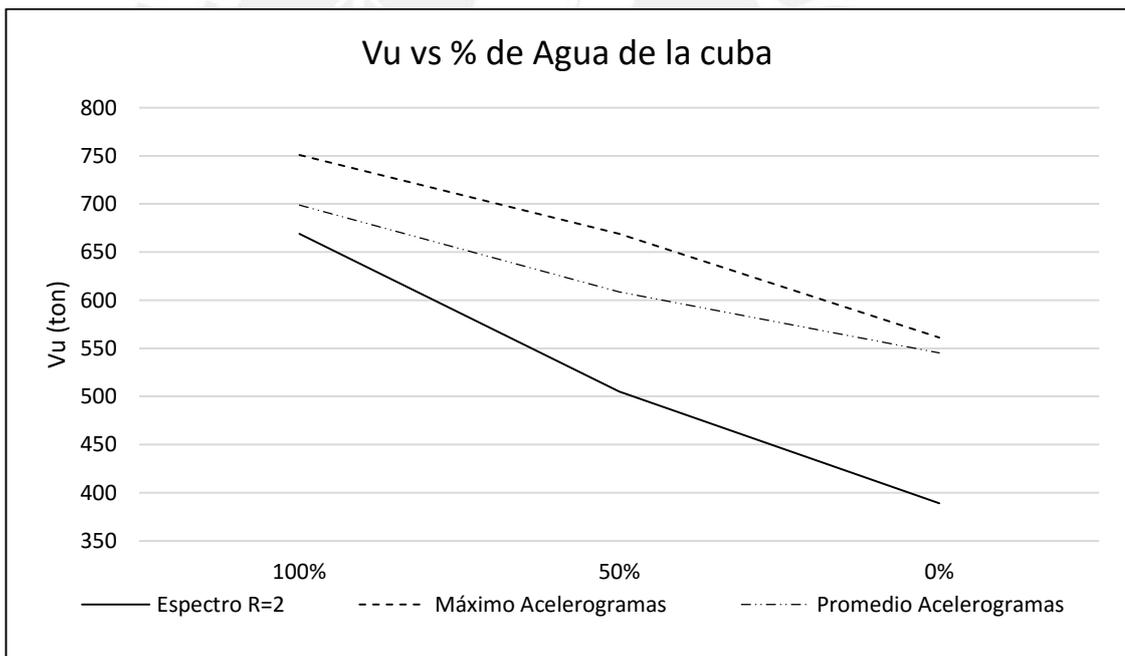


Figura 4.18.- Comparación del Vu de los acelerogramas vs el espectro para el reservorio R-2

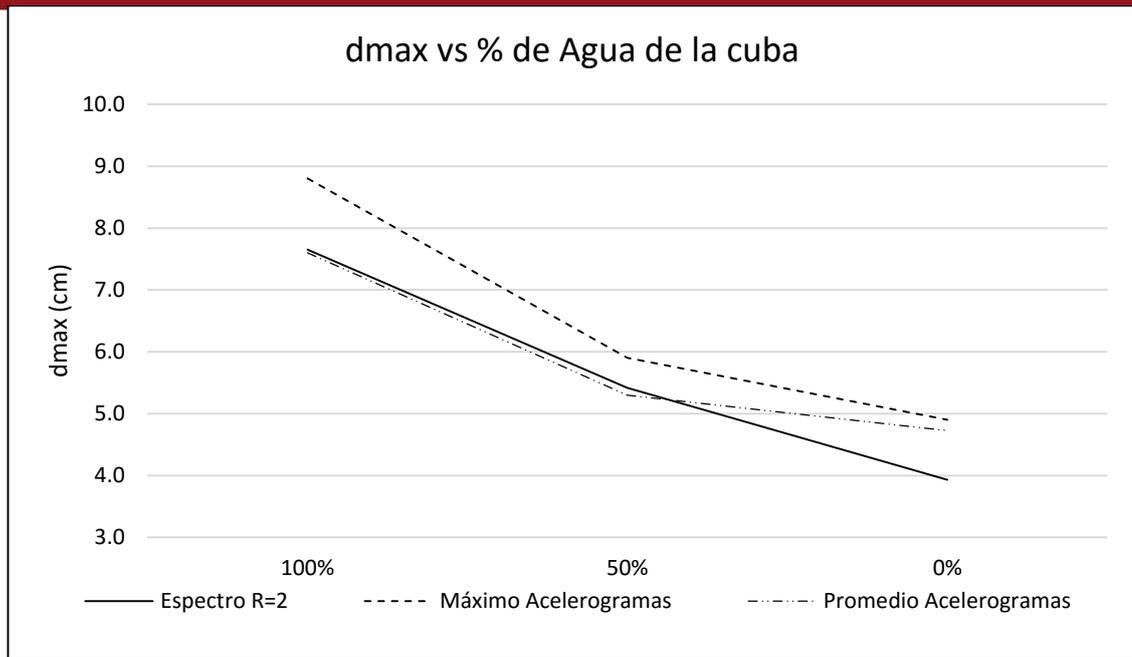


Figura 4.19.- Comparación del dmax de los acelerogramas vs el espectro para el reservorio R-2

4.5. Comparación del modelo hidrodinámico con un modelo que utiliza la masa del agua como carga muerta

Se realizó el análisis del reservorio R-1 para el caso lleno considerando la masa de agua como una concentrada en el centro de la cuba. En la Tabla 4.2 se observa que los valores para el análisis tiempo historia son un 11 % mayores en promedio para el caso del momento volcante y fuerza cortante. Si se tienen casos donde el reservorio elevado no tenga un borde libre que permita el comportamiento hidrodinámico del agua, es necesario realizar éste análisis. Para el caso del reservorio R-1 esa diferencia si representa una diferencia significativa, ya que para momentos de 23475, como es el caso de la demanda del sismo de 1974, la ductilidad demandada supera a la establecida para cumplir con los requisitos del ASCE 41.

Por otro lado, se observa que la respuesta espectral obtenida difiere en más del doble con respecto al momento volcante y cortante basal demandado para el espectro que considera el comportamiento hidrodinámico. Se debe estudiar ésta relación con más cuidado, ya que para el caso del reservorio R-2, no se espera que la diferencia sea tan abismal, tomando en cuenta las fuerza cortante y momento volcante obtenido para el reservorio vacío.

Tabla 4.2.- Comparación de demandas sísmicas para el reservorio R-1 lleno.

	Mu (ton-m)	Vu (ton)	dmax (cm)	μ
Sismo de 1966	19928	974	7.0	1.3
	21482	975	6.7	3.0
Dif %	8%	0%	-4%	138%
Sismo de 1970	19684	947	6.6	0.9
	20979	987	7.1	2.5
Dif %	7%	4%	7%	171%
Sismo de 1974	20301	1004	7.3	1.6
	23475	1222	6.4	6.1
Dif %	16%	22%	-12%	279%
Sismo de 2007	18952	871	5.9	1.8
	20823	1029	6.1	2.8
Dif %	10%	18%	4%	59%
Espectro Sísmico	17010	768	7.5	
	63569	2761	9.4	
Dif %	274%	260%	25%	

4.6. Comparación del efecto P- Δ en las respuestas del reservorio R-1 y R-2 para el sismo de 1974.

Se realizó un análisis adicional considerando el sismo del año 1974 sin considerar el efecto P- Δ para los seis casos estudiados. Las respuestas que se obtuvieron fueron prácticamente iguales a las obtenidas en el caso que sí considera el efecto P- Δ . Esto se debe a que los fustes son estructuras bastante robustas, por lo que los desplazamientos relativos entre la base y el extremo, son pequeños en comparación los diámetros exteriores del fuste de 10.6m y 9.1m de los reservorios R-1 y R-2 respectivamente. A medida que el fuste sea más esbelto, este efecto será más importante, pero para los casos analizados donde las esbelteces de los fustes están entre 1.45 y 1.6, el efecto es despreciable.

CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

1. El diseño de ambos reservorios es adecuado para resistir los momentos volcantes de los sismos de diseño. Asimismo, el refuerzo por corte colocado en ambos reservorios cumple con los criterios de resistencia ($\phi V_n > V_u$) cuando se utiliza un factor de reducción de tres para el cálculo de la demanda espectral.
2. Para los casos analizados, los momentos volcantes y fuerzas cortantes demandados por los acelerogramas son mayores para el caso del reservorio lleno y se observa una tendencia decreciente a medida que el porcentaje de agua disminuye.
3. Para determinar la ductilidad demandada es necesario realizar el análisis de varios casos con distintos niveles de agua, ya que no se observó una tendencia que relacione el porcentaje de agua en la cuba y la demanda de ductilidad.
4. En los diagramas momento curvatura se observa que la ductilidad por flexión disponible para ambos reservorios es elevada. Sin embargo, el refuerzo colocado por corte es insuficiente para que la falla por flexión se desarrolle en su totalidad, ya que la falla por corte sucede antes de que la sección alcance su curvatura de agotamiento.
5. En ninguno de los casos analizados se desarrolla la capacidad máxima de rótula. En promedio se alcanzan demandas de ductilidad de 4 para el sismo máximo y de 2 para el sismo de diseño, valores muy por debajo de la capacidad máxima. Por ello no se considera necesario realizar un diseño por capacidad para el cálculo del refuerzo por corte.
6. En el análisis de reservorios llenos las mayores demandas de momento volcante, fuerza cortante y desplazamiento lateral se presentan para el acelerograma de 1974. Esto se debe a que los periodos impulsivos de ambos reservorios se encuentran dentro del rango de periodos predominantes de este sismo obtenidos del espectro de Fourier.
7. El sismo de Pisco tiene periodos predominantes en el rango de 0.13 a 0.29s, fuera del rango de los periodos del reservorio R-1. Por ello se observa que los momentos volcantes, fuerzas cortantes y desplazamientos laterales demandados son menores para ese sismo.
8. El reservorio R-1 tiene mayor resistencia que el reservorio R-2, en una proporción similar al refuerzo vertical colocado (2 a 1).
9. El reservorio R-2 tiene una mayor ductilidad que el reservorio R-1.
10. Para el caso del reservorio R-1, la ductilidad demandada para el sismo de diseño varían entre 1 y 2. Asimismo, para el caso de sismo máximo considerado las curvaturas demandadas no superan los límites de aceptación indicados en el ASCE 41.

11. Para el caso del reservorio R-2, las ductilidades demandadas varían entre 2 y 4. En el caso del sismo máximo considerado se alcanzan demandas de ductilidad mayores a 5 en cuatro casos aislados, y se superan los límites de aceptación indicados en el ASCE 41.
12. La demanda espectral obtenida para el reservorio R-1 con un factor de reducción igual a 2 es en promedio 20% menor que las demandas obtenidas mediante el análisis tiempo historia no lineal. La demanda espectral obtenida para el reservorio R-2 es similar a las obtenidas mediante el análisis tiempo historia no lineal, y se diferencia en no más de 10% para cada acelerograma analizado.
13. El factor de reducción indicado en la norma peruana para el cálculo de la demanda espectral es 6 para muros estructurales; sin embargo, las respuestas obtenidas difieren de las demandas obtenidas del análisis no lineal. Por ello, se optó por emplear un factor de reducción menor para realizar las comparaciones.
14. Las demandas de momento y cortante basal del análisis tiempo historia no lineal del reservorio R-1 son un 11% mayores si se considera una masa impulsiva en vez del modelo simplificado de Housner.
15. Para los reservorios analizados, en donde los desplazamientos en la punta son pequeños a comparación del diámetro del fuste, se espera que los efectos P- Δ sean despreciables. Esto es coherente con los resultados obtenidos en el análisis del reservorio R-1 con el acelerograma de Lima 74, en donde el efecto P- Δ no presenta una incidencia importante.
16. El análisis no lineal realizado es a flexocompresión, por lo que no se ha considerado el comportamiento no lineal a corte de los muros.

5.2. Recomendaciones

1. Las mayores demandas de corte y momento se obtienen para el caso lleno. Asimismo, el desplazamiento lateral promedio de los acelerogramas estudiados es mayor para el caso lleno. En ese sentido, se recomienda que el análisis y diseño de reservorios con similares características se realice sólo para el caso lleno.
2. Dado que el reservorio R-1 presentó un mejor desempeño que el reservorio R-2, se considera importante que la ductilidad demandada de un reservorio elevado no supere el valor de dos para el caso del sismo de diseño, a fin de asegurar un desempeño adecuado también para el sismo máximo considerado.
3. El reservorio R-1 tiene demandas sísmicas por encima de las obtenidas del espectro de diseño considerando un R-2, y presenta un mejor desempeño. Por ello, si se va a realizar un diseño por resistencia, se recomienda usar factores de reducción menores a dos para el análisis de los reservorios elevados con soporte tipo fuste si es que se emplea el espectro peruano de la Norma E030. Para éste análisis en particular, un factor de reducción de 1.6 resultaría adecuado.
4. La demanda por corte calculada con el análisis espectral es menor a la determinada a partir de los análisis tiempo historia no lineales, incluso, si se utiliza un factor de reducción de dos. Asimismo, el refuerzo por corte colocado no es suficiente para que el reservorio cumpla con los requisitos de capacidad ya que la cortante asociada al

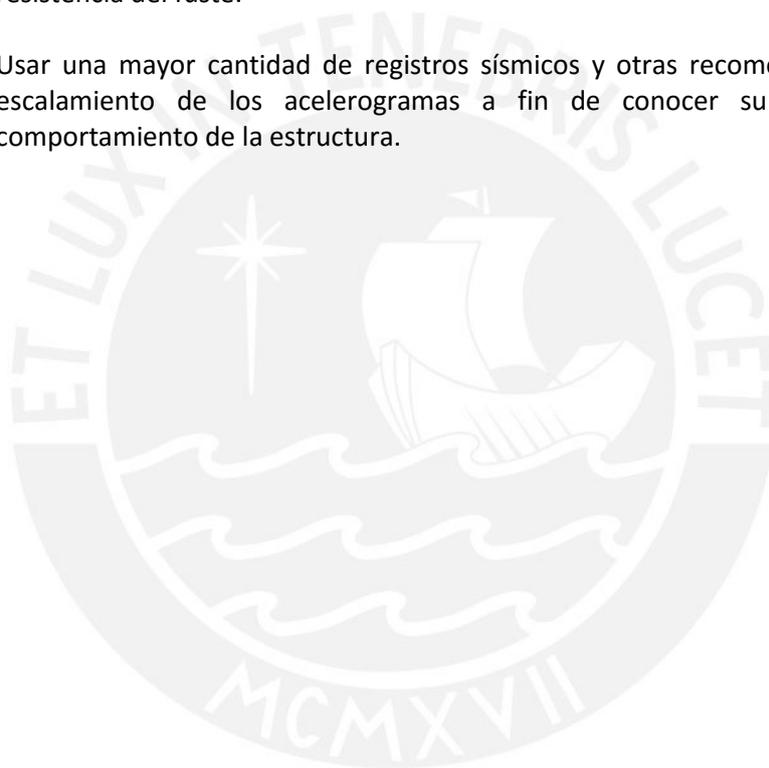
momento máximo es un 50% mayor a la resistencia nominal para el caso del reservorio R-1 y un 15% mayor para el caso del reservorio R-2. Se observa que el ratio de refuerzo vertical entre refuerzo horizontal para el reservorio R-1 es de 1.3 y para el reservorio R-2 es de 1. De acuerdo a lo recomendado en el apartado 5.2.2.7.8 del ACI 371R-08, si el refuerzo por corte es requerido por resistencia, el ratio del refuerzo vertical no debe ser menor que el horizontal. Ambos casos cumplen con dicha recomendación pero se observa que, en términos resistencia a corte, el reservorio R-2 presentaría un mejor comportamiento.

5. Dado que el efecto $P-\Delta$ es despreciable, no es necesario considerar la no linealidad geométrica para este tipo de estructuras con poca esbeltez. Podría a futuro determinarse el valor de la esbeltez para los reservorios elevados hasta el cual, los efectos $P-\Delta$ no representan una variación significativa de las fuerzas demandadas.
6. Es recomendable seleccionar los acelerogramas tal que el periodo de vibración de la estructura esté, dentro del rango de periodos predominantes del acelerogramas determinados a partir del espectro de Fourier. Se deben considerar los periodos convectivo e impulsivo para el caso del reservorio con agua.
7. Es recomendable tomar en cuenta el comportamiento hidrodinámico del agua si se quiere realizar un análisis no lineal, ya que considerar todo como una masa impulsiva genera demandas de ductilidad muy altas que podrían determinar que el desempeño de la estructura analizada no es adecuado.
8. Se consideró que la rótula plástica tenía una longitud de desarrollo de 0.2 veces el diámetro externo del fuste. En el análisis se dividió el fuste en longitudes equivalentes a la rótula plástica y se asignaron rótulas en los dos primeros tramos. Para el caso del reservorio R-1, se observó que para el sismo de diseño la segunda rótula siempre se mantuvo elástica; sin embargo, para el sismo máximo considerado, la segunda rótula llegó a presentar demandas de hasta tres. Con respecto al reservorio R-2, la segunda rótula presentó demandas de hasta 1.8 para el caso del sismo de diseño y de hasta 4.7 para el caso del sismo máximo considerado. Agregar una rótula más incrementaba el tiempo de análisis por acelerograma a más del doble, y considerando que se analizaron varios casos varias veces, no resultaba conveniente asignarlas. Se observó que para el sismo de diseño, la longitud de la rótula plástica es aproximadamente el valor asumido; sin embargo, para el sismo máximo creíble la longitud se puede duplicar o hasta triplicar. En ese sentido, se recomienda verificar para el sismo máximo creíble la longitud de rótula total demandada, a fin de asignar una adecuada longitud de refuerzo por corte.
9. El cálculo del diagrama momento curvatura para secciones circulares huecas puede realizarse utilizando el programa Sap2000 puesto que el procedimiento es sencillo y rápido.

5.3. Futuras líneas de investigación

1. El modelo utilizado en el análisis de reservorios elevados estudiados en la presente tesis considera la división de la masa de agua en una componente impulsiva y convectiva. Sin embargo, el estudio comparativo entre los resultados obtenidos con el modelo utilizado y un modelo más simple que considere únicamente una componente impulsiva puede ser tema de estudio futuro.

2. Se observó que para el caso del reservorio R-1, la demanda de fuerza cortante, momento volcante y desplazamiento lateral obtenidas para el análisis espectral del caso vacío, fue mayor al del análisis tiempo historia no lineal. En cambio, para el reservorio R-2, la demanda espectral estaba por debajo de la no lineal. Debido a que en el análisis espectral no influyen las propiedades no lineales del fuste, y ambos tienen periodos de vibración parecidos, se podría estudiar la influencia de considerar o no comportamiento hidrodinámico en las demandas espectrales.
3. En los análisis realizados sólo se consideraron rótulas para los dos primeros tramos del fuste. Podría hacerse un análisis que consideren más rótulas a fin de determinar la longitud de rótulas demandas para los sismos máximos considerados.
4. Realizar el análisis no lineal de los fustes considerando un modelo con elementos finitos, en el cual, se puedan incluir las aberturas y su influencia en las demandas y resistencia del fuste.
5. Usar una mayor cantidad de registros sísmicos y otras recomendaciones para el escalamiento de los acelerogramas a fin de conocer su influencia en el comportamiento de la estructura.



BIBLIOGRAFÍA

ACI 371R-08. 2008, Guide for the analysis, design, and construction of elevated concrete and composite steel-concrete water storage tanks, ACI Committee 371, Farmington Hills: American Concrete Institute, pp. 11-23.

ACI 350.3-06, 2006, Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary, ACI Committee 350, Farmington Hills: American Concrete Institute, pp. 15-29, 55-60

ASCE/ SEI 7-05, 2005, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.

ASCE 41-06, 2006, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.

ADINA, 2004, Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis, ADINA R & D, Inc, Watertown, MA 02472, USA.

Ali M., Reza S., 2012, Investigation of nonlinear sloshing effects in seismically excited tanks, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 43, Elsevier Ltd., 355-365.

ANSYS, 2004, Inc. Southpointe, 275 Technology Drive, Canonsburg, PA 15317, USA.

Ballantyne D., 1994, Minimizing Earthquake Damage: A Guide for Water Utilities, American Water Works Association.

BSSC, 2004, FEMA 450, NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, 2003, Washington, DC.

Chandrasekaran A., Krishna J., 1954, Water towers in seismic zones, Proceedings of the Third World Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda, vol. IV, pp. 161–171.

CSI Computers and Structures, Inc, 2015, Programa SAP2000 Version 17, Berkeley, California, USA.

Curadelli O., 2013, Equivalent linear stochastic seismic analysis of cylindrical base-isolated liquid storage tanks, Journal of Constructional Steel Research 83, Elsevier Ltd., pp.166-176.

European Committee for Standardization (ECS), 2008, Eurocódigo 8: design of structures for earthquake resistance, Bruselas, Bélgica.

Haroun M., Housner G., 1981, Seismic design of liquid storage tanks. ASCE Journal of Technical Councils 107 (1), pp. 191–207.

Housner G., 1963, Dynamic behavior of water tanks, Bulletin of the Seismological Society of the America 53, pp. 381–387.

Hwan K., Kyum M., Mook Y., Yong S., 2004, Seismic response of base-isolated liquid storage tanks considering fluid-structure-soil interaction in time domain, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 24, Elsevier Ltd., 839-852.

Krawinkler H y Sereviratna G., 1998, "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation", Engineering Structures, Vol20. Elsevier Science Ltd, Gran Bretaña. pp 452-464.

Kuroiwa J., 2012, "Gestión de riesgos de desastres en la región", Seminario de Promoción de la Normatividad para el diseño y construcción de edificaciones seguras Ica, Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, Perú.

Livaouglu R. y Dogangün A., 2006, Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid-structure-soil interaction, *Journal of Fluids and Structures* 22, Elsevier Ltd., pp.421-439.

Masoudi M, Eshghi S y Ghafory-Ashtiany M., 2012, "Evaluation of response modification factor R of elevated concrete tanks", *Engineering Structures* Vol39, Elsevier Ltd. Pp 199-209.

Nazari, A., 2009, Seismic response of reinforced concrete elevated water towers, Tesis de maestría, Ryerson University.

Rai D. 2003. Performance of elevated tanks in Mw 7.7 Bhuj earthquake of January 26th, 2001. *Proc. Indian Acad. Sci. (Earth Planet Sci)*, 112 N° 3, pp. 421-429, India.

Sánchez S., Vargas O., 2011, Análisis sísmico de tanques cilíndricos de almacenamiento, *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural- Artículos*, México D. F.

SEAOC Seismology Committee, 1995, "Vision 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings", *Structural Engineers Association of California*, Sacramento.

SEAOC Seismology Committee. 1966, "Recommended lateral force requirements and commentary", *Structural Engineers Association of California*, Sacramento.

Shekari M., Khaji N., Ahmadi M., 2009, A coupled BE-FE study for evaluation of seismically isolated cylindrical liquid storage tanks considering fluid-structure interaction, *Journal of Fluids and Structures* 25, Elsevier Ltd., pp.567-585.

SOLVIA, 2004. The Finite Element System for Linear and Nonlinear Analysis of Displacements, Stresses and Temperatures Under Static or Dynamic Conditions, SOLVIA Engineering AB, Suecia.

Soroushnia S., Tavousi Sh., Omidinasab F., Beheshtian N., Soroushnia S., 2011, Seismic Performance of RC Elevated Water Tanks with framed staging and Exhibition Damage Pattern, *Procedia Engineering*, Elsevier Ltd, p-3077.

Vamvatsikos D y Cornell CA., 2003, "Incremental dynamic analysis, *Earthquake Engineering Structural Dynamic* .pp 491-514.

Whittaker, 1987, Seismic Performance of Offshore Concrete Gravity Platforms, Tesis para optar por el grado de doctor en ingeniería civil, Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda.