

UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZÁN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**Respuesta Estructural de un Reservorio Elevado Tipo Intze Aporticado
Considerando Modelos Matemáticos Simples y Complejos - 2021**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

TESISTA:

Belker Fernández Espinoza

ASESOR:

Mg. Elisa Raquel Quintanilla Herrera

HUÁNUCO-PERÚ

2022

Dedicatoria

A mi abuelo Isaac Espinoza Victorio (Beto), siempre estarás en la memoria de quienes te queremos.

En memoria de mi gran amigo Yunnior German Celis Serafin.

En memoria de mis tíos Rodrigo Espinoza Celadita y Victor Fretel Celadita.

En memoria de quienes perdieron la vida en esta pandemia COVID-19; siempre los
vamos a recordar.

Agradecimiento

A mi familia por su apoyo incondicional desde el inicio; nada de esto sería posible sin ellos.

A Murakame Llanos Álvarez, mi gran amigo y maestro que me inculcó el maravilloso mundo de la Ingeniería Estructural.

A mi asesora, Mg. Elisa Raquel Quintanilla Herrera por su tiempo, dedicación y paciencia.

Resumen

En un sistema de abastecimiento de agua, los reservorios son estructuras que cumplen la función de regular la variación del caudal diario; por ello su funcionamiento no se puede ver interrumpido luego de un sismo. En el Perú, siendo un país altamente sísmico, aún no existe un código o norma para estructuras contenedoras de agua, teniendo que recurrir a normas internacionales para estos casos. En la presente tesis se estudió la respuesta estructural en un reservorio elevado aporticado tipo Intze considerando modelos matemáticos simples y complejos.

El proceso de para determinar la respuesta estructural se inició con un predimensionado y metrado de cargas. Luego de definió los modelos matemáticos empleados, en el primer grupo de modelos matemáticos simples encontramos el modelo de Chandrasekaran & Krishna (1954), el modelo de Housner (1963) y el modelo de Feijoo (1984); y en el segundo grupo de modelos matemáticos complejos se encuentra el modelo de Livaouglu & Dogangün (2006).

Los tipos de análisis sísmicos que se empleó fueron el Análisis Estático, Análisis Dinámico Modal Espectral y Análisis Dinámico Tiempo Historia; al realizar estos análisis en cada modelo matemático se determinó la respuesta estructural que viene dado por tres parámetros de medición que son la fuerza cortante en la base, el momento de volteo y el desplazamiento máximo.

Respecto al Análisis Dinámico Tiempo Historia, los acelerogramas empleados corresponden a los sismos más importantes en la historia del Perú. La metodología que se empleó para poder realizar estos análisis fue en base a normas internacionales como el ACI371R-16, ACI350.3-6 y ASCE/SEI 7-10; cabe mencionar que adicionalmente se empleó

parámetros de la norma de diseño sismorresistente E030 e investigaciones referentes al tema. El proceso de cálculo fue un proceso secuencial, coherente y probatorio.

Posteriormente, se concluyó que cada modelo matemático sometido a los análisis sísmicos mencionados presenta variaciones importantes; los resultados todos los modelos matemáticos simples fueron comparados con los resultados del modelo matemático complejo de Livaoglu & Dogangün (2006). En caso del modelo de Chandrasekaran & Krishna (1954) a pesar de que en la respuesta estructural de desplazamiento máximo el porcentaje de desviación sea considerable con respecto al modelo de Livaoglu & Dogangün (2006); las respuestas estructurales en fuerza cortante en la base y momento de volteo fueron las que menor porcentaje de error presentan, demostrando que para la determinación de estas respuestas no es necesario recurrir a un modelo matemático complejo.

El modelo de Housner (1963) fue el que presentó valores menores en las respuestas estructurales; cabe recalcar que esta formulación es la base donde se plasmaron los modelos matemáticos de Feijoo (1984) y el modelo de Livaoglu & Dogangün (2006). En cuanto al modelo de Feijoo (1984) las respuestas fueron las más conservadoras; sin embargo, en términos de periodo impulsivo y convectivo dio el resultado más próximo que al utilizar un modelo complejo.

Palabras claves: reservorio, intze, sismo.

Summary

In a water supply system, reservoirs are structures that fulfill the function of regulating the daily flow variation; therefore, their operation cannot be interrupted after an earthquake. In Peru, being a highly seismic country, there is still no code or standard for water-containing structures, having to resort to international standards for these cases. In the present thesis, the structural response of an elevated Intze type water reservoir was studied considering simple and complex mathematical models.

The process to determine the structural response started with a pre-dimensioning and load measurement. Then the mathematical models used were defined, in the first group of simple mathematical models we find the model of Chandrasekaran & Krishna (1954), the model of Housner (1963) and the model of Feijoo (1984); and in the second group of complex mathematical models we find the model of Livaouglu & Dogangün (2006).

The types of seismic analysis used were Static Analysis, Spectral Modal Dynamic Analysis and Time-History Dynamic Analysis; by performing these analyses in each mathematical model, the structural response was determined, which is given by three measurement parameters: shear force at the base, overturning moment and maximum displacement.

Regarding the Dynamic Time History Analysis, the accelerograms used correspond to the most important earthquakes in the history of Peru. The methodology used to perform these analyses was based on international standards such as ACI371R-16, ACI350.3-6 and ASCE/SEI 7-10; it is worth mentioning that parameters of the E030 seismic-resistant design standard and related research were also used. The calculation process was a sequential, coherent and evidential process.

Subsequently, it was concluded that each mathematical model subjected to the mentioned seismic analyses presents important variations; the results of all the simple mathematical models were compared with the results of the complex mathematical model of Livaoglu & Dogangün (2006). In the case of the Chandrasekaran & Krishna (1954) model, despite the fact that in the maximum displacement structural response the percentage of deviation is considerable with respect to the Livaoglu & Dogangün (2006) model; the structural responses in shear force at the base and overturning moment were those with the lowest percentage of error, demonstrating that for the determination of these responses it is not necessary to resort to a complex mathematical model.

Housner's model (1963) was the one that presented lower values in the structural responses; it should be noted that this formulation is the basis for the mathematical models of Feijoo (1984) and the model of Livaoglu & Dogangün (2006). As for the Feijoo (1984) model, the responses were the most conservative; however, in terms of impulsive and convective period it gave the closest result than when using a complex model.

Key words: reservoir, intze, earthquake.

Índice

Dedicatoria.....	2
Agradecimiento.....	4
Resumen.....	5
Summary.....	7
Índice.....	9
Lista de Figuras.....	13
Lista de Tablas.....	17
Introducción.....	18
I. Problema de Investigación.....	19
1.1. Fundamentación del Problema de Investigación.....	19
1.2. Formulación del Problema de Investigación General y Específicos.....	20
1.2.1. Problema general.....	20
1.1.1. Problemas específicos.....	20
1.3. Formulación del objetivo general y específicos.....	20
1.3.1. Objetivo General.....	20
1.3.2. Objetivos Específicos.....	21
1.4. Justificación.....	21
1.5. Delimitaciones.....	22
1.6. Formulación de hipótesis general y específica.....	22
1.6.1. Hipótesis general.....	22
1.6.2. Hipótesis específicas.....	22
1.7. Variables.....	23

	10
1.8. Definición teórica y operacionalización de variables	24
II. Marco Teórico.....	25
2.1. Antecedentes.....	25
2.2. Bases teóricas.....	26
2.2.1. Reservorios	26
2.2.2. Reservoirio Tipo Intze	32
2.2.3. Fallas en los Reservorios Elevados.....	37
2.2.4. Modelo Mecánico Equivalente	43
2.2.5. Modelos Matemáticos Simples.....	45
2.2.5.1. Modelo de Chandrasekaran & Krishna (1954).....	45
2.2.5.2. Modelo de Housner (1963).....	47
2.2.5.3. Modelo de Feijoo (1984).....	51
2.2.6. Modelos Matemáticos Complejos.....	55
2.2.6.1. Modelo de Livaouglu & Dogangün (2006).....	55
2.2.7. Análisis Sísmico Estático.....	59
2.2.8. Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral	67
2.2.9. Análisis Sísmico Dinámico Tiempo Historia	76
2.2.10. Normas Técnicas para el Análisis Sísmico de Reservorios Elevados	82
2.2.10.1. NTE E.030	82
2.2.10.2. ACI350.3-06	85
2.2.10.3. ASCE/SEI 07-10.....	89
2.2.10.4. ACI371 R-16.....	94
2.2.10.5. Elección de Norma Técnica para el Análisis Sísmico	98

2.3.	Bases conceptuales o Definición de términos básicos	98
III.	Metodología	100
3.1.	Población y selección de la muestra	100
3.2.	Nivel, tipo y diseño de estudio.....	100
3.2.1.	Nivel de investigación.....	100
3.2.2.	Tipo de investigación.....	100
3.2.3.	Diseño de la investigación	100
3.3.	Métodos, Técnicas e instrumentos	101
3.4.	Procedimiento	101
IV.	Resultados	102
4.1.	Predimensionado.....	102
4.2.	Medido de Cargas	108
4.3.	Centro de Gravedad de los Elementos	109
4.4.	Modelos Mecánico Equivalente.....	113
4.5.	Clasificación de Modelos Matemáticos	114
4.6.	Modelo de Chandrasekaran & Krishna (1954)	115
4.7.	Modelo de Housner (1963)	115
4.8.	Modelo de Feijoo (1984)	117
4.9.	Modelo de Livaoglu & Dogangün (2006)	118
4.10.	Análisis Estático.....	120
4.11.	Análisis Dinámico Modal Espectral	127
4.12.	Análisis Dinámico Tiempo Historia	137
V.	Discusión.....	141

Conclusiones	153
Sugerencias	155
Referencias Bibliográficas	156
Anexos	158

Lista de Figuras

Figura 1	27
Figura 2	29
Figura 3	30
Figura 4	31
Figura 5	31
Figura 6	32
Figura 7	33
Figura 8	34
Figura 9	35
Figura 10	35
Figura 11	38
Figura 12	39
Figura 13	40
Figura 14	41
Figura 15	42
Figura 16	43
Figura 17	44
Figura 18	45
Figura 19	47
Figura 20	48
Figura 21	49
Figura 22	51

Figura 23	52
Figura 24	54
Figura 25	55
Figura 26	56
Figura 27	57
Figura 28	58
Figura 29	62
Figura 30	64
Figura 31	65
Figura 32	66
Figura 33	67
Figura 34	73
Figura 35	74
Figura 36	76
Figura 37	77
Figura 38	78
Figura 39	92
Figura 40	102
Figura 41	105
Figura 42	105
Figura 43	106
Figura 44	107
Figura 45	109

Figura 46	110
Figura 47	111
Figura 48	114
Figura 49	114
Figura 50	115
Figura 51	117
Figura 52	118
Figura 53	119
Figura 54	120
Figura 55	122
Figura 56	123
Figura 57	125
Figura 58	126
Figura 59	126
Figura 60	127
Figura 60	128
Figura 61	129
Figura 63	130
Figura 64	131
Figura 65	131
Figura 66	132
Figura 67	133
Figura 68	134

Figura 69	135
Figura 70	135
Figura 71	136
Figura 72	136
Figura 65	137
Figura 66	137
Figura 67	138
Figura 68	138
Figura 77	139
Figura 78	140
Figura 79	140
Figura 80	146
Figura 81	147
Figura 82	148
Figura 83	148
Figura 84	149
Figura 85	150
Figura 86	151
Figura 87	151
Figura 88	152
Figura 89	152

Lista de Tablas

Tabla 1	23
Tabla 2	24
Tabla 3	50
Tabla 4	82
Tabla 5	83
Tabla 6	86
Tabla 7	86
Tabla 8	90
Tabla 9	90
Tabla 10	93
Tabla 11	94
Tabla 12	104
Tabla 13	108
Tabla 14	113
Tabla 15	141
Tabla 16	142
Tabla 17	142
Tabla 18	143
Tabla 19	144
Tabla 20	144
Tabla 21	145
Tabla 22	146

Introducción

El funcionamiento de un sistema de abastecimiento de agua es fundamental para el desarrollo y progreso de una ciudad, dentro de este sistema encontramos a los reservorios, cuya función es regular y compensar la variación de consumo; estos reservorios pueden clasificarse por su nivel como enterrados (cisternas), apoyados y elevados. En zonas llanas o costeras para alcanzar la presión requerida en el diseño del sistema de abastecimiento es de uso común recurrir a plantear reservorios elevados. Por tanto, los reservorios elevados son estructuras de vital importancia, cuyo funcionamiento no puede verse afectado bajo ningún evento externo.

El Perú está situado en una zona altamente sísmica; existiendo estructuras importantes que no pueden quedar inoperativos luego de ocurrido este fenómeno natural, dentro de estas estructuras están los reservorios elevados. En el sismo de Pisco del 2007 se registró daños en reservorios elevados, dejando de abastecer agua en puntos importantes de la zona afectada. Sin embargo, la norma de diseño sismorresistente vigente del año 2018 no contempla en su contenido el proceso y metodología para el análisis y diseño sísmico de estas estructuras.

Por consiguiente, el objetivo general de la tesis fue determinar la respuesta estructural de un reservorio elevado tipo Intze apoyado considerando modelos matemáticos simples y complejos; para ellos se tuvo que cumplir los objetivos específicos y estando dentro de estas establecer una metodología para el análisis sísmico de reservorios elevados tipo Intze con pedestal tipo apoyado. Además, se consideró modelos matemáticos simples y complejos para poder realizar un análisis comparativo de dichas respuestas estructurales.

I. Problema de Investigación

1.1. Fundamentación del Problema de Investigación

“Actualmente cerca de la quinta parte de la población mundial enfrenta problemas de escasez de agua y una cifra similar enfrenta problemas de recorte de dicho suministro debido a que carecen de la infraestructura necesaria para tomar agua de ríos o acuíferos, para muchos países el desafío la escasez de agua representa el problema más importante para el desarrollo socioeconómico y humano en general” (UNESCO 2015. *Abordar la escasez y la calidad del agua*. <https://es.unesco.org/themes/garantizar-suministro-agua/hidrologia/escasez-calidad>).

“El Perú es uno de los ocho países con más agua en el mundo. Pero también es uno de los más vulnerables a la escasez hídrica para el 2030” (Macera, D. 26 de marzo de 2018. *El Comercio*. <https://elcomercio.pe/economia/dia-1/agua-persiste-brecha-acceso-peru-noticia-507342>).

En las zonas costeras y llanas del Perú la falta de agua es un problema que se va agravando a medida que la población crece; por eso, es necesario contar con un sistema de abastecimiento que contemple dicha problemática.

Dentro de las componentes del esquema de abastecimiento de agua encontramos los reservorios de agua, que son estructuras esenciales para el funcionamiento adecuado de este sistema, en zonas accidentadas es común encontrarlos en los terrenos más elevados, la presión es mayor, el problema radica en las zonas llanas y costeras donde la ubicación de estos reservorios se ve limitado por la topografía del terreno que generalmente es plano (Arocha, 1980). El reservorio elevado se presenta como alternativa de solución para alcanzar la presión requerida reglamentaria.

Finalmente, al no existir un estudio específico que incluya la metodología para determinar la respuesta estructural de un reservorio elevado tipo Intze considerando modelos matemáticos simples y complejos, conlleva a plantear la siguiente interrogante:

¿Cuáles son los valores de la respuesta estructural para un reservorio elevado tipo Intze aporticado considerando modelos matemáticos simples y complejos?

1.2. Formulación del Problema de Investigación General y Específicos

1.2.1. Problema general

- ¿Cuál es la respuesta para un reservorio elevado tipo Intze aporticado considerando modelos matemáticos simples y complejos?

1.1.1. Problemas específicos

- ¿Cuál es la metodología para realizar el análisis sísmico de un reservorio elevado tipo Intze aporticado?
- ¿Cuáles son los valores para el análisis sísmico de un reservorio elevado tipo Intze aporticado considerando modelos matemáticos simples?
- ¿Cuáles son los valores para el análisis sísmico de un reservorio elevado tipo Intze aporticado considerando modelos matemáticos complejos?
- ¿Cuáles son los valores de la respuesta para un reservorio elevado tipo Intze aporticado considerando modelos complejos para un contenedor vacío?

1.3. Formulación del objetivo general y específicos

1.3.1. Objetivo General

- Determinar la respuesta estructural de un reservorio elevado tipo Intze aporticado considerando modelos matemáticos simples y complejos.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Establecer una metodología para el análisis sísmico de un reservorio elevado tipo Intze aporticado
- Determinar los valores para el análisis sísmico de un reservorio elevado tipo Intze aporticado considerando modelos matemáticos simples.
- Determinar los valores para el análisis sísmico de un reservorio elevado tipo Intze aporticado considerando modelos matemáticos complejos.

1.4. Justificación

El Gobierno actual del Perú tiene como una de sus prioridades solucionar el problema de agua y saneamiento, por lo que es necesario abordar estudios que garanticen el funcionamiento de todas las estructuras que componen un sistema de abastecimiento de agua, siendo el reservorio elevado uno de los principales componentes de este sistema.

En las zonas costeras o planas las presiones que se alcanzan desde la fuente de abastecimiento hasta el reservorio son relativamente bajas, por tanto, el planteamiento de estas estructuras es frecuente como alternativa de solución, ante un evento sísmico estos elementos deberán permanecer activos, por ser de vital importancia para el abastecimiento de agua para la población. El sismo del año 2007 en la ciudad de Pisco mostró resultados distintos a lo esperado, existiendo daños en los reservorios elevados, quedando mucho de ellos inoperativos.

Es por ello que en el presente estudio se buscó hallar la respuesta estructural de un reservorio elevado tipo Intze aporticado considerando modelos matemático simples y complejos, actualmente en el Perú no se implementa alguna norma que oriente al análisis y diseño de este tipo de estructuras.

1.5. Delimitaciones

- La presente investigación está limitado solamente al estudio de un Reservoirio elevado tipo Intze con soporte tipo aporticado ubicado en una zona de sismicidad (Zona 4), con fines de evaluación de las respuestas estructurales más críticas.
- No de abarcará el análisis no lineal estático y dinámico.
- El reservoirio elevado en consideración para los distintos análisis sísmicos deberá cumplir los requisitos de “Regular” según la RNE E.030 – 2018.
- La investigación se enmarca en los modelos numéricos más no en el ensayo a escala de modelos en laboratorio.
- Los valores de respuesta estructural se delimitan a valores de momento de volteo, fuerza cortante y desplazamiento.
- La clase de sitio (tipo de suelo) es clase B correspondiente a una roca, establecido en la norma ASCE/SEI 07-10.

1.6. Formulación de hipótesis general y específica

1.6.1. Hipótesis general

- La respuesta estructural para un reservoirio elevado tipo Intze aporticado está directamente relacionada con el tipo de modelo matemático.

1.6.2. Hipótesis específicas

- La metodología para el análisis sísmico en un reservoirio elevado tipo Intze aporticado es un proceso secuencial que sigue parámetros y normas internacionales.
- Los valores de la respuesta estructural para un reservoirio elevado tipo Intze aporticado usando un modelo matemático simplificado en un análisis sísmico son valores mayores o más conservadores.

- Los valores de la respuesta estructural para un reservorio elevado tipo Intze aporticado usando un modelo matemático complejo en un análisis sísmico son valores menores o menos conservadores.

1.7. Variables

Tabla 1

Sistema de Variables, Subvariables e Indicadores

Variables		Sub Variables		Indicadores	Unidad
Variable Independiente	Modelo Matemático	Modelo Matemático Simple	Modelo Matemático de Chandrasekaran & Krishna (1954)	Grados de Libertad	---
			Modelo Matemático de Housner (1963)	Grados de Libertad	---
			Modelo Matemático de Feijoo (1984)	Grados de Libertad	---
		Modelo Matemático Complejo	Modelo Matemático de Livaouglu & Dogangün (2006)	Grados de Libertad	---
Variable Dependiente	Respuesta Estructural	Momentos de Volteo		Momento	kgf.m
		Fuerza Cortante en la Base		Fuerza	kgf
		Desplazamientos		Fuerza	kgf
Variable Interviniente	Análisis Sísmico	Análisis Sísmico Estático		Fuerza Desplazamiento Distorsión	kgf mm ---
		Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral		Aceleración Desplazamiento Distorsión	m/s ² mm ---
		Análisis Sísmico Dinámico Tiempo Historia		Aceleración Tiempo Dirección del Sismo Fecha Lugar	m/s ² s --- --- ---

1.8. Definición teórica y operacionalización de variables

Tabla 2

Sistema de Variables, Definición Teórica y Operacional

Variables		Sub Variables		Definición Teórica	Definición Operacional
Variable Independiente	Modelo Matemático	Modelo Matemático Simple	Modelo Matemático de Chandrasekaran & Krishna (1954)	Formas de representar la estructura, la complejidad depende del número de grados de libertad que se asuma.	Los modelos matemáticos indican las formas en que se pueda representar una estructura para su posterior análisis.
			Modelo Matemático de Housner (1963)		
			Modelo Matemático de Feijoo (1984)		
		Modelo Matemático Complejo	Modelo Matemático de Livaouglu & Dogangün (2006)		
Variable Dependiente	Respuesta Estructural	Momentos de Volteo		Resultado que se puede calcular en la estructura al ser sometido a algún tipo de excitación.	Parámetros de medición de resultados, representados en momentos de volteo, fuerza cortante y desplazamiento.
		Fuerza Cortante en la Base			
		Desplazamientos			
Variable Interviniente	Análisis Sísmico	Análisis Sísmico Estático		Estudio del comportamiento de las estructuras ante un evento sísmico. Estableciendo parámetros mínimos para poder resistir estas sollicitaciones.	Incluir efectos de sismo en la estructura, depende del tipo de análisis sísmico.
		Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral			
		Análisis Sísmico Dinámico Tiempo Historia			

II. Marco Teórico

2.1. Antecedentes

El concepto análisis de reservorios elevados como un modelo matemático simplificado de masa concentrada fue propuesto por primera vez por Chandrasekaran & Krishna (1954). Este modelo matemático propuesto de un grado de libertad, indica que la situación más perjudicial para el comportamiento ante un evento sísmico era cuando el reservorio estaba completamente lleno. Así mismo, se indica que el diseño de las paredes del reservorio se debe realizar con la condición hidrostática, ya que la magnitud de las presiones hidrodinámicas era una fracción de aquella (Huaranga, 2015).

Housner (1963), presentó un estudio del efecto hidrodinámico del agua, donde propuso que si el reservorio está totalmente lleno o vacío el modelo de un grado de libertad de Chandrasekaran & Krishna (1954) era válido; sin embargo, si se tiene una superficie libre o el reservorio está semi lleno, existirá un movimiento oscilatorio (*sloshing*) del agua durante el evento sísmico. Este modelo matemático simplificado cuyo estudio determina que el agua contenida puede representarse por medio de dos masas, dos grados de libertad, la primera que es la masa impulsiva, que acompaña el movimiento del reservorio y que está conectada rígidamente a este; la segunda es la masa convectiva, que corresponde al movimiento oscilatorio.

Feijoo (1984) planteó un modelo matemático simplificado de masas concentradas equivalentes. Salinas (1996), indica que el modelo de Rivera (1984) es un modelo que reemplaza la rigidez de la masa convectiva propuesto por Housner (1963) en un resorte equivalente. La estructura de soporte es idealizada como una serie de masas con rigideces equivalentes a su altura, por lo tanto, representa un modelo matemático simplificado de varios grados de libertad. En dicho estudio se obtuvo valores mayores de corte y volteo en el caso donde el reservorio

estuviese lleno considerando el comportamiento hidrodinámico del agua, la estructura de soporte que se empleó fue de muros estructurales (fuste).

Livaouglu & Dogangün (2006), hizo comparaciones entre modelos matemáticos simplificados y modelos matemáticos complejos de elementos finitos, sometidos a un análisis modal con respuesta espectral. En referencia al modelo matemático complejo de elementos finitos, este se basa en el estudio de Housner (1963) para modelar el agua por medio de dos masas unidas a la estructura contenedora, las propiedades y formas de integrar todos estos parámetros en un modelo de elementos finitos se encuentran en dicho estudio.

Estudios más recientes como el de Quispe (2014), donde realizó el análisis sísmico de un reservorio elevado Intze con soporte tipo fuste, comparó la respuesta estructural usando el modelo matemático de Feijoo (1984) y el modelo matemático de Livaouglu & Dogangün (2006), donde los momentos de volteo que se obtuvieron fueron de valores muy aproximados empleando ambos modelos.

Así mismo; Huaranga (2015), calculó la respuesta estructural de dos reservorios elevados Intze con soporte tipo fuste (muros de concreto armado) en el que realizó el análisis sísmico no lineal estático y el análisis sísmico no lineal dinámico. En este estudio de utilizó el modelo matemático de Feijoo (1984) y el modelo matemático de Livaouglu & Dogangün (2006).

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Reservorios

Según Quispe (2014), los reservorios o tanques son estructuras principalmente diseñadas y construidos para almacenar fluidos tal como el agua en un sistema de abastecimiento. Así mismo, los reservorios son usados para almacenar combustibles o productos químicos en las plantas de licuefacción (pág. 3).

El esquema que se muestra en la Fig.1 los componentes mínimos o tradicionales para un sistema de abastecimiento de agua; lo conforman la fuente de abastecimiento, la obra de captación, línea de aducción, estanque de almacenamiento o reservorio, estación de bombeo, línea de bombeo, planta de tratamiento y las redes de distribución.

Figura 1

Esquema de Sistema de Abastecimiento de Agua



Nota. Reproducida de Ciclo Integral de Gestión del Agua, de Central Consorcio do Louro, s.f. (www.consorciodolouro.es).

Arocha (1980), explica que en un sistema de abastecimiento de agua los reservorios cumplen un rol importante para el funcionamiento hidráulico del sistema. Además, los reservorios cumplen tres propósitos fundamentales que son: compensar las variaciones de los consumos que se producen durante el día, mantener las presiones de servicio en la red de distribución y mantener almacenada cierta cantidad de agua para atender situaciones de emergencia. (pág. 77)

El dimensionamiento de un reservorio está condicionado principalmente por tres factores: capacidad de almacenamiento, ubicación y tipo de reservorio. (Arocha, 1980, pág. 77)

La capacidad de almacenamiento del reservorio depende principalmente de dos factores: compensación de variaciones horarias y volumen de emergencia para incendios. La compensación de variaciones horarias deberá ser calculada a partir de un diagrama de masas correspondiente a las variaciones horarias de la demanda, pero al no existir estos datos la Norma Técnica de Almacenamiento de Agua para el Consumo Humano OS .030, indica que se adoptará un valor promedio para el consumo, denominado gasto promedio de consumo (Q_p). El reservorio debe permitir que las demandas máximas que se producen en los consumos sean satisfechas para las 24 horas del día. El valor de Q_p se calcula según la Ec. (1).

$$Q_p = \frac{(P_f).(D)}{86400} \quad (\text{Ec. 1})$$

Donde:

P_f : Población futura, dependerá del periodo de diseño (hab.)

D : Dotación (l/hab/día)

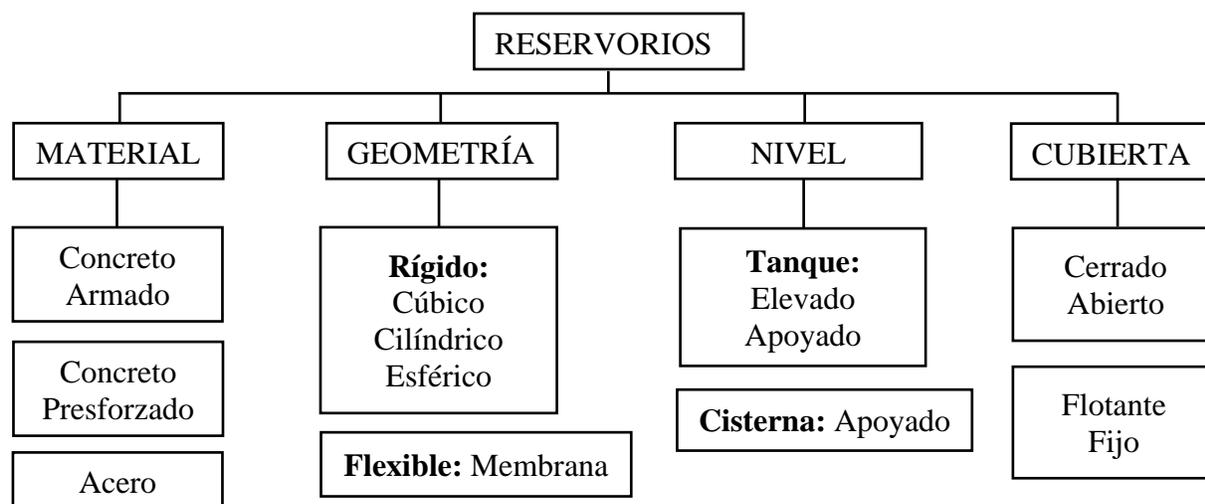
En la norma OS .030 se estipula que el gasto de agua de emergencia para incendios estará incluido en el gasto doméstico. Por tanto, este volumen no deberá ser incluido para el volumen final de almacenamiento. Además, el volumen de regulación del reservorio es calculado como el 25% de la capacidad de almacenamiento que produce el gasto promedio de consumo (Q_p) en un periodo de 24 horas.

La ubicación del reservorio está determinada principalmente por la necesidad y conveniencia de mantener presiones en la red dentro de los límites de servicio que establece las normas (Arocha, 1980).

Los reservorios pueden ser clasificados de acuerdo al material predominante, geometría, nivel del contenedor o el tipo de cubierta. En la Fig.2 se aprecia un esquema de clasificación para los reservorios. El reservorio tipo Intze presenta una geometría flexible tipo membrana.

Figura 2

Clasificación de Reservorios



Nota. Adaptada de Clasificación de Reservorios, de Masías Guillen Estructuras, s.f.,

(www.estructuras.info).

En la Fig.3 se observa un reservorio cilíndrico de concreto armado el nivel del tanque es apoyado.

Figura 3*Reservorio Cilíndrico Apoyado de Concreto Armado*

Nota. Reproducida de Reservorio Cilíndrico Apoyado, de Radio Santa Mónica, s.f., (www.radiosantamonica.org/la-mayoria-de-poblacion-del-ambito-rural-del-distrito-de-chota-consume-agua-contaminada/).

La Fig. 4 muestra un reservorio elevado cuya estructura de soporte y almacenamiento son de acero, la capacidad de este reservorio es de 500m³. En la Fig.5 se puede ver un reservorio de agua enterrado cuyo material predominante en el acero.

Figura 4

Reservorio de Acero para Almacenar Gases



Nota. Reproducida de Obtenido de Envase grande LIN del tanque del ISO, de China Aire, s.f., (www.spanish.air-separationplant.com/sale-5864174-large-iso-tank-container-lin-lar-liquid-nitrogen-storage-tank-200m3-50000m3.html).

Figura 5

Reservorio Enterrado para Almacenar Agua



Nota. Reproducida de Tanque enterrado, de Aqua Oriente, s.f., (www.aquaoriente.com/tanques-enterrados.html).

2.2.2. Reservoirio Tipo Intze

El nivel del reservorio es directamente condicionado por la topografía que presenta el terreno; por lo que, en zonas planas será necesario plantear en el esquema de abastecimiento de agua el uso de uno o más reservorios elevados. El reservorio elevado está conformado principalmente por dos partes: el soporte y el reservorio.

Uno de los tipos de reservorios más utilizados es el tipo Intze con soporte tipo fuste o muros de concreto armado tal como se muestra la Fig.6, que es un reservorio ubicado en la ciudad de Huánuco.

Figura 6

Reservorio Elevado Tipo Intze con Soporte Tipo Fuste



El reservorio tipo Intze planteado por el profesor alemán Otto Intze (1843-1904), presenta una disposición geométrica de los elementos estructurales, priorizando que estos en su mayoría trabajen a esfuerzos de compresión, dando como resultado paredes relativamente delgadas (Huamani, 2015).

En la Fig.7 se observa un reservorio elevado tipo Intze con soporte tipo aporticado, cuya escalera está integrado al sistema estructural.

Figura 7

Reservorio Elevado de Concreto Armado con Soporte Tipo Aporticado



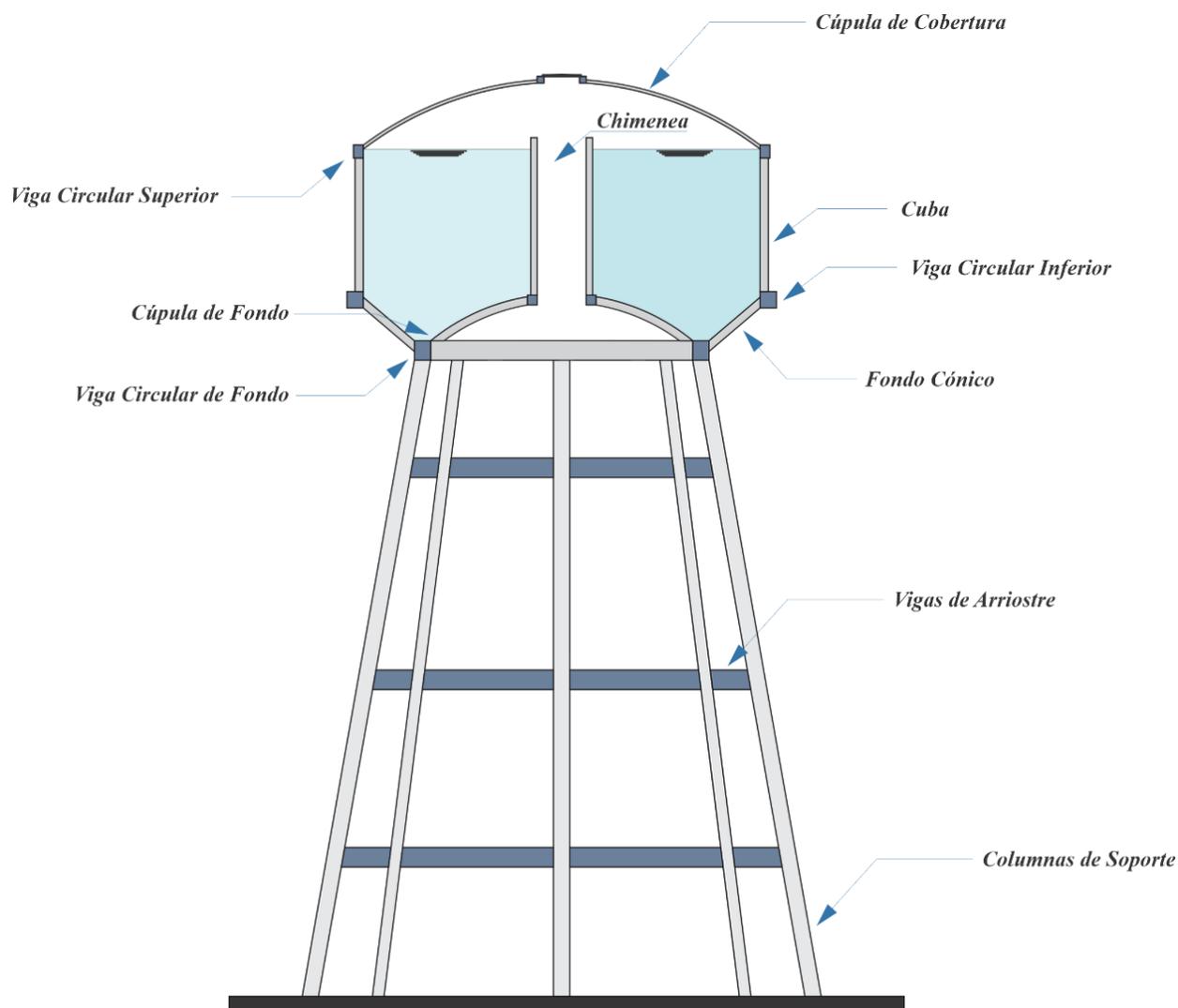
Nota. Reproducida de Tanque elevado, de Tribuna Campeche, 2014.,

(<http://tribunacampeche.com/municipios/2014/12/22/peligroso-tanque-de-agua-en-la-calle-15/>).

La estructura de un reservorio elevado tipo Intze con soporte tipo aporticado, tal como lo muestra la Fig.8, está conformado por: columnas de soporte, vigas de arriostre, fondo cónico, viga circular de fondo, cúpula de fondo, viga circular inferior, cuba, viga circular superior, chimenea y cúpula de cobertura.

Figura 8

Componentes Estructurales de un Reservorio Elevado Tipo Intze con soporte aporticado



Estos depósitos deben dimensionarse de tal manera que se anulen los empujes sobre la viga circular de fondo (aquella que une la pared del fondo cónico con la cúpula de fondo); es decir, que se equilibren las componentes longitudinales (las que siguen la dirección del perfil) de las presiones de la cúpula y del voladizo cónico (Patel et al., 2014). En la Fig.9 y Fig.10 se muestra el esquema para equilibrio de empujes en la viga circular de fondo.

Figura 9

Equilibrio de Empujes Sobre la Viga Circular de Fondo

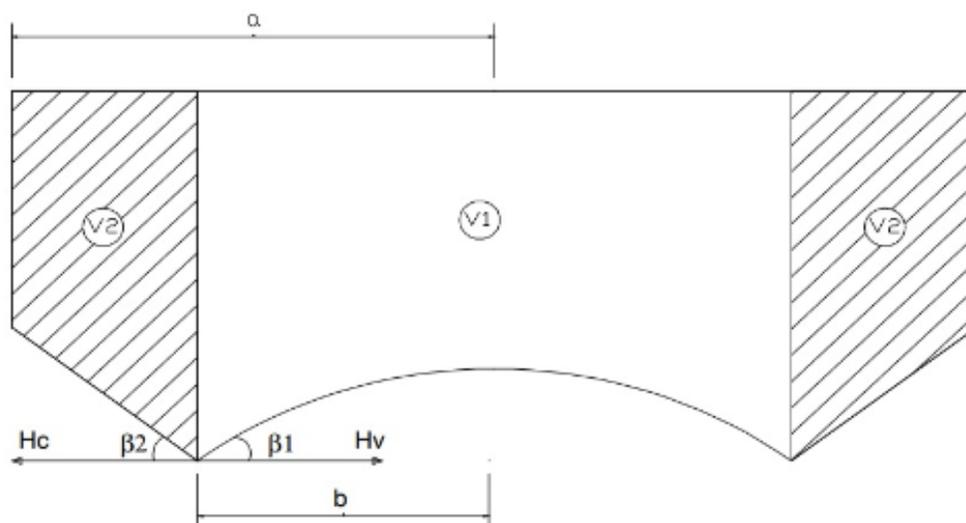
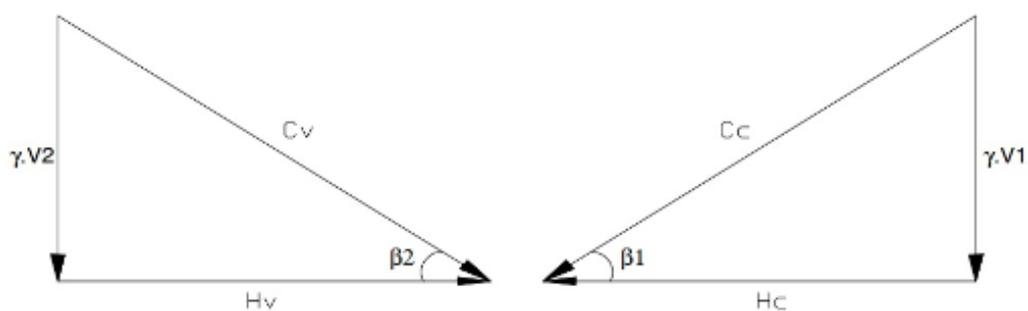


Figura 10

Representación Vectorial de Empujes Sobre la Viga Circular de Fondo



Donde:

V_1 : Volumen sobre la cúpula esférica.

V_2 : Volumen sobre la cúpula cónica.

β_1 : Ángulo interior formado por la horizontal y la tangente a la curva esférica.

β_2 : Ángulo exterior formado por la horizontal y el fondo cónico.

C_v : Presión del voladizo cónico.

C_c : Presión de la cúpula esférica.

γ : Peso específico del agua.

Según la Fig. 8 la presión C_v y C_c en toda la longitud $2.\pi.b$ son:

$$C_c = \gamma \cdot \frac{V_1}{\text{sen}(\beta_1)} \quad (\text{Ec. 2})$$

$$C_v = \gamma \cdot \frac{V_2}{\text{sen}(\beta_2)} \quad (\text{Ec. 3})$$

Las componentes horizontales serán:

$$H_c = C_c \cdot \cos(\beta_1)$$

$$H_c = \left(\gamma \cdot \frac{V_1}{\text{sen}(\beta_1)} \right) \cdot \cos(\beta_1) \quad (\text{Ec. 4})$$

$$H_v = C_v \cdot \cos(\beta_2)$$

$$H_v = \left(\gamma \cdot \frac{V_2}{\text{sen}(\beta_2)} \right) \cdot \cos(\beta_2) \quad (\text{Ec. 5})$$

Por equilibrio, el fondo tipo Intze debe cumplir:

$$H_c = H_v \quad (\text{Ec. 6})$$

Por lo que igualando la Ec. (4) y Ec. (5) se obtiene:

$$\frac{V_1}{\tan(\beta_1)} = \frac{V_2}{\tan(\beta_2)} \quad (\text{Ec. 7})$$

2.2.3. Fallas en los Reservorios Elevados

Las fallas que se puedan presentar en los reservorios elevados tienen consecuencias económicas que superan el costo de reparación de dicha estructura, la mayor parte de los reservorios elevados son contenedoras de agua, por lo que al quedar fuera de servicio el impacto será mayor para la población afectada (Huaranga, 2015).

En la Fig. 11 se observa el deterioro de un reservorio elevado ubicado en la provincia del Callao, Perú. La condición actual de dicho reservorio muestra un deterioro en la cúpula, teniendo en cuenta que dicha estructura tiene más de 40 años desde su construcción. La condición de falla fue en un estado de servicio y posiblemente por problemas patológicos del concreto.

Figura 11*Falla de Cúpula de Reservorio Elevado*

Nota. Reproducida de Tanque d Agua pone en Peligro a Vecinos ante posible terremoto, de Diario La República, 2017, (www.larepublica.pe/sociedad/1105526-callao-tanque-de-agua-se-desplomaria-ante-un-terremoto/)

En la Fig.12, Rai (2003) muestra el estado de colapso de un reservorio elevado aporticado en la ciudad Bhachau después del sismo de Bhuj del 2001 con una magnitud de $M=8.1$.

Figura 12*Colapso de Reservorio Elevado Aporticado en la Ciudad de Bhachauluego*

Nota. Reproducida de Severe damage to similar staging required that the water tank be pulled down in Bhachau., de Drugesh Rai, 2003, Performance of elevated tanks in Mw 7.7 Bhuj earthquake of January 26th, 2001.

Así mismo, en la Fig.13 se observa el colapso de un reservorio elevado con soporte tipo fuste de 265m^3 en la ciudad de Chobari, el reservorio estaba medio lleno cuando ocurrió el sismo, según lo indica la investigación. La posible falla es un excesivo momento de volteo en una estructura que cuenta con poca redundancia estructural como es el caso de un soporte de muros de concreto armado (Rai, 2003).

Figura 13*Colapso de Reservorio Elevado en la Ciudad de Chobari*

Nota. Reproducida de Collapsed 265 kL water tank in Chobari village about 20 km from the epicenter, de Drugesh Rai, 2003, Performance of elevated tanks in Mw 7.7 Bhuj earthquake of January 26th, 2001.

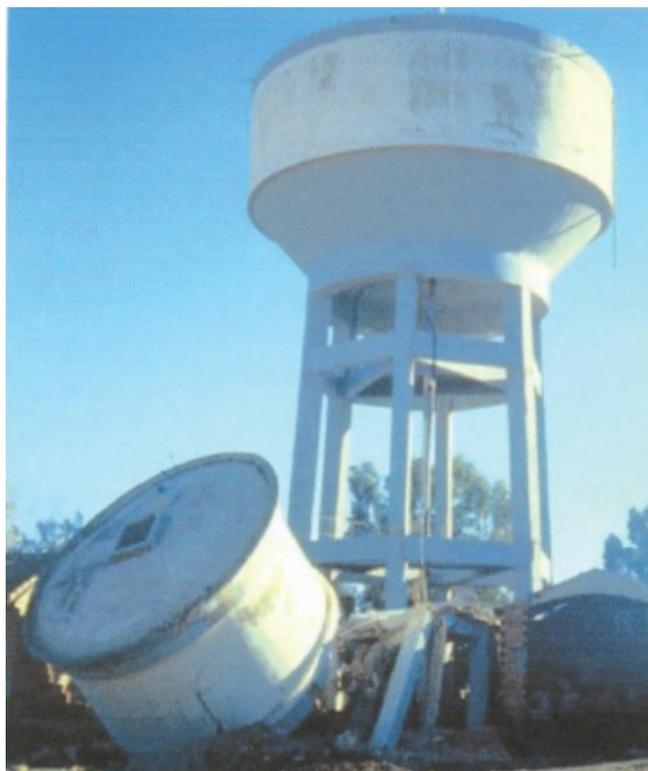
Según indica Hernández et. al. (2017), el exceso de momento de volteo en reservorios elevados es la más común de las fallas en elementos que tienen un comportamiento de péndulo invertido que es característico por tener la mayor masa en la parte superior de dicha estructura; además, la redundancia y sobre resistencia estructural de los reservorios elevados son claramente menores a las edificaciones

Además, Rai (2003) estudió el desempeño estructural de reservorios elevados luego de ocurrido el sismo, llegando a la conclusión de que el factor de reducción sísmica $R=3$ que establecía la norma de su país, era un valor exagerado en comparación a la normativa internacional IBC2000 que recomendaba un factor de reducción sísmica $R=1$.

En la Fig.14 se observa que luego de ocurrido el sismo de El-Asnam 1980 $M=7.2$ en Argelia, el reservorio elevado con soporte aporticado colapsó por una falla de torsión del contenedor. Es conocido que en una estructura regular como los reservorios es necesario que el centro geométrico, el centroide y centro de rigidez coincida en un mismo punto, pero elementos no concebidos en el diseño como la escalera y la mala ejecución de la construcción conlleva a que exista una excentricidad generando un momento torsor grande (Soroushina et al., 2011).

Figura 14

Colapso de reservorio elevado luego de sismo El-Asnam $M=7.2$ en Argelia



Nota. Reproducida de Failure of the reinforced concrete supporting tower of an elevated reinforced concrete water tank during the 1980 ElAsnam Earthquake, de Soroushina et al., 2011, Seismic Performance of RC Elevated Water Tanks with Frame Staging and Exhibition Damage Pattern.

En la Fig.15 se muestra la falla en un reservorio elevado con soporte aporticado en Chile luego del sismo de 1960 $M=8.5$. La falla que se observó fue de esfuerzos excesivos a corte en las uniones de viga – columna (Soroushina et al., 2011).

Figura 15

Estado de reservorio elevado luego de sismo 1960 Chile $M=8.5$



Nota. Reproducida de Elevated water tank with 50 m³ capacity in May 22nd, 1960, Chile earthquake (PEER), de Soroushina et al., 2011, Seismic Performance of RC Elevated Water Tanks with Frame Staging and Exhibition Damage Pattern.

En el plano nacional, Kuroiwa (2012), muestra el estado de un reservorio elevado con soporte multicolumna o aporticado, Fig.16, luego de ocurrido el sismo en la ciudad de Pisco $M=8.0$ en el año 2007. La falla es originada por el mal diseño y detallado de los encuentros de vigas – columnas.

Figura 16

Falla en extremos de vigas y columnas de reservorio elevado en Pisco



Nota. Reproducida de Pisco-Tanque Elevado Dañado (R-1) 1500 m³, de Julio Kuroiwa, 2012, Gestión de Riesgos de Desastres en la Región.

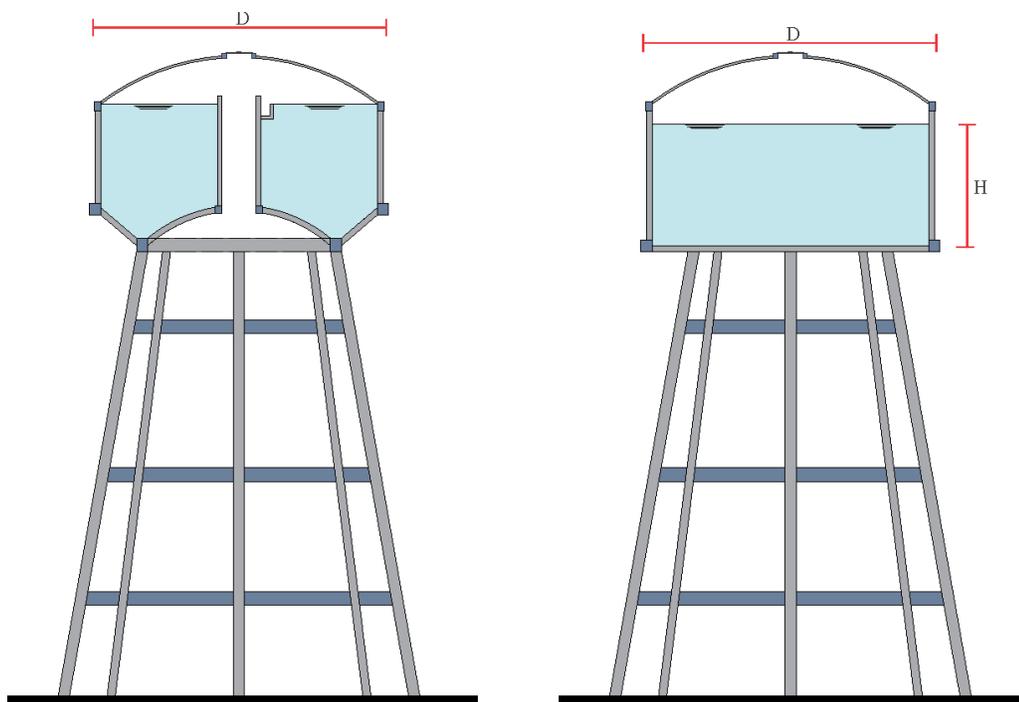
2.2.4. Modelo Mecánico Equivalente

Los parámetros de los modelos simples o simplificados están basados en reservorios circulares y rectangulares. Para reservorios de otras formas deberá corresponder un reservorio cilíndrico equivalente del mismo volumen, diámetro y altura (Quispe, 2014).

En la Fig.17 se puede observar el modelo mecánico equivalente para un reservorio elevado tipo Intze con soporte tipo aporticado.

Figura 17

Modelo mecánico equivalente para un reservorio tipo Intze.



De la igualdad de volúmenes de estos reservorios se obtiene la altura de agua del reservorio cilíndrico equivalente.

$$H = \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot D^2} \quad (\text{Ec. 8})$$

Donde:

V : Volumen de almacenamiento del contenedor.

D : Diámetro interior del reservorio.

H : Altura de agua del contenedor equivalente.

2.2.5. Modelos Matemáticos Simples

2.2.5.1. Modelo de Chandrasekaran & Krishna (1954).

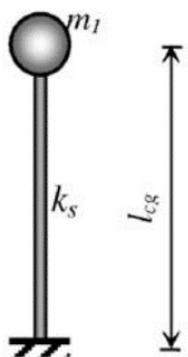
El concepto análisis de reservorios elevados como un modelo matemático simple o simplificado de masa concentrada fue propuesto por primera vez por Chandrasekaran & Krishna (1954). Este modelo propuesto de un grado de libertad, indica que el estado más perjudicial para el comportamiento sísmico era cuando el reservorio 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” (Huaranga, 2015, pág. 10).

En la Fig.18 se representa el modelo de Chandrasekaran & Krishna (1954), donde l_{cg} es la distancia desde la base hasta el centroide del contenedor (reservorio) de agua y k_s es la rigidez lateral de la estructura de soporte. La masa m_l es la masa resultante de sumar la masa del recipiente vacío, una fracción del peso propio de la estructura de soporte (dos tercios del peso de la estructura de soporte se recomienda en el ACI 371R) y la masa total del agua.

Figura 18

Modelo matemático simplificado de Chandrasekaran & Krishna (1954).



Nota. Reproducida de single lumped-mass model, de Livaoglu y Dogangün, 2006, Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid–structure–soil interaction.

Donde:

k_s : Rigidez lateral de la estructura de soporte.

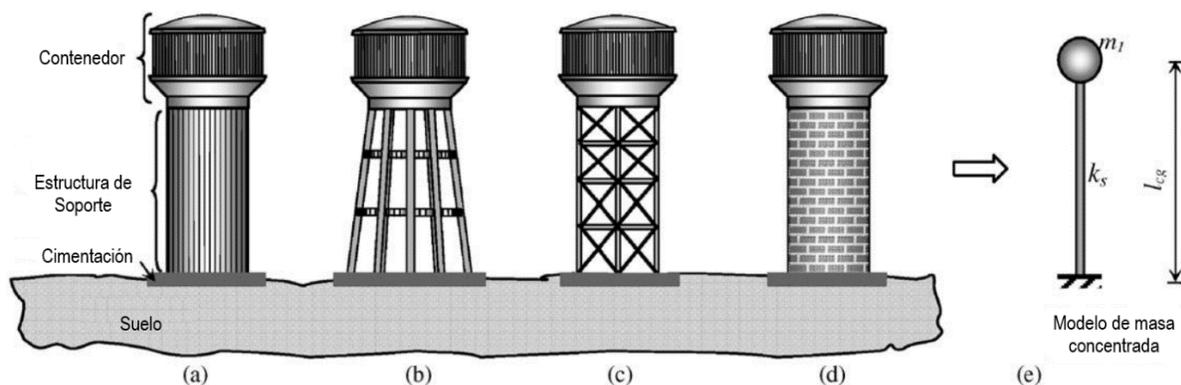
m_I : Resultante de sumar la masa del recipiente vacío, dos tercios de la estructura de soporte y la masa total del agua.

l_{cg} : Distancia desde la base hasta el centroide del contenedor

Para poder representar un modelo simplificado se debe tomar en consideración la estructura de soporte. La ductilidad y la capacidad de absorción de energía son principalmente regulados por la estructura de soporte, esto es importante para el análisis sísmico de reservorios elevados. En este modelo se asume que el soporte tiene una rigidez uniforme a lo largo de su altura. En la Fig.19 se observa el modelo simplificado para distintos tipos de estructuras de soporte (Livaouglu & Dogangün, 2006). Los reservorios elevados pueden tener diferentes tipos de estructura de soporte que puede ser: a) Reservorio con muros de concreto armado, b) Reservorio con pórtico de concreto armado, c) Reservorio con estructura de acero estructural o d) Reservorio con muros de albañilería.

Figura 19

Modelo matemático simplificado para distintos tipos de reservorios elevados.



Nota. Reproducida de Elevated tanks and the single lumped-mass model, de Livaouglu y Dogangün, 2006, Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid–structure–soil interaction.

2.2.5.2. Modelo de Housner (1963).

George W. Housner, estudió el comportamiento hidrodinámico del agua, donde propuso que: “Si el reservorio está completamente lleno de agua o vacío se comporta como una estructura con una sola masa” (Huaranga, 2015, pág. 10).

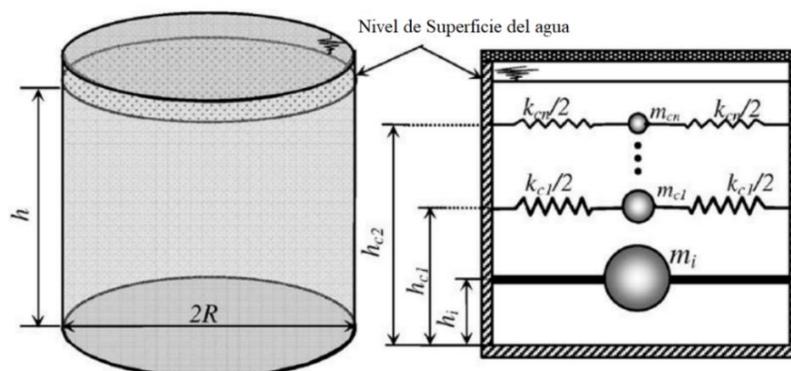
Sin embargo, si se tiene una superficie libre o el reservorio está semi lleno, existirá un movimiento oscilatorio (*sloshing*) del agua durante el evento sísmico.

En la Fig. 20, Livaouglu & Dogangün (2006), muestra un modelo mecánico equivalente en el cual comportamiento hidrodinámico del fluido en el recipiente es representado por dos masas; la primera es la masa impulsiva (m_i), que acompaña el movimiento del reservorio y que está conectada rígidamente a este. La segunda es la masa convectiva (m_c), que corresponde al

movimiento oscilatorio o *sloshing*, R es el radio interno del reservorio, k_c es la rigidez del resorte de la masa convectiva, h_i es la altura la masa impulsiva, h_c es la altura de la masa convectiva y h es la altura del fluido. Haciendo referencia al modelo de Housner (1963).

Figura 20

Modelo mecánico equivalente incluyendo en Modelo de Housner (1963).



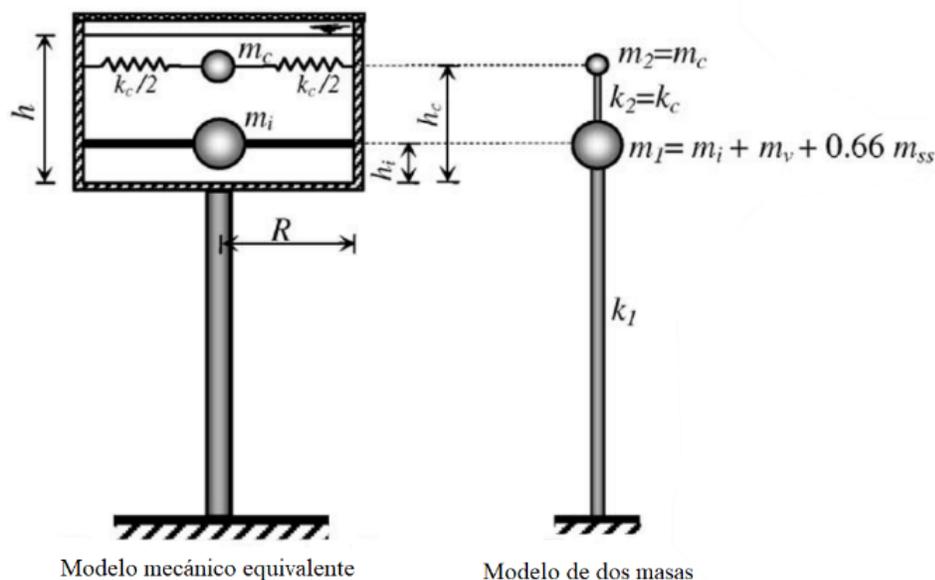
Nota. Reproducida de Spring-mass analogy for ground supported cylindrical tank, de Livaoglu y Dogangün, 2006, Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid–structure–soil interaction.

Según, Livaoglu & Dogangün (2006) aunque sólo se puede considerar la primera masa convectiva, también pueden incluirse masas convectivas adicionales en modo superior para los tanques apoyados por tierra (Fig.20). Una sola masa convectiva se utiliza generalmente para el diseño práctico de los tanques elevados y modos más altos de *sloshing* donde tienen una influencia insignificante las fuerzas ejercidas en el contenedor incluso si la frecuencia fundamental de la estructura está en las proximidades de una de las frecuencias naturales del *sloshing*. A medida que se presentan análisis prácticos en este estudio, sólo se tiene en cuenta una masa convectiva en los ejemplos numéricos.

Housner (1963), sugirió un procedimiento de análisis simplificado para tanques elevados de base empotrada, como se muestra en la Fig.21. En este enfoque, se supone que las dos masas (m_1 y m_2) están desacopladas y las fuerzas sísmicas en el apoyo se estiman considerando dos sistemas separados de un solo grado de libertad: La masa m_2 representa solo el *sloshing* de la masa convectiva; la masa de m_1 consiste en la masa impulsiva del fluido (m_i), la masa derivada por el peso del recipiente vacío (m_v) y por una fracción del peso propio de la estructura de soporte, m_{ss} , (dos tercios del peso de la estructura de soporte se recomienda en el ACI 371R). Además, k_1 es la rigidez lateral de la estructura de soporte y k_2 es igual a la rigidez del resorte de la masa convectiva (k_c).

Figura 21

Modelo Matemático de Housner (1963) para Reservorios Elevados.



Nota. Reproducida de Two-mass model for the elevated tanks suggested by Housner, de Livaoglu y Dogangün, 2006, Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid–structure–soil interaction.

Este modelo de dos masas sugerido por Housner (1963) se ha utilizado comúnmente para el análisis sísmico de tanques elevados. Las características dinámicas de este modelo se estiman utilizando las expresiones indicadas en la Tabla 3. En esta tabla, m_w es la masa total del fluido.

Tabla 3

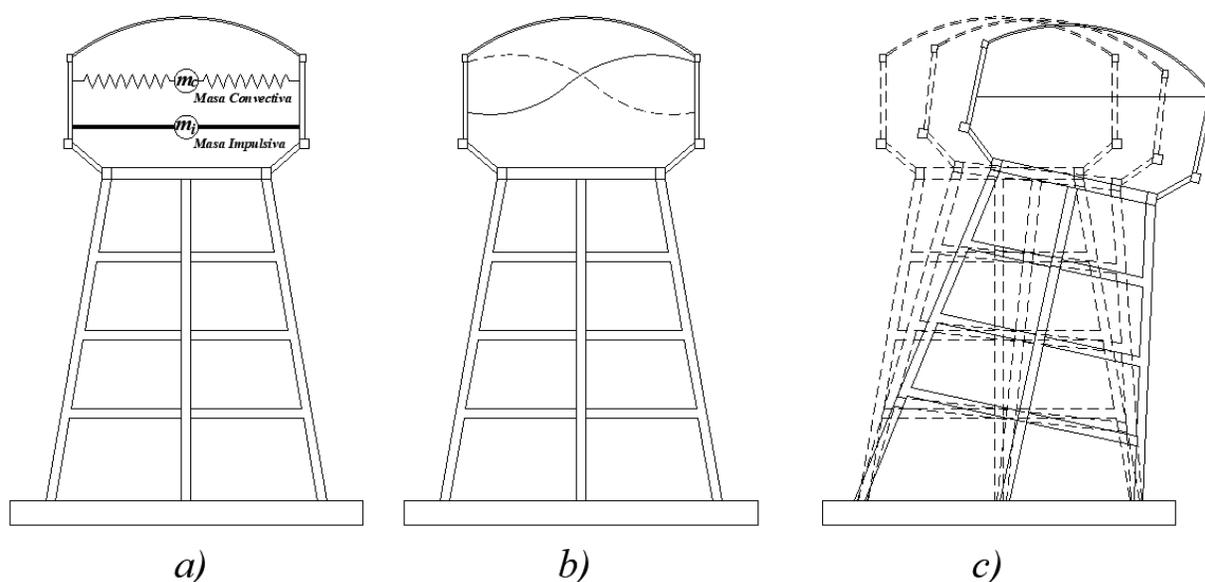
Parámetros de Modelo Masa Resorte de Housner (1963).

Descripción	Modelo de Housner (1963)
Frecuencia natural de vibración	$\omega^2 = \frac{g}{R} \cdot 1.84 \cdot \tanh\left(1.84 \cdot \frac{h}{R}\right)$
Rigidez de resorte de la masa convectiva	$k_c = m_c \cdot \frac{g}{R} \cdot 1.84 \cdot \tanh\left(1.84 \cdot \frac{h}{R}\right)$
Masa convectiva	$m_c = m_w \cdot 0.318 \cdot \frac{R}{h} \cdot \tanh\left(1.84 \cdot \frac{h}{R}\right)$
Masa impulsiva	$m_i = m_w \cdot \frac{\tanh\left(1.74 \cdot \frac{R}{h}\right)}{1.74 \cdot \frac{R}{h}}$
Altura de la masa convectiva	$h_c = \left(1 - \frac{\cosh\left(1.84 \cdot \frac{h}{R}\right) - 1}{1.84 \cdot h}\right) \cdot h$ $\left(\frac{R \cdot \sinh\left(1.84 \cdot \frac{h}{R}\right)}{R}\right)$
Altura de la masa impulsiva	$h_i = \frac{3}{8} \cdot h$

En la Fig.22 se observa el modelo simplificado de Housner, incluyendo los dos modos preponderantes cuando la base de la estructura es expuesta a una aceleración. Se indica lo siguiente: a) Modelo simplificado de Housner para reservorio elevado con soporte tipo aporticado (1963), b) Modo convectivo del agua, c) Modo impulsivo del agua.

Figura 22

Modelo Matemático de Housner (1963) para Reservorios Elevados.



Nota. Adaptada de Modelo Simplificado de Housner para Reservorios Elevados, de Pamela Huaranga, 2015, Evaluación de la Respuesta Sísmica No Lineal de Reservorios Elevados Tipo Intze.

2.2.5.3. Modelo de Feijoo (1984).

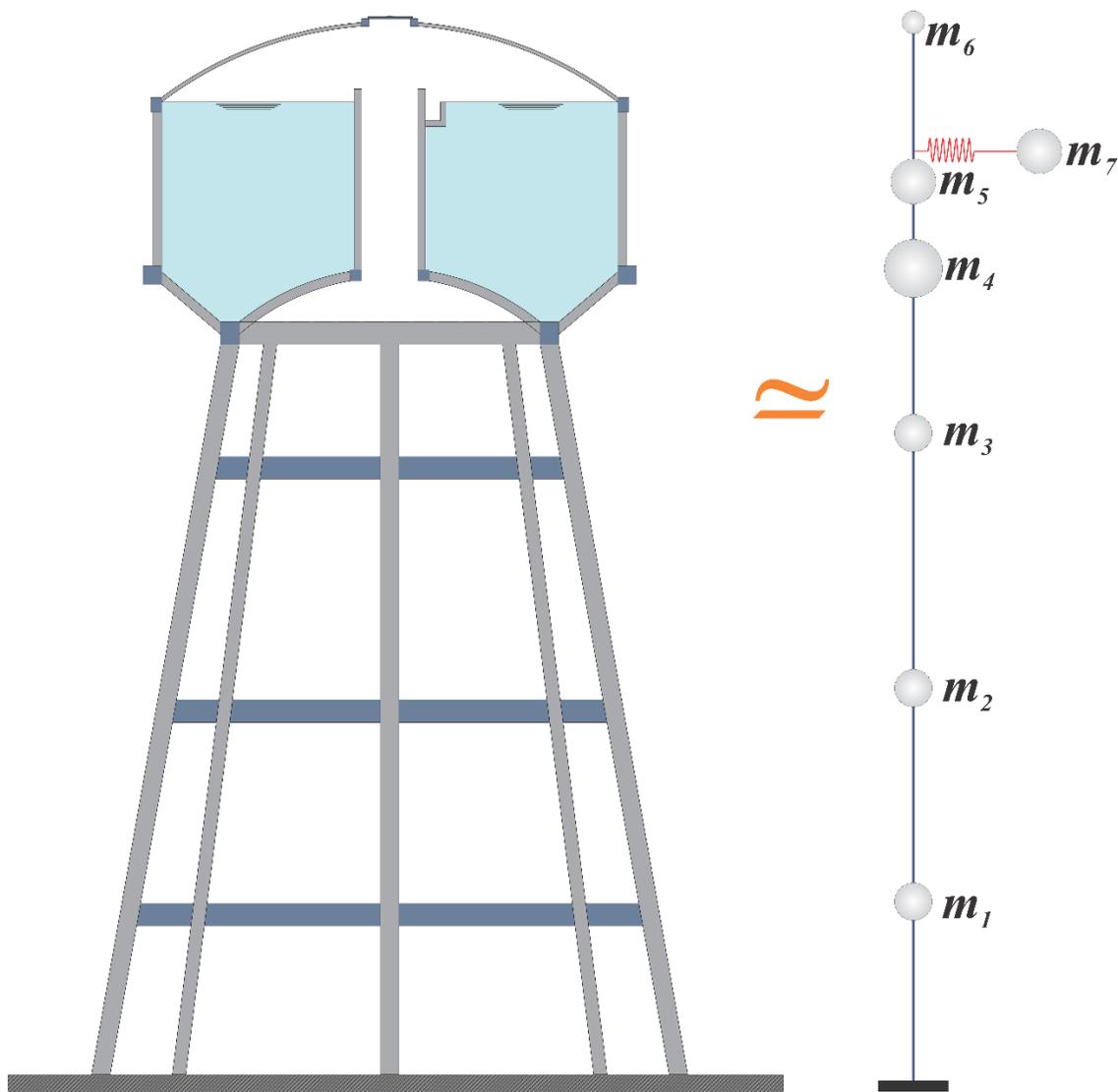
Julio Rivera Feijoo, propuso un modelo simplificado de varios grados de libertad luego de una serie de estudios con reservorios elevados con soporte tipo fuste cuyos volúmenes variaban desde 350 m³ hasta 3000 m³, haciendo variar rigideces y alturas de estos.

Salinas (1996), indica que el modelo de Rivera (1984) es un modelo que reemplaza la rigidez de la masa convectiva propuesto por Housner (1963) en un resorte equivalente. La estructura de soporte es idealizada como una serie de masas con rigideces equivalentes a su altura.

En la Fig. 23 se observa el modelo equivalente de varios grados de libertad para un reservorio elevado tipo Intze con soporte tipo aporcicado.

Figura 23

Modelo Matemático de Feijoo (1984) para Reservorios Elevados.



Donde las masas son distribuidas de la siguiente manera:

m_1 : Masa de columnas de soportes y vigas de arriostre del primer panel.

m_2 : Masa de columnas de soportes y vigas de arriostre del segundo panel.

m_3 : Masa de columnas de soportes y vigas de arriostre del tercer panel.

m_4 : Fondo Cónico + Cúpula de Fondo + Viga Circular de Fondo + Viga Circular Inferior.

m_5 : Masa impulsiva + Cuba + Chimenea + Viga Circular Superior.

m_6 : Cúpula de cobertura.

m_7 : Masa convectiva.

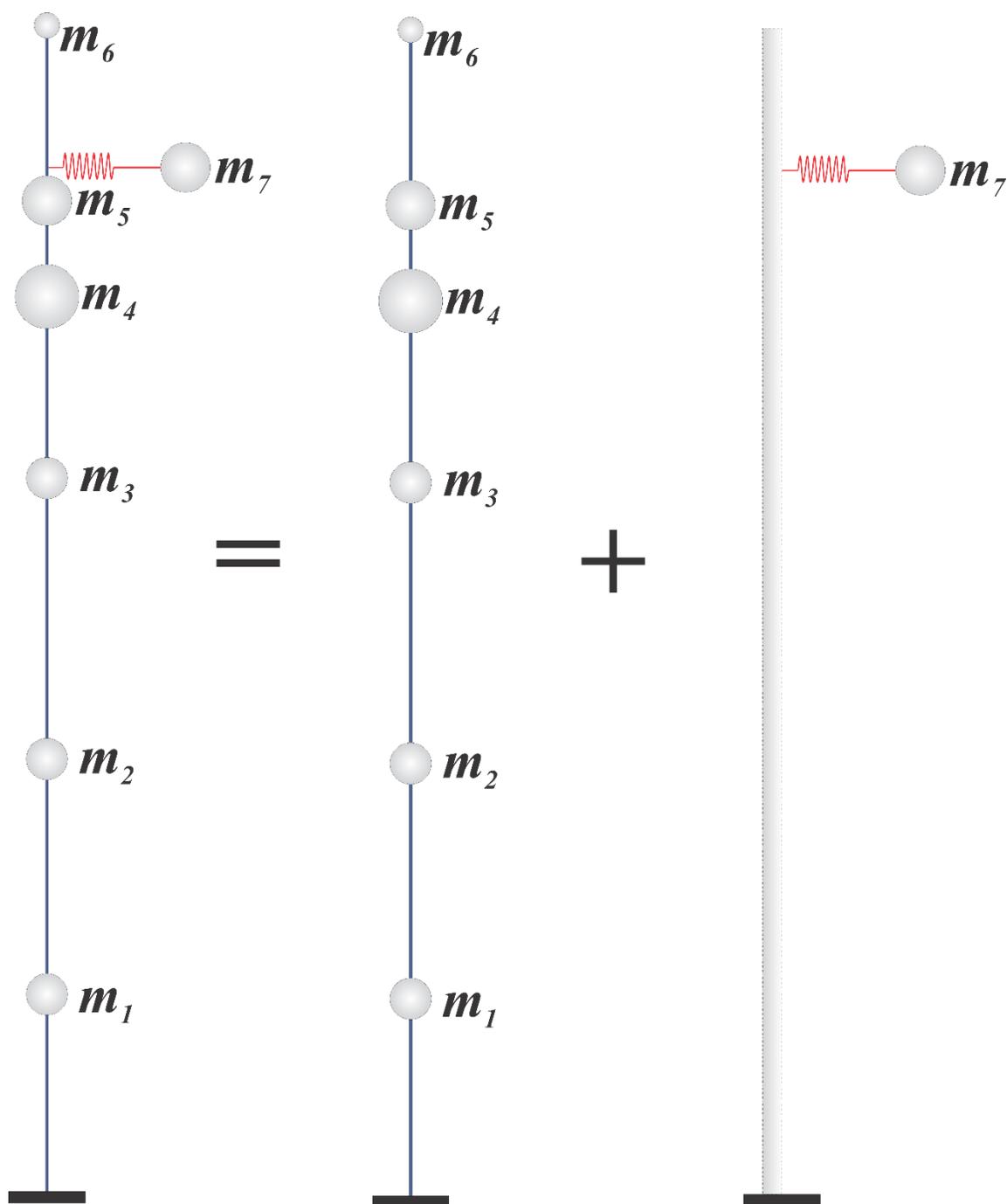
Así mismo, Feijoo (1984) propuso que el resultado de análisis de este modelo puede ser equivalente a la suma de la subdivisión de este modelo. En la Fig. 24 se representa el modelo de subdivisión equivalente para ser usando en el análisis sísmico.

Dicho modelo de subdivisión se puede analizar como la resultante de los siguientes:

Primero un sistema de masas concentradas que incluye las masas del peso propio de la estructura y la masa impulsiva, que será analizado como un sistema de masa resorte en serie. Segundo, una fuerza lateral equivalente producto de la masa convectiva.

Figura 24

Modelo Matemático Simplificado por Subdivisión de Feijoo (1984) para Reservorios Elevados.



2.2.6. Modelos Matemáticos Complejos

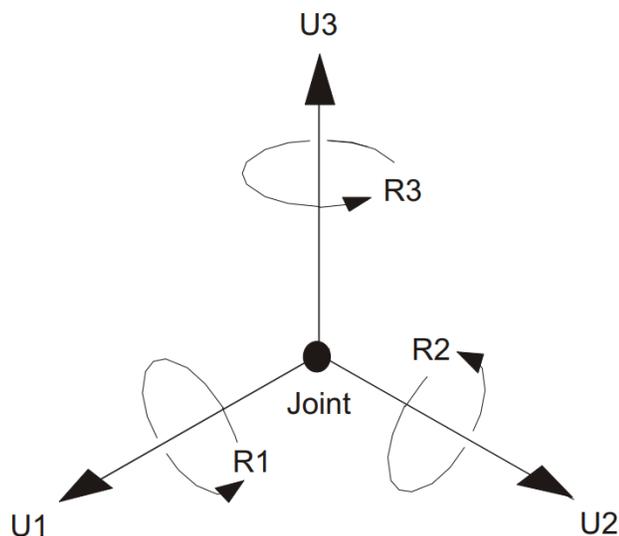
2.2.6.1. Modelo de Livaoglu & Dogangün (2006).

Livaoglu & Dogangün (2006), por medio de su investigación proponen un modelo complejo de enmallado de elementos finitos, la resolución de este sistema es dado por el Método de los Elementos Finitos (MEF).

Los grados de libertad en este sistema complejo, dependerá del tipo del elemento a emplear y la cantidad de *nodos* que esta presenta. En la Fig.25 se puede observar que para un *nodo* los grados de libertad en el espacio son seis, siendo tres traslacionales y tres de rotación.

Figura 25

Grados de Libertad de un Nodo.

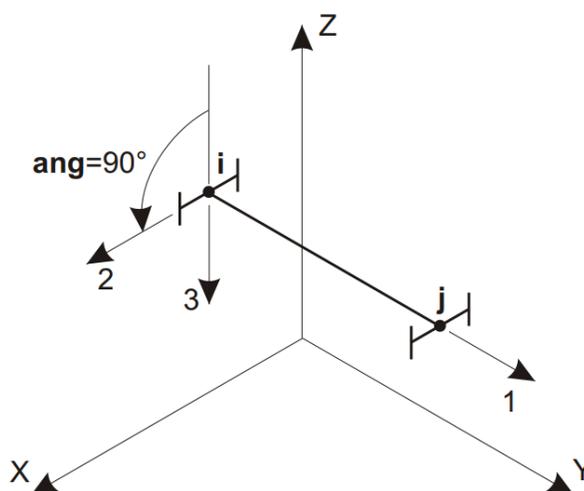


Nota. Reproducida de The Six Displacement Degrees of Freedom in the Joint Local Coordinate System, de Computers & Structures, 2017, CSi Analysis Reference Manual.

Un elemento barra o *frame* cuya característica es que la relación entre la longitud y la sección transversal es grande, además este tipo de elemento se considera unidimensional, presenta dos nodos como se puede apreciar en la Fig.26; por tanto, cada elemento de este tipo presenta doce grados de libertad.

Figura 26

Grados de Libertad de un Elemento Frame.

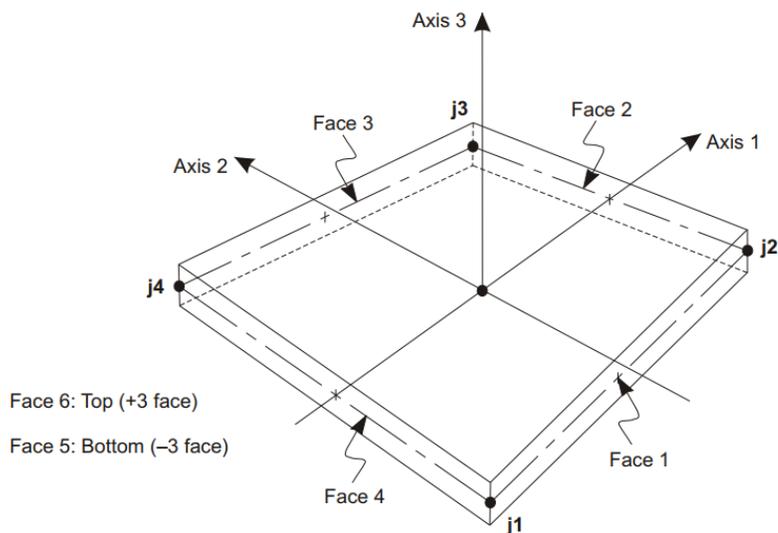


Nota. Reproducida de The Frame Element Coordinate Angle with Respect to the Default Orientation, de Computers & Structures, 2017, CSi Analysis Reference Manual.

Para el caso de elementos bidimensionales (2D), los elementos tipo *shell* pueden ser de tres a más nodos, en la Fig.27 se observa un elemento *shell* con cuatro nodos, en consecuencia, los grados de libertad que presenta cada uno de estos elementos es veinticuatro.

Figura 27

Grados de Libertad de un Nodo.



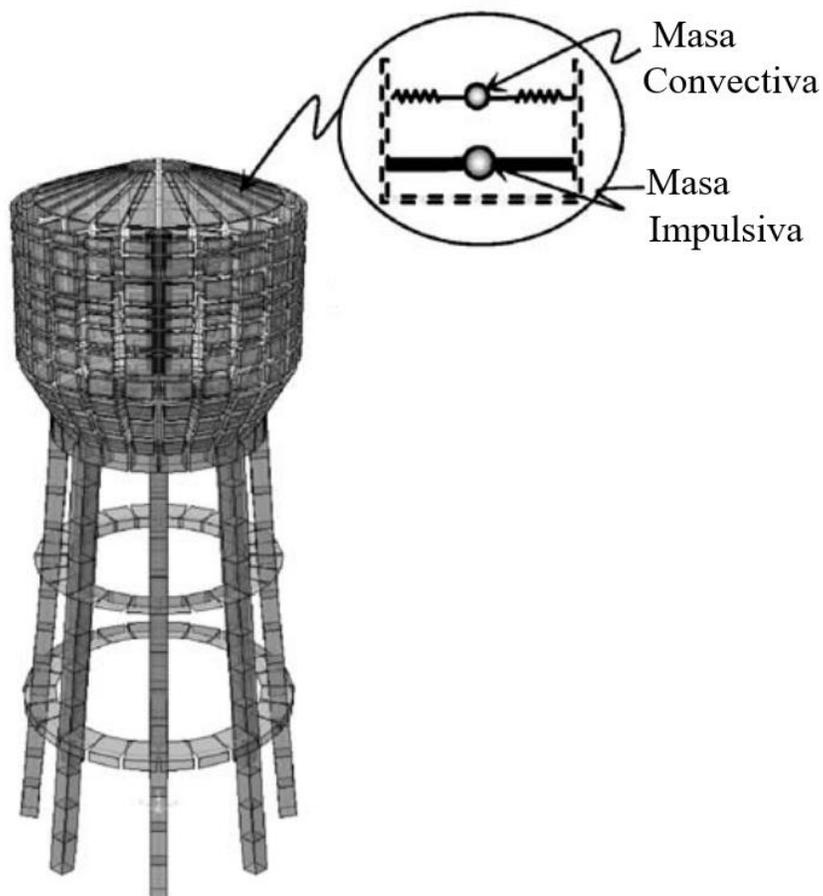
Nota. Reproducida de Four-node Quadrilateral Shell Element, de Computers & Structures, 2017, CSi Analysis Reference Manual.

Livaoglu & Dogangün (2006), indica que, para el modelado de la malla de elementos finitos, como se muestra en la Fig.28, tiene por objeto modelar la influencia de los efectos fluido-estructura en el comportamiento sísmico de los reservorios elevados. Los grados de libertad en los nodos de la base son empotrados y en los otros nodos se dejan libres para el sistema, que es el conocido sistema de base empotrada. Las columnas y las vigas se modelan con el elemento *frame*; el resto de elementos del contenedor se modelan con el elemento *shell*. El enfoque de masa añadida se utiliza para la interacción fluido-estructura mediante el método de elementos finitos. Para la masa impulsiva se utiliza un resorte de rigidez infinita para unir a las paredes del reservorio, a una altura h_i , simulando la acción de una unión infinitamente rígida entre la masa impulsiva y las paredes del reservorio. La masa convectiva se agrupa en el centro y a una altura

h_c del contenedor. Esta masa se conecta a las juntas del elemento finito a la misma altura que el resorte, cuyo valor de rigidez total, para una dirección, es k_c .

Figura 28

Modelo Matemático de Livaouglu & Dogangün (2006).



Nota. Reproducida de Two-mass model for the elevated tanks suggested by Housner, de Livaouglu y Dogangün, 2006, Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid–structure–soil interaction.

2.2.7. Análisis Sísmico Estático

En el análisis sísmico estático o análisis sísmico de fuerzas estáticas equivalentes se aplica a la estructura un sistema de cargas laterales cuyo efecto estático se supone equivalente al de la acción sísmica. (Meli, 2013, pág. 454)

Fratelli (2001) indica que este método ofrece la posibilidad de diseñar los sistemas estructurales obviando la necesidad de calcular todos los modos de vibración, y sin recurrir a la evaluación detallada de las propiedades dinámicas de la estructura. (pág. 42)

Según Meli (2013): “El método estático se basa generalmente en la determinación de la fuerza lateral total (cortante en la base) a partir de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad para después distribuir esta cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, obtenidas suponiendo que ésta va a vibrar esencialmente en su primer modo natural de vibración” (pág. 454).

La norma peruana de diseño sismorresistente E030 indica que el periodo de vibración para cada dirección se estima con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (\text{Ec. 9})$$

Donde:

h_n : Altura total de la edificación (m).

$C_T=35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

Pórticos de concreto armado sin muros de corte.

Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_T=45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.

Pórticos de acero arriostrado.

$C_T=60$ Para edificios para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Así mismo, la misma norma establece que se puede usar el análisis sísmico estático para zonas de baja sismicidad. Además, se limita a edificaciones de baja altura. El proceso de cálculo que establece esta norma se basa en el cálculo de una fuerza cortante en la base tal como se indica en la Ec. (10).

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad (\text{Ec. 10})$$

Donde:

V : Fuerza cortante en la base.

Z : Factor de zona (peligro sísmico).

U : Factor de uso o importancia.

P : Peso sísmico de la estructura.

U : Factor de importancia.

C : Coeficiente de amplificación sísmica.

S : Factor de amplificación de suelo.

R : Factor de reducción de respuesta sísmica.

“El centro de masa $C.M.$, es el lugar geométrico donde se concentran la masa de un sólido o sistema material de puntos. El centro de Rigidez $C.R.$, es el lugar geométrico donde si al aplicar fuerzas sísmicas la estructura se traslada y no rota. Finalmente, el centro de corte $C.C.$, se define como el punto de aplicación de la resultante de las fuerzas laterales resistidas por cada elemento o por cada pórtico” (Aguar, 2008, pág. 241)

La coordenada del centro de masa inicial será calculada como el ponderando de peso sísmico de todos los niveles multiplicado por la coordenada correspondiente.

$$X_{CMi} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot X_i}{\sum_{i=1}^n P_i} \quad (\text{Ec. 11})$$

$$Y_{CMi} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot Y_i}{\sum_{i=1}^n P_i} \quad (\text{Ec. 12})$$

Donde:

P_i : Peso permanente de cada elemento de corte

X_i, Y_i : Coordenadas centroidales de cada elemento de corte

El centro de rigidez $C.R.$ se asume como el mismo valor del centro de corte $C.C.$ calculado de manera similar al centro de masa inicial; con la variante de considerar la rigidez de los elementos de corte en lugar del peso.

$$X_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^n K_i \cdot Y_i}{\sum_{i=1}^n K_i} \quad (\text{Ec. 13})$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^n K_i \cdot X_i}{\sum_{i=1}^n K_i} \quad (\text{Ec. 14})$$

Donde:

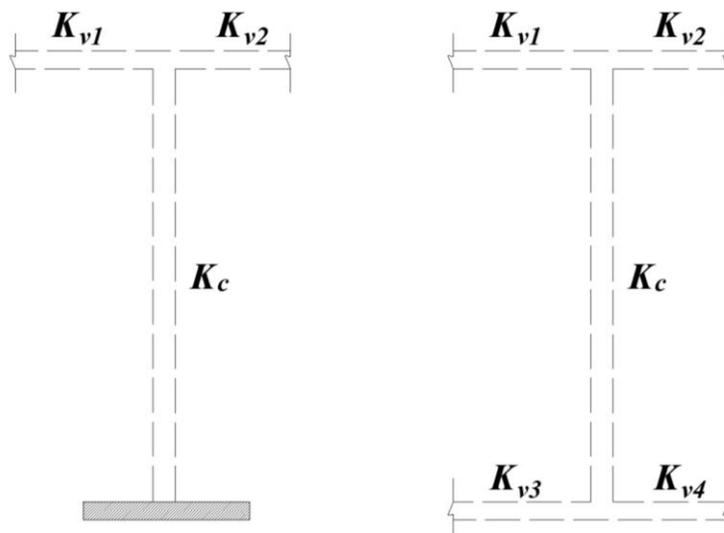
K_i : Rigidez de cada elemento de corte

X_i, Y_i : Coordenadas centroidales de cada elemento de corte

Alternativamente, según San Bartolomé (1998), una forma aproximada para calcular la rigidez lateral son las fórmulas de Muto, tal como se muestra dos casos en la Fig.29, el primer caso corresponde a una columna empotrada en su base y conectada a dos vigas en el otro extremo y el segundo caso donde la columna está conectada en cada extremo por dos vigas.

Figura 29

Columna Empotrada en su Base Conectada a Vigas para las Fórmulas de Muto.



La rigidez que aporta la columna es calculada según la Ec. (15), donde K_{LAT} es la rigidez lateral del pórtico, α es coeficiente calculado por Fórmulas de Muto y $K_{COLUMNA}$ es la rigidez lateral de una columna.

$$K_{LAT} = \alpha \cdot K_{COLUMNA} \quad (\text{Ec. 15})$$

Para calcular α en ambos casos se tiene que utilizar las siguientes expresiones:

$$k' = \frac{K_{v1} + K_{v2}}{K_c} \longrightarrow \alpha = \frac{0.50 + k'}{2 + k'} \quad (\text{Ec. 16})$$

$$k' = \frac{K_{v1} + K_{v2} + K_{v3} + K_{v4}}{2 \cdot K_c} \longrightarrow \alpha = \frac{k'}{2 + k'} \quad (\text{Ec. 17})$$

Alternativamente, para casos donde existen pórticos en serie y forma de cilindro se puede utilizar la formulación de Dutta et al. (2000), que se muestra en la Ec. (18).

$$k_{dutta} = \frac{12 \cdot E_{cl} \cdot I_{cl} \cdot N_{cl}}{h_{cl}^3} \cdot \left(\frac{1}{\frac{2 \cdot I_{cl} \cdot N_p \cdot (4 \cdot N_p^2 - 1)}{A_c \cdot R_s^2} + N_p + 2 \cdot (N_p - 1) \cdot \frac{\frac{E_{cl} \cdot I_{cl}}{h_{cl}}}{\frac{E_b \cdot I_b}{L}}} \right) \quad (\text{Ec. 18})$$

Donde:

E_{cl} : Módulo de elasticidad de la columna.

I_{cl} : Momento de inercia de la columna.

N_{cl} : Número de columnas.

h_{cl} : Altura de columna por nivel.

N_p : Número de paneles en toda la altura.

A_c : Área de corte de la sección de la viga.

R_s : Radio del cilindro en planta.

E_b : Módulo de elasticidad de la viga.

I_b : Momento de inercia de la viga.

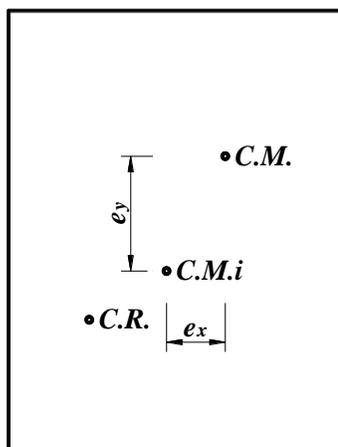
L : Longitud de cada viga en planta.

“La excentricidad estática, e , es la distancia que existe entre el centro de rigidez $C.R.$, y el centro de masa $C.M.$. Pero también se puede usar el Centro de Corte $C.C.$ en lugar del Centro de Rigidez $C.R.$ ” (Aguilar, 2008, pág. 119)

El Centro de Masa Final es calculado tal como se muestra en la Fig.30.

Figura 30

Centro de Masa Final donde se Aplicará la Fuerza Sísmica Equivalente



El centro de masa final, donde se aplicará la fuerza equivalente del sismo, será calculado como la suma de coordenadas centroidales del centro de masa inicial y una excentricidad que depende de las coordenadas del centro de rigidez. En la Fig.30 se manera general se muestra el cálculo del centro de masa final.

$$X_{CM} = X_{CMi} + e_x \quad (\text{Ec. 19})$$

$$Y_{CM} = Y_{CMi} + e_y \quad (\text{Ec. 20})$$

Las excentricidades e_x y e_y serán calculados como la diferencia de las coordenadas del centro de masa inicial y el centro de rigidez.

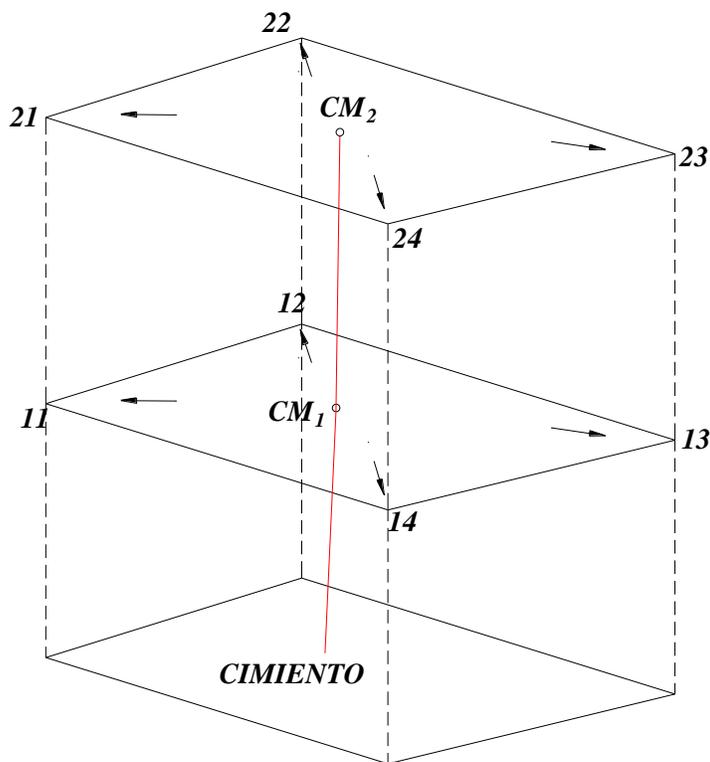
$$e_x = X_{CMi} - X_{CR} \quad (\text{Ec. 21})$$

$$e_y = Y_{CMi} - Y_{CR} \quad (\text{Ec. 22})$$

Una consideración importante para la estructuración es la alineación vertical de los centros de masa, en la Fig.31 se puede observar la alineación de los centros de masa de diafragmas por niveles, esto se recomienda para evitar una gran torsión en los entrepisos y así evitar daños a los elementos de corte.

Figura 31

Alineación de Centro de Masa por Niveles



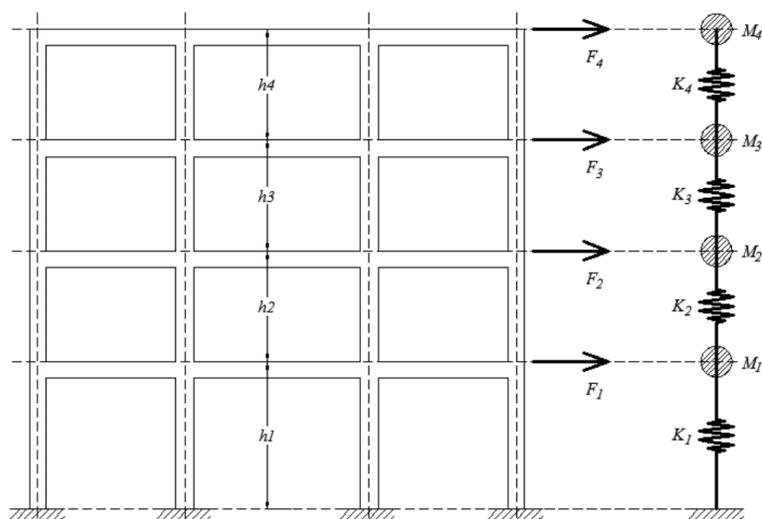
Gómez (2009), menciona las bases para la distribución de fuerzas para el análisis estático de la siguiente manera:

- “Los pesos de cada nivel son casi los mismos y sus masas están distribuidas uniformemente sobre cada una de sus plantas.
- Las rigideces laterales de cada nivel están uniformemente distribuidas en planta.
- La estructura es regular y casi simétrica.
- Las rigideces laterales de cada nivel son casi iguales.
- Los componentes torsionales de los desplazamientos son pequeños comparados con los desplazamientos traslacionales.
- La transmisión de fuerzas entre los miembros es regular” (pág. 116)

En la Fig.32, el esquema muestra la distribución de la fuerza sísmica en altura aplicada en el centro de masa.

Figura 32

Distribución de Fuerzas Sísmicas por Altura



Nota. Reproducida de Distribución de Fuerzas Sísmicas por Altura, de Gómez Salvador, 2009, Análisis Sísmico Moderno Ética Aplicada.

La Distribución de Fuerza en la altura depende de la norma a emplearse. En la norma de Diseño Sismorresistente E.030 se indica que la Distribución de la Fuerza sísmica en Altura es dado por la Ec. (23) y Ec. (24).

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad (\text{Ec. 23})$$

$$\alpha_i = \frac{P_i \cdot (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot (h_j)^k} \quad (\text{Ec. 24})$$

Donde:

F_i : Fuerza distribuida en el nivel i .

n : Número de pisos del edificio.

P_i : Peso sísmico del nivel i .

h_i : Altura de entrepiso del nivel i .

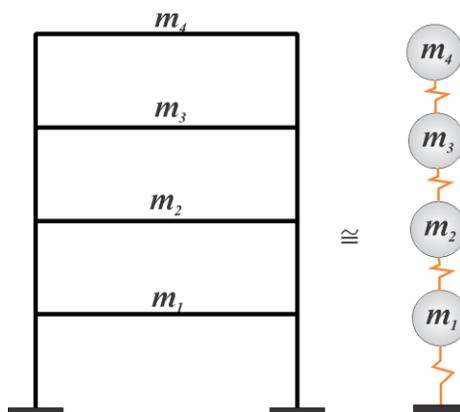
k : Exponente relacionado con el periodo fundamental de la estructura.

2.2.8. Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral

Para un sistema pendular cercanamente acoplado Gómez (2009) plantea la ecuación de movimiento teniendo en cuenta que las masas estén discretizadas y las rigideces cercanamente acopladas como se indica en la Fig. 33.

Figura 33

Modelo Discretizado de un Sistema Pendular Cercanamente Acoplado



Partiendo de la Ecuación del Movimiento:

$$M \cdot u'' + c \cdot u' + k \cdot u = p \quad (\text{Ec. 25})$$

Despreciando el efecto del amortiguamiento en el sistema se tiene:

$$M \cdot u'' + k \cdot u = p \quad (\text{Ec. 26})$$

Donde:

M : Matriz diagonal de masas.

c : Constante del amortiguador.

k : Matriz de rigidez del sistema.

u'' : Aceleración de la masa.

u' : Velocidad de la masa.

u : Desplazamiento de la masa.

p : Vector de Fuerzas Externas aplicada al sistema.

La respuesta modal de un sistema pendular cercanamente acopladas está regida por la siguiente ecuación diferencial conocido como Ecuación Característica:

$$M \cdot u'' + k \cdot u = 0 \quad (\text{Ec. 27})$$

En este caso la constante de amortiguamiento c y el vector de fuerzas externas p no son tomados en cuenta para poder desarrollar la ecuación.

Para n masas acopladas las matrices k , M y c son:

$$k = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 & \cdot & \cdot & \cdot \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & -k_4 & \cdot & \cdot & \cdot \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_4 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ 0 & 0 & -k_4 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & -k_n \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & -k_n & k_n \end{bmatrix}$$

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & \dots & \dots \\ 0 & 0 & m_3 & 0 & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & m_4 & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & 0 & m_n \end{bmatrix}$$

$$c = 2 \cdot \zeta \cdot \sqrt{k \cdot M} \quad (\text{Ec. 28})$$

Donde:

k_n : Rigidez de la masa n .

m_n : Valor de la masa n .

ζ : Factor de amortiguamiento crítico (1 a 10%).

Al desarrollar la Ec. (26), la solución del sistema conduce a la Ec. (29).

$$|k - \omega_n^2 \cdot M| = 0 \quad (\text{Ec. 29})$$

En concordancia con la Ec. (29), dicha matriz no debe poseer inversa al tratarse de un matriz singular, sustituyendo $\omega_n^2 = \lambda$ se tiene:

$$|k - \lambda \cdot M| = 0 \quad (\text{Ec. 30})$$

Donde:

λ : Vector de valores propios (*eigenvalues*).

ω_n : Frecuencia circular de vibración.

Finalmente, el cálculo de periodos al desarrollar la ecuación será calculada por:

$$T = \frac{2 \cdot \pi}{\omega_n} \quad (\text{Ec. 31})$$

En el proceso de resolución de la Ec. (30), se concluye que la matriz k no tiene inversa, por tanto, la ecuación tiene soluciones infinitas. En tal medida la solución está dado por una matriz de vectores propios, definen los modos de vibración y dependen del número de grados de libertad del sistema, que tiene la siguiente forma:

$$\Phi = [\Phi^{(1)} \quad \Phi^{(2)} \quad \Phi^{(3)} \quad . \quad . \quad . \quad \Phi^{(n)}] \quad (\text{Ec. 32})$$

Donde:

Φ : Matriz de Vectores propios (*eigenvector*).

El aporte de cada modo usando este método se expresa de manera independiente, para poder calcular la resultante total de todos los modos de vibración se utiliza el método de Superposición Modal.

En este método estadístico de Superposición Modal, el cálculo es realizado por un artificio denominado coordenadas modales como sigue:

$$u = \Phi \cdot n \quad (\text{Ec. 33})$$

$$u' = \Phi \cdot n' \quad (\text{Ec. 34})$$

$$u'' = \Phi \cdot n'' \quad (\text{Ec. 35})$$

Donde:

n : Vector de desplazamientos en coordenadas modales.

n' : Vector de velocidades en coordenadas modales.

n'' : Vector de aceleraciones en coordenadas modales.

Reemplazando en la Ec. (26), se obtiene:

$$M \cdot \Phi \cdot n'' + k \cdot \Phi \cdot n = p \quad (\text{Ec. 36})$$

$$\Phi^T \cdot (M \cdot \Phi \cdot n'' + k \cdot \Phi \cdot n) = \Phi^T \cdot p \quad (\text{Ec. 37})$$

$$\Phi^T \cdot M \cdot \Phi \cdot n'' + \Phi^T \cdot k \cdot \Phi \cdot n = \Phi^T \cdot p \quad (\text{Ec. 38})$$

Realizando el reemplazo con las siguientes ecuaciones:

$$M_m = \Phi^T \cdot M \cdot \Phi \quad (\text{Ec. 39})$$

$$k_m = \Phi^T \cdot k \cdot \Phi \quad (\text{Ec. 40})$$

$$p_m = \Phi^T \cdot p \quad (\text{Ec. 41})$$

Se obtiene:

$$M_m \cdot n'' + k_m \cdot n = p_m \quad (\text{Ec. 42})$$

Donde:

M_m : Matriz de masas en coordenadas modales.

k_m : Matriz de rigidez en coordenadas modales.

p_m : Vector de fuerzas en coordenadas modales.

Al resolver la Ec. (41) se obtiene los valores de respuesta estructural del sistema sometido a una fuerza externa arbitraria; para el caso de la estructura que se estudia, la fuerza externa arbitraria es un registro sísmico aplicado en la base; por tanto, la Ec. (41) quedaría modificada como sigue:

$$p = -U''_g \cdot m \quad (\text{Ec. 43})$$

$$p_m = -\Phi^T \cdot U''_g \cdot m \quad (\text{Ec. 44})$$

$$M_m \cdot n'' + k_m \cdot n = -\Phi^T \cdot U''_g \cdot m \quad (\text{Ec. 45})$$

Donde:

U''_g : Vector de registro sísmico aplicado en la base de la estructura.

En referencia a la Ec. (25) y Ec. (44) se incluye el amortiguamiento modal, tomando en cuenta las siguientes expresiones:

$$c_m = \Phi^T \cdot c \cdot \Phi \quad (\text{Ec. 46})$$

$$c = (\Phi^T)^{-1} \cdot c_m \cdot \Phi^{-1} \quad (\text{Ec. 47})$$

Donde:

c_m : Matriz de amortiguamiento en coordenadas modales.

Incluyendo el amortiguamiento en la ecuación característica mostrado en la Ec. (44), la ecuación característica es:

$$M_m \cdot n'' + c_m \cdot n' + k_m \cdot n = -\Phi^T \cdot m \cdot U''_g \quad (\text{Ec. 48})$$

$$n'' + \frac{c_m}{M_m} \cdot n' + \frac{k_m}{M_m} \cdot n = -\frac{\Phi^T \cdot m}{M_m} \cdot U''_g \quad (\text{Ec. 49})$$

El factor de participación modal, que define el porcentaje de partición de cada modo, se calcula con la siguiente expresión:

$$\Gamma = \frac{\Phi^T \cdot m}{M_m} \quad (\text{Ec. 50})$$

Los requerimientos de UBC-97 IBC-2000, IBC-2003 y de otros reglamentos requieren un mínimo de 90% en la suma de los factores de participación de masas para cada dirección horizontal principal (Gómez, 2009).

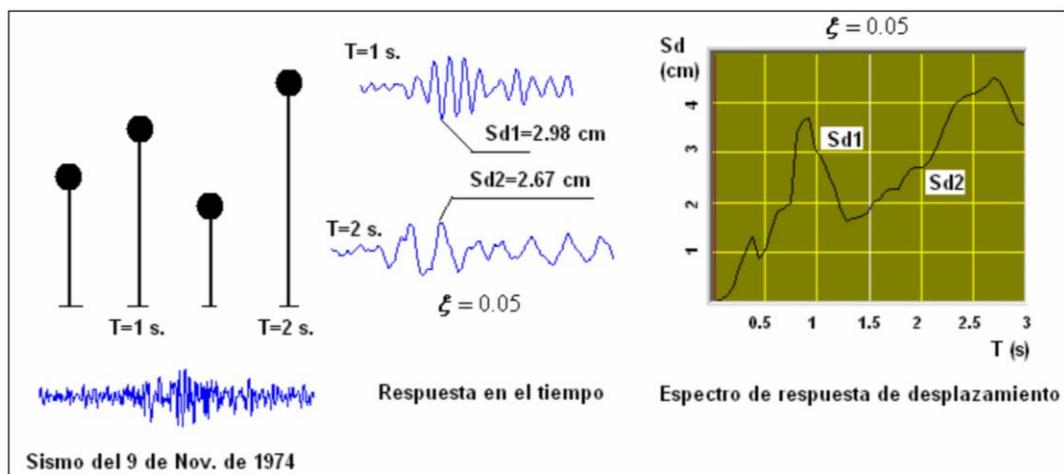
El Espectro de Respuesta se define como la respuesta máxima de un conjunto de osciladores de un grado de libertad que tienen el mismo amortiguamiento, sometidos a una historia de aceleraciones dadas (Aguilar, 2008).

Aguilar (2008), en la Fig. 34 se muestra un esquema de cálculo de los espectros de respuesta. Cada uno de estos osciladores va a ser sometido al sismo cuyo acelerograma se indica en la parte inferior izquierda. Se calculan las respuestas máximas (desplazamientos, velocidades y aceleraciones) para cada péndulo. La gráfica de las respuestas máximas representa los espectros de respuesta.

Así mismo, las cargas sísmicas resultan de las fuerzas de inercia de las masas de cada piso producidos por el movimiento del terreno (Gómez, 2009).

Figura 34

Esquema de Cálculo de los Espectros de Respuesta



Nota. Reproducida de Esquema de cálculo de los Espectros de Respuesta, de Aguilar Falconi, 2008, Análisis Sísmico de Edificios.

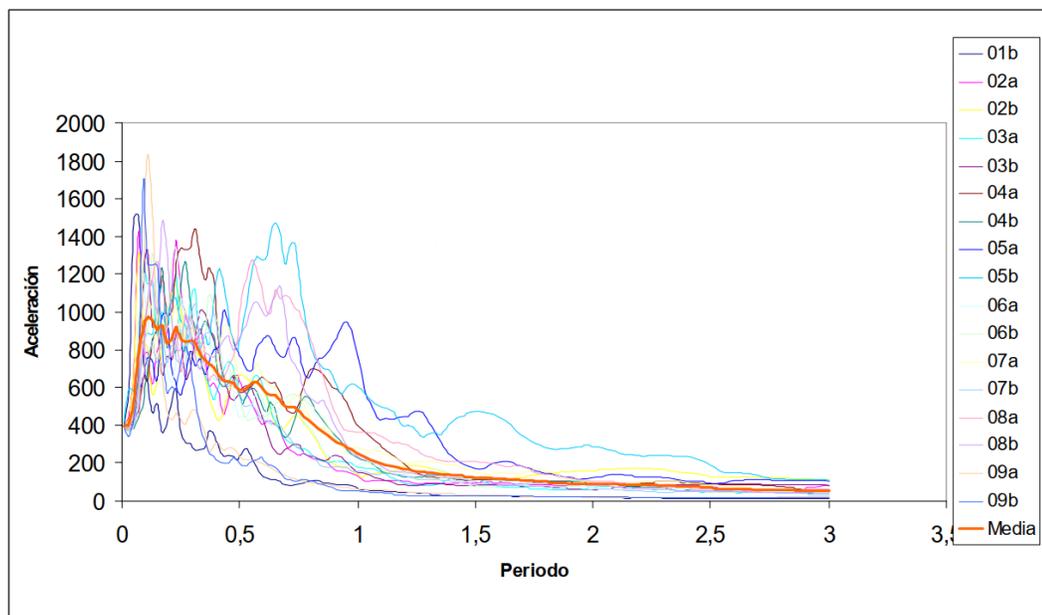
“Para poder construir el espectro de diseño se selecciona registros sísmicos de una determinada región que se encuentren registrados sobre el mismo tipo de suelo, ya que se ha visto que un mismo sismo puede tener diferentes registros en suelo duro y en suelo blando a pesar de que los dos sitios están muy cercanos” (Aguiar, 2008, pág. 28)

“Es preferible que los registros con los cuales se obtengan los espectros sean de eventos con magnitudes mayores a cuatro o en su defecto que tengan aceleraciones máximas superiores a 10% de la aceleración de la gravedad” (Aguiar, 2008, pág. 28)

Mediante estadísticas se encuentra el espectro medio, como se ilustra en la Fig. 35. El espectro medio tiene una probabilidad grande de ser excedida por lo que se sube la curva media a una desviación estándar.

Figura 35

Esquema de Obtención de los Espectros de Diseño



Nota. Reproducida de Esquema de obtención de un espectro de diseño, de Aguiar Falconi, 2008, Análisis Sísmico de Edificios.

En una ciudad pueden existir diferentes espectros de diseño dependiendo de la ubicación del acelerógrafo. Se concluye que la respuesta de la estructura no solo depende de sus periodos naturales de vibración, sino también de la distancia focal, características geotécnicas del sitio, magnitud sísmica, atenuación del terreno, etc. (Gómez, 2009).

Finalmente, los espectros de diseño elástico pueden variar de acuerdo a cada normativa, donde se incluye parámetros de suelo, sitio, importancia, etc.

La pseudo aceleración, pseudo velocidad y pseudo desplazamiento son determinados por:

$$S_a = \omega \cdot S_v = \omega^2 \cdot S_d \quad (\text{Ec. 51})$$

Donde:

S_a : Pseudo aceleración espectral.

S_v : Pseudo velocidad espectral.

S_d : Pseudo desplazamiento espectral.

Definido la pseudo aceleración espectral, la respuesta estructural es calculado por:

$$n = \Gamma \cdot \frac{S_a}{(\omega_n)^2} \quad (\text{Ec. 52})$$

Para combinar el aporte de cada modo en la respuesta final, se utilizan métodos estadísticos como SRSS (*Square Root of Sum of Squares*) y CQC (*Comple Cuadratic Combination*). Para el caso de SRSS la ecuación de respuestas máximas es calculado por:

$$R_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n (R_{max}^i)^2} \quad (\text{Ec. 53})$$

2.2.9. Análisis Sísmico Dinámico Tiempo Historia

Partiendo de las ecuaciones Ec. (24) y Ec. (42), se reformula la ecuación en lo que se conoce comúnmente como Ecuación Ordinaria del Movimiento.

$$m \cdot u'' + c \cdot u' + k \cdot u = -m \cdot U''_g \quad (\text{Ec. 54})$$

En donde la segunda parte de la ecuación es definida por la excitación en la base del sistema, el cual corresponde a la respuesta de una estructura que se ve sometida a un sismo. El sismo en este análisis es representado por un acelerograma, que son productos de una lectura de instrumentación llamados acelerógrafos.

“Los acelerógrafos son instrumentos que están diseñados para registrar aceleraciones muy altas. Por esta razón son los instrumentos adecuados para registrar las aceleraciones del terreno durante la ocurrencia de un sismo fuerte” (Aguiar, 2008)

En la Fig. 36 se observa un acelerógrafo moderno que registra digitalmente la señal recibida.

Figura 36

Acelerógrafo de Movimiento Fuerte



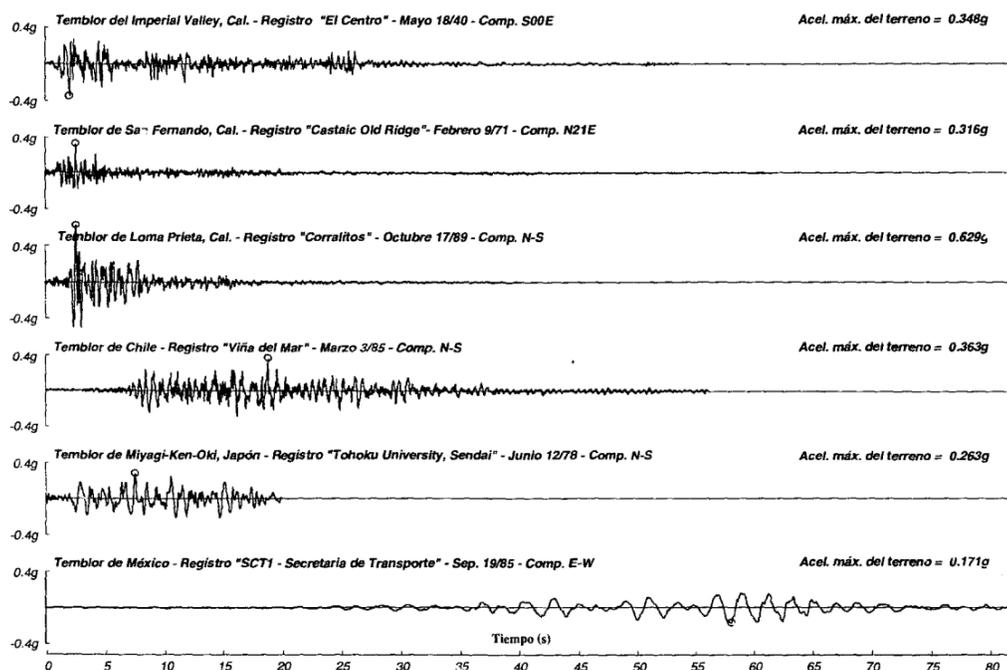
Nota. Reproducida de UNI monitoreará posible colapso de edificaciones y respuesta sísmica, de Diario Gestión, 2017, (<https://gestion.pe/economia/uni-monitoreara-posible-colapso-edificaciones-respuesta-sismica-136411-noticia/>).

“El registro obtenido por el acelerógrafo se denomina acelerograma y corresponde a los valores de la aceleración horizontal del terreno medidos en dos direcciones horizontales ortogonales y la dirección vertical” (García, 1998).

En la Fig. 37 se muestra el acelerograma de algunos sismos importantes de la historia.

Figura 37

Acelerogramas de Sismos Importantes en la Historia.



Nota. Reproducida de Acelerograma de algunos sismos importantes, de García Reyes, 1998, Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico.

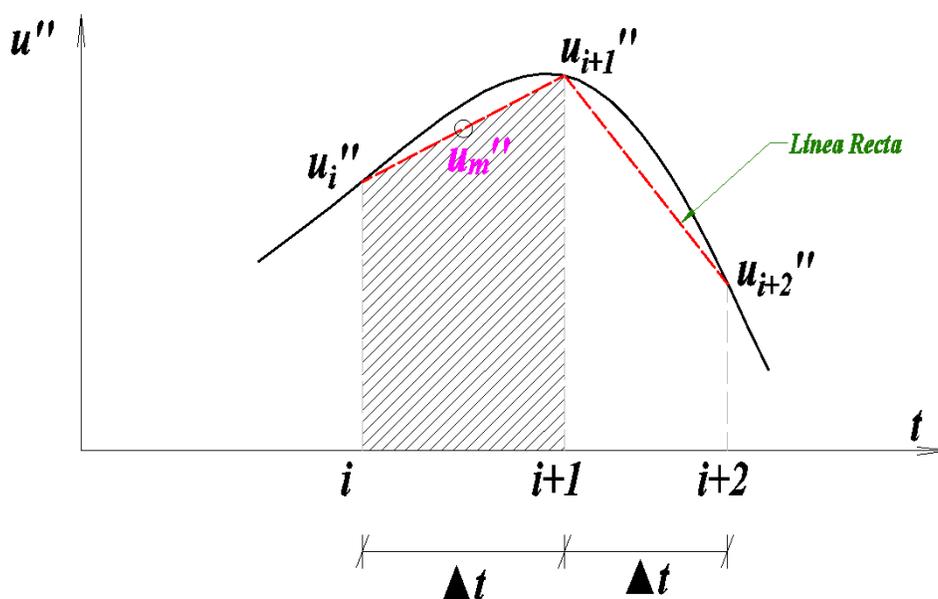
El comportamiento de la excitación de la base es dado por los acelerogramas, para la respuesta de la estructura frente a esta excitación se utilizan métodos numéricos, siendo uno de ellos el Método de Newmark.

El Método de Newmark parte del análisis de una gráfica de la aceleración del sistema versus el tiempo. En la Fig. 38 se observa que hay tres coordenadas separas un intervalo de

tiempo denominada *paso*. Según García (1998), este método reemplaza las aceleraciones reales de la base aproximándolos con una línea recta en cada paso.

Figura 38

Análisis de Acelerograma por El Método de Newmark



Igualmente, en la Fig. 38 se ubica una aceleración media u_m'' , que está en el punto medio de la recta que conforman los dos primeros puntos a analizar. Por tanto, la aceleración media es:

$$u_m'' = \frac{u_i'' + u_{i+1}''}{2} \quad (\text{Ec. 55})$$

El área bajo la función de aceleraciones es dada por la Ec.55 y un principio de la cinemática es dado por la Ec. (56).

$$\Delta v = \int_{t_0}^{t_1} a(t) dt \quad (\text{Ec. 56})$$

$$v_f = \Delta v + v_o \quad (\text{Ec. 57})$$

Donde:

$a(t)$: Aceleración en función del tiempo.

Δv : Variación de la velocidad en un paso.

v_f : Velocidad final.

v_o : Velocidad inicial.

Partiendo de que el mismo área puede ser aproximado por el área bajo la línea recta y reemplazando variables en la Ec. (56) se tiene:

$$A = u''_m \cdot \Delta t \quad (\text{Ec. 58})$$

$$u'_{i+1} = u'_i + u'_m \cdot \Delta t \quad (\text{Ec. 59})$$

Donde:

A : Área bajo la función.

u'_{i+1} : Velocidad final.

u'_i : Velocidad inicial.

Reemplazando la Ec. (54) en la Ec. (58) se obtiene:

$$u'_{i+1} = u'_i + \left(\frac{u''_i + u''_{i+1}}{2} \right) \cdot \Delta t \quad (\text{Ec. 60})$$

Para el desarrollo de la ecuación se utiliza otro principio de la cinemática, que determina la posición final de una partícula.

$$\Delta x = \int_{t_0}^{t_1} v(t) dt \quad (\text{Ec. 61})$$

$$x_f = \Delta x + x_o \quad (\text{Ec. 62})$$

$$x_f = x_o + v_o \cdot t + \frac{1}{2} \cdot a(t) \cdot t^2 \quad (\text{Ec. 63})$$

Donde:

Δx : Variación de la posición en un paso.

$v(t)$: Velocidad en función del tiempo.

x_o : Posición inicial.

x_f : Posición final.

Al utilizar las variables del Método de Newmark en estas ecuaciones, la posición final es calculado por:

$$u_{i+1} = u_i + u'_i \cdot \Delta t + \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{u''_i + u''_{i+1}}{2} \right) \cdot \Delta t^2 \quad (\text{Ec. 64})$$

Reemplazando la Ec. (59) y Ec. (63) en la Ec. (53), que corresponde a la Ecuación Ordinaria del Movimiento, dicha ecuación se desarrolla de la siguiente manera:

$$m \cdot u''_{i+1} + c \cdot u'_{i+1} + k \cdot u_{i+1} = -m \cdot U_g''_{i+1} \quad (\text{Ec. 65})$$

$$m \cdot u''_{i+1} + c \cdot \left(u'_i + \left(\frac{u''_i + u''_{i+1}}{2} \right) \cdot \Delta t \right) + k \cdot \left(u_i + u'_i \cdot \Delta t + \frac{1}{4} \cdot (u''_i + u''_{i+1}) \cdot \Delta t^2 \right) = -m \cdot U_g''_{i+1}$$

$$\left(m + \frac{1}{2} \cdot c \cdot \Delta t + \frac{1}{4} \cdot k \cdot \Delta t^2 \right) \cdot u''_{i+1} + \left(\frac{1}{2} \cdot c \cdot \Delta t + \frac{1}{4} \cdot k \cdot \Delta t^2 \right) \cdot u''_i + (c + k \cdot \Delta t) \cdot u'_i + k \cdot u_i = -m \cdot U_g''_{i+1}$$

Haciendo un reemplazo de variables, se reformula la ecuación como sigue:

$$A = m + \frac{1}{2} \cdot c \cdot \Delta t + \frac{1}{4} \cdot k \cdot \Delta t^2 \quad (\text{Ec. 66})$$

$$B = A - m \quad (\text{Ec. 67})$$

$$C = c + k \cdot \Delta t \quad (\text{Ec. 68})$$

$$A \cdot u''_{i+1} + B \cdot u''_i + C \cdot u'_i + k \cdot u_i = -m \cdot U''_{g_{i+1}} \quad (\text{Ec. 69})$$

$$u''_{i+1} = \frac{-m \cdot U''_{g_{i+1}} - B \cdot u''_i - C \cdot u'_i - k \cdot u_i}{A} \quad (\text{Ec. 70})$$

$$u'_{i+1} = u'_i + \frac{1}{2} \cdot (u''_i + u''_{i+1}) \cdot \Delta t \quad (\text{Ec. 71})$$

$$u_{i+1} = u_i + u'_i \cdot \Delta t + \frac{1}{4} \cdot (u''_i + u''_{i+1}) \cdot \Delta t^2 \quad (\text{Ec. 72})$$

Con estas expresiones se puede obtener la respuesta estructural de un sistema sometido a una excitación en la base, sismo para este caso, pero para fines de simplificación para algoritmos computacionales, y reordenando términos, la ecuación ordinaria del movimiento para cada *paso* a analizar es la siguiente:

$$A_1 = 1 + \omega_n \cdot \zeta \cdot \Delta t + \frac{1}{4} \cdot \omega_n^2 \cdot \Delta t^2 \quad (\text{Ec. 73})$$

$$B_1 = A_1 - 1 \quad (\text{Ec. 74})$$

$$C_1 = 2 \cdot \zeta \cdot \omega_n + \omega_n^2 \cdot \Delta t \quad (\text{Ec. 75})$$

$$A_1 \cdot u''_{i+1} + B_1 \cdot u''_i + C_1 \cdot u'_i + \omega_n \cdot u_i = -U''_{g_{i+1}} \quad (\text{Ec. 76})$$

Este procedimiento será iterativo para todos los pasos que se analice, obteniendo al final para el sistema valores de aceleración, velocidad y desplazamiento en el tiempo.

El espectro de respuesta es determinado con el procedimiento del apartado anterior, donde para cada periodo se calcula un valor máximo de respuesta.

2.2.10. Normas Técnicas para el Análisis Sísmico de Reservorios Elevados

En el Perú no se cuenta con una norma que contemple el análisis y diseño de estructuras contenedoras de agua, por lo que es necesario recurrir a normas internacionales. A continuación, se describe brevemente algunas normas afines con el análisis y diseño de reservorios elevados, también se explica la Norma de Diseño Sismorresistente E030-2018.

2.2.10.1.NTE E.030

La norma técnica E.030 perteneciente al Reglamento Nacional de Edificaciones es la norma de diseño sismorresistente principalmente aplicada para edificaciones. En esta norma encontramos los coeficientes o factores que sirve para calcular el pseudo espectro de aceleraciones.

El factor de zona (Z) se interpreta como la máxima aceleración horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de excedencia en 50 años. Se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad (Tabla 4).

Tabla 4

Factores de Zona según la Norma E.030-RNE.

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
1	0.10
2	0.25
3	0.35
4	0.45

El factor de importancia (U) amplifica la cortante en la base dependiendo de la importancia de la estructura y los daños que pueda ocasionar la falla de estos. Los reservorios en general según la norma se encuentran en la categoría A teniendo un factor de importancia $U=1.5$.

En estado local del suelo y la zona en que se encuentra la estructura determinará el valor del factor S, que es un factor de amplificación del suelo. En la Tabla 4 se muestran los valores del factor S.

Tabla 5

Factores de Amplificación del Suelo según la Norma E.030-RNE.

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE SUELO				
ZONA	SUELO			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
4	0.80	1.00	1.05	1.10
3	0.80	1.00	1.15	1.20
2	0.80	1.00	1.20	1.40
1	0.80	1.00	1.60	2.00

Para alcanzar la representación del espectro, se multiplica por el factor de amplificación sísmica C, cuyo valor depende del periodo fundamental de la estructura.

$$C = 2.50 \quad \text{para} \quad T < T_P \quad (\text{Ec. 77})$$

$$C = 2.50 \cdot \left(\frac{T_P}{T} \right) \quad \text{para} \quad T_P \leq T < T_L \quad (\text{Ec. 78})$$

$$C = 2.50 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right) \quad \text{para} \quad T \geq T_L \quad (\text{Ec. 79})$$

Donde:

T: Periodo fundamental de la estructura.

T_P: Periodo límite de la meseta.

T_L: Periodo de inicio del comportamiento inelástico del suelo.

“Esta norma explica que mientras no se cuente con normas nacionales específicas para estructuras tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, túneles y todas aquellas cuyo comportamiento sísmico difiera del de las edificaciones, se debe utilizar los valores Z y S del Capítulo II amplificados de acuerdo a la importancia de la estructura considerando la práctica internacional”.

El factor de reducción sísmica R depende de la ductilidad, sobrerresistencia y redundancia que puede presentar la estructura. La sobrerresistencia en las edificaciones es dado por elementos no estructurales como los tabiques, caso en el que los reservorios elevados carecen de estos. En cuanto a la redundancia, las edificaciones presentan un gran número de apoyos en la base; en los reservorios elevados el número es menor. Consecuente de estas dos características de los reservorios elevados las normas internaciones dan como valor del factor de reducción un número menor al que normalmente se da en las edificaciones.

La norma peruana de diseño sismorresistente E0.30 establece que los factores de reducción “*No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido*”, siendo los reservorios uno de estos casos al presentar una gran masa en la parte superior de toda su estructura. Para la obtención de estos valores se recurre a las normas ACI 350.3-06 y ASCE/SEI 07-10.

En el Artículo 30, la norma establece un procedimiento para el Análisis Dinámico Tiempo – Historia. En el cual se menciona que:

- “Para el análisis se usan como mínimo tres conjuntos de registros de aceleraciones del terreno, cada uno de los cuales incluye dos componentes en direcciones ortogonales.
- Cada conjunto de registros de aceleraciones del terreno consiste en un par de componentes de aceleración horizontal, elegidas y escaladas de eventos individuales.

- Las historias de aceleración son obtenidas de eventos cuyas magnitudes, distancia a las fallas, y mecanismos de fuente sean consistentes con el máximo sismo considerado.
- Para cada par de componentes horizontales de movimiento del suelo, se construye un espectro de pseudo aceleraciones tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados para cada componente por separado, con 5% de amortiguamiento. Ambas componentes se escalan por un mismo factor, de modo que en el rango de períodos entre $0,2 T$ y $1,5 T$ (siendo T el período fundamental), 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, calculada según el numeral 29.2 con $R = 1$ ”.

2.2.10.2.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” (Huaranga, 2015, pág. 11).

“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” (Huaranga, 2015, pág. 11).

En las Tablas N° 6 y 7 se muestran los factores de importancia (I) y de reducción sísmica de la respuesta (R) que se obtienen a partir del uso y del tipo de estructura, respectivamente.

Tabla 6

Factores de Importancia según la Norma ACI350.3-06.

	Uso de Tanque	Factor I
III	Tanques que contienen materiales peligrosos	1.50
II	Tanque 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	1.00

Tabla 7

Factores de Modificación de Respuesta R según la Norma ACI350.3-06.

Tipo de estructura	R_i		R_c
	Sobre Terreno	Enterrados	
Anclados, Tanques con base flexible	3.25	3.25	1.00
Tanques con base empotrada o rotulada	2.00	3.00	1.00
Tanques apoyados	1.50	2.00	1.00
Tanques sobre pedestales	2.00	-----	1.00

“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” (Huaranga, 2015).

En el Capítulo 9.4.2 y R9.4.2 del ACI350.3-06 se puede ver referente a la masa convectiva existe un factor de 1.5 que representa aproximadamente la ratio de amplificación espectral basado 0.5% de amortiguamiento del agua sobre el 5% de amortiguamiento de la estructura de concreto armado.

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 (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 y convectivo:

$$W_i = \frac{\tanh\left(0.866 \cdot \frac{D}{H_L}\right)}{0.866 \cdot \frac{D}{H_L}} \cdot W_L \quad (\text{Ec. 80})$$

$$W_c = 0.23 \cdot \frac{D}{H_L} \cdot \tanh\left(\frac{3.68 \cdot H_L}{D}\right) \cdot W_L \quad (\text{Ec. 81})$$

Donde:

W_i : Peso equivalente de la componente impulsiva (*tonf*)

W_c : Peso equivalente de la componente convectiva (*tonf*)

W_L : Peso total del agua del reservorio (*tonf*)

D : Diámetro interior de la cuba del reservorio elevado (*m*)

H_L : Altura de agua libre en la cuba en metros (*m*)

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

$$h_i = 0.5 \cdot H_L - 0.09375 \cdot D \quad \text{para} \quad \frac{D}{H_L} < 1.333 \quad (\text{Ec. 82})$$

$$h_i = 0.375 \cdot H_L \quad \text{para} \quad \frac{D}{H_L} \geq 1.333 \quad (\text{Ec. 83})$$

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

$$h_c = \left(1 - \frac{\cosh\left(3.68 \cdot \frac{H_L}{D}\right) - 1}{3.68 \cdot \frac{H_L}{D} \cdot \sinh\left(3.68 \cdot \frac{H_L}{D}\right)} \right) \quad (\text{Ec. 84})$$

Cálculo del lugar de la masa impulsiva con relación a la base incluyendo la presión generada en la base:

$$h'_i = 0.45 \cdot H_L \quad \text{para} \quad \frac{D}{H_L} < 0.75 \quad (\text{Ec. 85})$$

$$h'_i = \left(\frac{0.866 \cdot \frac{D}{H_L}}{2 \cdot \tanh\left(0.866 \cdot \frac{D}{H_L}\right)} - \frac{1}{8} \right) \cdot H_L \quad \text{para} \quad \frac{D}{H_L} \geq 0.75 \quad (\text{Ec. 86})$$

Cálculo del lugar de la masa convectiva con relación a la base incluyendo la presión generada en la base:

$$h'_c = \left(1 - \frac{\cosh\left(3.68 \cdot \frac{H_L}{D}\right) - 2.01}{3.68 \cdot \frac{H_L}{D} \cdot \sinh\left(3.68 \cdot \frac{H_L}{D}\right)} \right) \quad (\text{Ec. 87})$$

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

$$w_c = \sqrt{\frac{3.68 \cdot g \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \frac{H_L}{D}\right)}{D}} \quad (\text{Ec. 88})$$

$$K_c = (w_c)^2 \cdot \frac{W_c}{g} \quad (\text{Ec. } 89)$$

Donde:

w_c : Frecuencia circular de oscilación del primer modo convectivo (rad/s)

K_c : Rigidez del resorte de la masa convectiva ($tonf/m$)

g : Aceleración de la gravedad (m/s^2)

Sin embargo, en el capítulo 9.7 y R9.7 se aclara que el Comité 371 (ACI 371) proporciona pautas adicionales sobre el análisis dinámico de tanques elevados.

2.2.10.3.ASCE/SEI 07-10

“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” (Huaranga, 2015, pág. 15).

El espectro elástico para el análisis sísmico se construye desde S_s que es el valor de la aceleración espectral para un periodo de 0.2s y S_l que viene a ser el valor de la aceleración espectral para un periodo de 1s, para ambos casos la posibilidad de excedencia es de 2% en 50 años.

Estos parámetros iniciales S_s y S_l para el caso del territorio nacional fue estudiado por Roncal (2017), donde finalmente se pudo representar dichos valores de aceleración espectral en un mapa de isoaceleraciones espectrales para un suelo tipo B, los tiempos de retorno (T_r) que estudió fueron de 100, 145, 475, 1000, 2475 y 5000 años.

Estos valores son multiplicados por parámetros de sitio F_a y F_v , en las Tablas 8 y 9 se muestra dichos valores, respectivamente. Obteniendo los valores de la Ec.19 y Ec.20.

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (\text{Ec. 90})$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (\text{Ec. 91})$$

Tabla 8

Parámetros de Sitio F_a según ASCE/SEI 07-10

CLASE DE SITIO	Parámetro de sitio para periodos cortos (F_a)					
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s = 1.25$	$S_s \geq 1.25$
A	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
B	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
C	1.30	1.30	1.20	1.20	1.20	1.20
D	1.60	1.40	1.20	1.10	1.00	1.00
E	2.40	1.70	1.30			
F	Ver sección 11.4.8 del ASCE/SEI 07-10					

Tabla 9

Parámetros de Sitio F_v según ASCE/SEI 07-10

CLASE DE SITIO	Parámetro de sitio para periodo de 1s (F_v)					
	$S_l \leq 0.10$	$S_l = 0.20$	$S_l = 0.30$	$S_l = 0.40$	$S_l = 0.50$	$S_l \geq 0.60$
A	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
B	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
C	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.40
D	2.40	2.20	2.00	1.90	1.80	1.70
E	4.20					
F	Ver sección 11.4.8 del ASCE/SEI 07-10					

Donde la clase de sitio:

A: Roca dura.

B: Roca.

C: Suelo muy denso o roca suave.

D: Suelo rígido.

E: Suelo arcilloso.

F: Suelo que requiere de un análisis de respuesta de sitio.

La construcción del espectro sísmico continua con la obtención de los valores de S_{DS} y S_{D1} que son dos parámetros para periodos cortos y para periodo de 1s, respectivamente.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS} \quad (\text{Ec. 92})$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1} \quad (\text{Ec. 93})$$

El espectro de diseño sísmico tendrá cuatro tramos que se obtienen de acuerdo al periodo fundamental de la estructura.

$$S_a = S_{DS} \cdot \left(0.4 + 0.6 \cdot \frac{T}{T_0} \right) \quad \text{para} \quad T < T_0 \quad (\text{Ec. 94})$$

$$S_a = S_{DS} \quad \text{para} \quad T_0 \leq T < T_S \quad (\text{Ec. 95})$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad \text{para} \quad T_S \leq T < T_L \quad (\text{Ec. 96})$$

$$S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2} \quad \text{para} \quad T_L \leq T \quad (\text{Ec. 97})$$

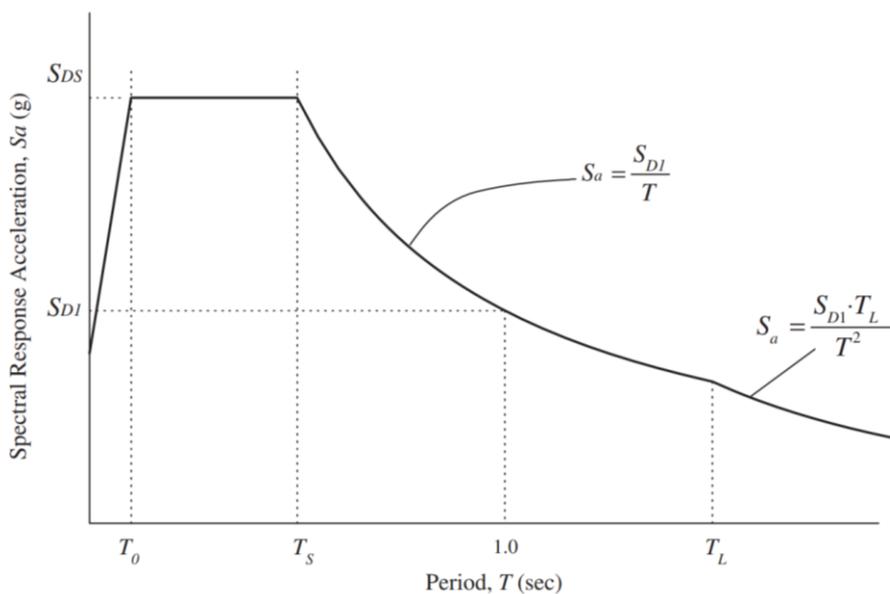
Además:

$$T_0 = 0.2 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (\text{Ec. 98})$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (\text{Ec. 99})$$

Figura 39

Forma del Espectro Sísmico según ASCE/SEI 07-10.



Nota. Reproducida de Design Response Spectrum, de ASCE/SEI 07-10, 2010, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.

Donde:

T : Período fundamental de la estructura (s).

T_L : Período de transición para período largos (s).

S_a : Espectro de respuesta de aceleraciones.

En el capítulo 15 la norma ASCE/SEI 07-10 se enfoca en estructuras no edificables, clasificando al reservorio elevado como una estructura no edificable no similar a edificios, según lo indica en la Tabla 10.

Tabla 10

Coefficientes Sísmicos para Estructuras No Edificables no Similar a Edificios según ASCE/SEI 07-10

Tipo de Estructura no Edificable	Requisitos / Detalles	R	Ω_0	C_d	Límite de Altura Estructural, h_n , (ft)				
					B	C	D	E	F
Tanque Elevado, recipientes, contenedores o tolvas Sobre arriostres simétricos (no similar a edificios) Sobre arriostres asimétricos (no similar a edificios) Horizontal, silla de soporte soldado de recipiente de acero	15.7.10	3	2	2.5	NL	NL	160	100	100
	15.7.10	2	2	2.5	NL	NL	100	60	60
	15.7.14	3	2	2.5	NL	NL	NL	NL	NL
Tanque o Recipiente con soporte en torre estructural similar a edificios	15.5.5	Usar valores para el tipo de estructura apropiada en las categorías de sistemas de perfiles de construcciones y sistemas de perfiles resistente a momentos que se encuentra en la Tabla 12.2-1 o Tabla 15.4.1							

Según la Tabla 10, los coeficientes para el diseño sísmico son $R=2$ y $C_d=2.5$, con estos valores el espectro mencionado en la Fig.39 estaría siendo modificado por estos nuevos coeficientes.

Adicionalmente, en el apartado 15.4.5 del ASCE/SEI 7-10 menciona el límite de distorsión (*drift limitations*), en el cual se explica que no necesariamente debe cumplir con los límites de distorsión del capítulo 12.12.1. sin embargo, para propósito del presente estudio se limita a cumplir con lo establecido en esta norma, tal como se muestra en la Tabla 11.

Tabla 11

Distorsión permitida por piso según ASCE/SEI 07-10

Distorsión permitida por piso (Δ_a)			
Estructura	Categoría de Riesgo		
	I o II	III	IV
Estructuras que no sean de muro de corte de mampostería, estructuras de 4 pisos o menos por encima de la base como se define en la Sección 11.2, con muros interiores, particiones, techo, y sistema de muros exteriores que ha sido diseñado para adaptarse a las distorsiones de pisos.	$0.025h_{sx}$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Estructuras de muro de corte en voladizo de mampostería	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Otra estructura de muro de corte de mampostería	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
Todas las demás estructuras	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

2.2.10.4.ACI371 R-16

El ACI 371R-16 es la guía para el análisis, diseño y construcción de reservorios elevados que contienen agua. Asimismo, en el capítulo 4 de esta guía se detalla el procedimiento para el diseño de reservorios elevados.

En el apartado 4.2.1 explica que las cargas mínimas de diseño deber ser tomados de código ASCE/SEI. Además, las cargas son para Categoría de Riesgo IV (Risk Category IV) definidos en la Tabla 1.5-1 del ASCE/SEI 7-10. La clasificación de Categoría de Riesgo IV incluya estructuras diseñadas como instalaciones esenciales necesarias en una emergencia.

En el siguiente apartado 4.2.4.1 para determinar un modelo de masas equivalentes del agua en movimiento, se hace referencia al capítulo 9 del ACI350.3-06.

Además, esta guía explica el procedimiento de análisis sísmico en el numeral 4.2.8.2, estableciendo dos procedimientos que son el Método de Fuerza Lateral Equivalente (Análisis Estático) y el Análisis de Respuesta Modal Espectral (Análisis Dinámico).

En el caso del Método de Fuerza Lateral Equivalente la fuerza cortante sísmica en la base viene dado por la Ec. (99).

$$V = C_s \cdot W_e \quad (\text{Ec. 100})$$

Donde el coeficiente de respuesta sísmica C_s puede ser obtenido por:

$$C_s = \frac{S_{DS} \cdot I}{R} \quad (\text{Ec. 101})$$

Alternativamente, el coeficiente de respuesta sísmica C_s no necesita ser mayor que:

$$C_s = \frac{S_{DI} \cdot I}{T_f \cdot R} \quad (\text{Ec. 102})$$

T_f : Periodo fundamental de la estructura.

W_e : Peso efectivo de la estructura.

El periodo fundamental de la estructura T_f es determinado por la siguiente expresión:

$$T_f = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_l}{g \cdot k_c}} \quad (\text{Ec. 103})$$

W_l : Peso total del agua y carga muerta.

k_c : Periodo fundamental de la estructura.

g : Aceleración de la gravedad (m/s^2)

La distribución vertical de la fuerza sísmica lateral F_x ocasionado en cada nivel x debe ser calculado por:

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (\text{Ec. 104})$$

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot (h_x)^k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot (h_i)^k} \quad (\text{Ec. 105})$$

Donde k es el exponente relacionado al periodo de la estructura de la siguiente manera:

$k=1$; para estructuras que tienen un periodo menor o igual a 0.5 segundos.

$k=2$; para estructuras que tienen un periodo mayor o igual a 2.5 segundos.

Para estructuras que tienen un periodo comprendido entre 0.5 y 2.5 segundos, el valor de k puede ser 2 o se determina por una interpolación lineal entre 1 y 2. La cortante sísmica lateral V_x actuante en cada nivel de la estructura es determinado por:

$$V_x = \sum_{i=1}^x F_i \quad (\text{Ec. 106})$$

Donde F_i es desde la parte superior de la estructura hasta el nivel considerado.

La estructura será diseñada para resistir efectos de volteo generado por la fuerza sísmica determinada en la Ec. (26). El momento de volteo de cada nivel x , M_x , será determinado por:

$$M_x = \sum_{i=1}^x F_i \cdot (h_i - h_x) \quad (\text{Ec. 107})$$

Por otro lado, el Análisis de Respuesta Modal Espectral (Análisis Dinámico) es como sigue:

Se debe realizar un análisis para determinar los modos naturales de vibración para la estructura, incluyendo el periodo de cada modo, el vector de forma modal Φ , el factor de participación modal y la masa modal.

El análisis deberá incluir un número suficiente de modos para obtener una combinación modal de participación de masas de al menos 90% de la masa actual en cada una de las dos direcciones ortogonales.

Los periodos requeridos, formas de modo y factor de participación de la estructura será calculado por métodos establecidos de análisis estructural para la condición de base fija o empotrada usando masas y rigideces elásticas del sistema resistente de fuerza sísmica.

La porción de la cortante basal contribuye cada modo de vibración, V_m , será determinado por:

$$V_m = C_{sm} \cdot W_m \quad (\text{Ec. 108})$$

$$W_m = \frac{\left(\sum_{i=1}^n W_i \cdot \Phi_{im} \right)^2}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \Phi_{im}^2} \quad (\text{Ec. 109})$$

El coeficiente de diseño sísmico modal C_{sm} puede ser determinado por lo siguiente:

$$C_{sm} = \frac{S_{DS} \cdot I}{R} \quad \text{para} \quad T_m \leq T_s \quad (\text{Ec. 110})$$

$$C_{sm} = \frac{S_{D1} \cdot I}{T_m} \quad \text{para} \quad T_s < T_m < T_L \quad (\text{Ec. 111})$$

$$C_{sm} = \frac{S_{D1} \cdot T_L \cdot I}{R} \quad \text{para} \quad T_m \geq T_L \quad (\text{Ec. 112})$$

La cortante total en la base V_t , se determina por la superposición modal de cortante calculada con la Ec. (30), no puede ser menor que el 85% de la cortante en la base calculada por la Ec. (22).

La fuerza modal en cada nivel es determinada por:

$$F_{xm} = C_{vxm} \cdot V_m \quad (\text{Ec. 113})$$

$$C_{vzm} = \frac{W_x \cdot \Phi_{xm}}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \Phi_{im}} \quad (\text{Ec. 114})$$

2.2.10.5. Elección de Norma Técnica para el Análisis Sísmico

Frente a la cantidad de normas mencionadas y detalladas, es necesario elegir una norma para cada tipo de análisis, debiendo esta elección cumplir con un requisito de coherencia y correlación al utilizar más de una de ellas.

Cabe indicar que la norma a elegir es indiferente al modelo matemático explicado en el acápite 2.2.5 y 2.2.6 del presente estudio.

La norma NTE E.030 será utilizado para el análisis sísmico tiempo – historia, no encontrando limitación para su uso en este tipo de análisis.

La norma ACI350.3-06 servirá para poder idealizar el agua en los distintos análisis sísmicos.

Finalmente, las normas principales para poder definir los parámetros sísmicos en el Análisis Estático y Análisis sísmico modal – espectral serán el ASCE/SEI 7-10 y ACI371 R-16, contando estas dos normas en su contenido parámetros para el diseño sísmico de reservorios o tanques elevados.

2.3. Bases conceptuales o Definición de términos básicos

Análisis sísmico: Estudio del comportamiento de las estructuras ante un evento sísmico. Estableciendo parámetros mínimos para poder resistir estas sollicitaciones.

Análisis sísmico estático: Análisis sísmico donde se aplica a la estructura un sistema de cargas laterales cuyo efecto estático se supone equivalente al de la acción sísmica

Análisis sísmico dinámico modal espectral: Análisis sísmico donde la acción sísmica es determinada por medio de pseudo aceleraciones.

Análisis sísmico dinámico tiempo historia: La acción sísmica es determinado por el escalamiento de una serie de acelerogramas.

Modelo matemático: Formas de representar la estructura, la complejidad depende del número de grados de libertad que se asuma.

Respuesta estructural: Resultado que se puede calcular en la estructura al ser sometido a algún tipo de excitación.

Reservorio: Estructura cuya función es contener líquidos.

III. Metodología

3.1. Población y selección de la muestra

En la presente investigación se usó la muestra no probabilística o también conocida como muestra dirigida según Sampieri et al. (2014).

De la misma manera se define la respuesta estructural de un reservorio elevado de volumen representativo que comprende dichas estructuras existentes en poblaciones de las ciudades más importantes del país, por lo que la muestra de volumen tomada será de 600m³, no generando ninguna estimación estadística por lo mencionado anteriormente.

3.2. Nivel, tipo y diseño de estudio

El nivel, tipo y diseño de investigación está basado en Sampieri et al. (2014) como se indica a continuación:

3.2.1. Nivel de investigación

El nivel de investigación es relacional en el cual la relación entre las variables es clara, la variable independiente que es el modelo matemático y la variable dependiente que es la respuesta estructural.

3.2.2. Tipo de investigación

El tipo de investigación es aplicada, que busca la generación de conocimiento con aplicación directa de conocimientos anteriores.

3.2.3. Diseño de la investigación

Responde al tipo Experimental, que según la tipología de Diseños Experimentales se ubica como Experimento “Puro”, donde se presenta un grupo de control (respuesta estructural) para ver la variación con el modelo matemático empleado.

3.2.4. Enfoque de la Investigación

Esta investigación pertenece al enfoque cuantitativo, donde se pretende determinar la respuesta estructural en un reservorio elevado tipo Intze aporticado considerando modelos matemáticos simples y complejos. Proceso que es secuencial y probatorio.

3.3. Métodos, Técnicas e instrumentos

La presente investigación sigue los procedimientos de un método experimental, el control de las variables es parte del mismo. Así mismo, se realiza comprobaciones y examen de resultados, que da la oportunidad de verificar y comprender mejor los principios en que se basan las técnicas de recolección de información.

La técnica de recolección de datos responde a una técnica experimental, que son más aplicadas en las Ciencias Técnicas y éstas consisten en las determinaciones de una o más variables medidas directamente con instrumentos de medición, en este caso es a través del computador y el software incorporado especialmente para la medición de datos, las mismas que serán registradas en formularios, que posteriormente se preparará una matriz de datos para que se pueda analizar. El instrumento para la recolección de datos son formularios preparados para la recolección de lectura de datos.

3.4. Procedimiento

El análisis cuantitativo de los datos se efectuará mediante la matriz de datos. El procesamiento de datos se realizará de manera autónoma en un algoritmo incorporado para ordenar la respuesta estructural de forma ordenada y sistematizada. Luego de la recopilación de datos se procesará, ordenará y presentará para su análisis.

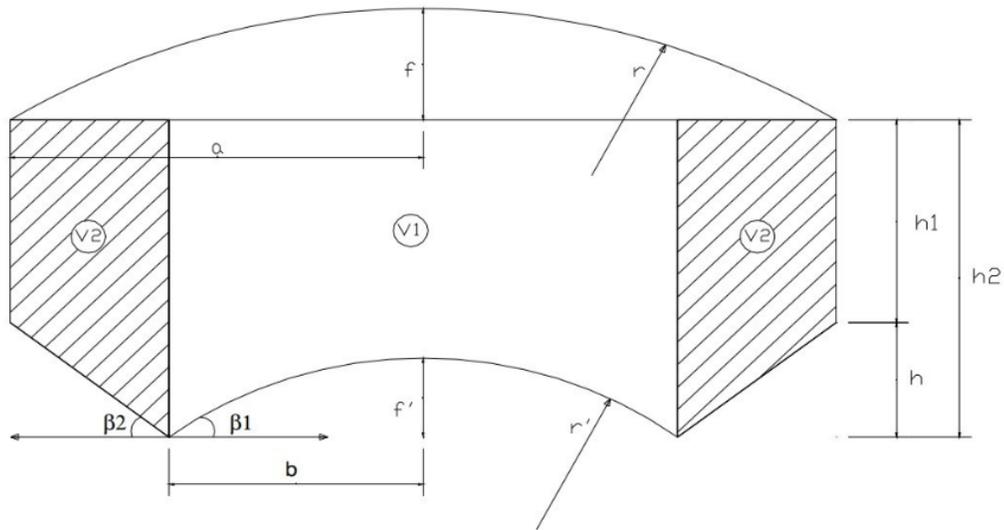
IV. Resultados

4.1. Predimensionado

Para el predimensionado del reservorio, se deduce fórmulas previas, según la Fig. 40.

Figura 40

Deducción de Fórmulas Previas.



Para la deducción de las fórmulas previas, basado en la Ec. (6) y Ec. (7), en función de las variables que se muestra en la Fig. 40, se deduce que:

$$V_1 = \pi \cdot b^2 \cdot h_2 - \pi \cdot (f')^2 \cdot \left(r' - \frac{f'}{3} \right) \quad (\text{Ec. 115})$$

$$V_2 = \frac{1}{3} \cdot (a-b) \cdot \pi \cdot [h_1 \cdot (2 \cdot a + b) + h_2 \cdot (2 \cdot b + a)] \quad (\text{Ec. 116})$$

$$\tan(\beta_1) = \frac{b}{\sqrt{(r')^2 - b^2}} \quad (\text{Ec. 117})$$

$$\tan(\beta_2) = \frac{(h_2 - h_1)}{a - b} \quad (\text{Ec. 118})$$

Usando propiedades geométricas, se deduce:

$$2 \cdot r \cdot f = a^2 + f^2 \quad (\text{Ec. 119})$$

$$2 \cdot (r') \cdot (f') = b^2 + (f')^2 \quad (\text{Ec. 120})$$

Las siguientes formulaciones son resultado de un proceso de aproximaciones y servirán como los primeros valores para un proceso de iteración, en cumplimiento con la Ec. (114) y Ec. (115).

$$a = 0.722160926 \cdot \sqrt[3]{V_A} \quad (\text{Ec. 121})$$

$$b = \frac{a}{\sqrt{2}} \quad (\text{Ec. 122})$$

$$r' = \sqrt{2} \cdot b \quad (\text{Ec. 123})$$

$$h_2 = a \quad (\text{Ec. 124})$$

$$h_1 = b \quad (\text{Ec. 125})$$

$$f' = a - b \quad (\text{Ec. 126})$$

$$f = \frac{a}{3} \quad (\text{Ec. 127})$$

$$r = \frac{5}{3} \cdot a \quad (\text{Ec. 128})$$

Con estos primeros valores se calcula por un proceso iterativo las dimensiones finales, variando f' hasta dar con el Volumen de Almacenamiento (V_A), tal y como se observa en la Tabla 12.

Tabla 12*Proceso Iterativo para Predimensionado*

<i>Iter.</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>h₂</i>	<i>D</i>	<i>f'</i>	<i>r'</i>	<i>h₁</i>	<i>V₁</i>	<i>V₂</i>	<i>V_{CH}</i>	<i>V_A</i>
1	6.09	4.31	6.09	1.90	2.03	5.58	3.93	291.41	288.34	11.51	568.24
2	6.09	4.31	6.09	1.90	1.90	5.83	4.14	295.95	294.70	11.88	578.76
3	6.09	4.31	6.09	1.90	1.80	6.05	4.28	299.40	299.24	12.16	586.48
4	6.09	4.31	6.09	1.90	1.70	6.31	4.42	302.79	303.51	12.45	593.86
5	6.09	4.31	6.09	1.90	1.61	6.57	4.54	305.80	307.14	12.70	600.24
6	6.09	4.31	6.09	1.90	1.50	6.93	4.68	309.43	311.34	13.01	607.75
7	6.09	4.31	6.09	1.90	1.20	8.33	5.01	319.03	321.70	13.86	626.86
8	6.09	4.31	6.09	1.90	1.00	9.77	5.21	325.24	327.93	14.43	638.73

Como resultado final de este proceso se tiene:

- $a = 6.09 \text{ m}$** Radio del Casquete esférico de Cúpula de Cobertura.
- $b = 4.31 \text{ m}$** Radio del Casquete esférico de la Cúpula de Fondo
- $r' = 6.57 \text{ m}$** Radio de la Esfera de la Cúpula de Fondo
- $h_2 = 6.09 \text{ m}$** Altura del Depósito sin considerar la Cúpula de Cobertura
- $h_1 = 4.54 \text{ m}$** Altura de Cilíndrico del Depósito de Almacenamiento
- $f' = 1.61 \text{ m}$** Flecha de la Cúpula de Fondo
- $f = 2.03 \text{ m}$** Flecha de la Cúpula de Cobertura
- $r = 10.15 \text{ m}$** Radio de la Esfera de la Cúpula de Cobertura
- $D = 1.90 \text{ m}$** Diámetro Exterior de la Chimenea de acceso

En la Fig. 41 se puede ver las dimensiones analíticas del depósito de agua y a partir de estas se desarrolla las dimensiones iniciales para la arquitectura del depósito, tal como se muestra en la Fig. 42.

Las columnas de soporte son cuadradas de 0.50m de lado y las vigas de arriostre por nivel son de 0.50m de base por 0.40m de peralte. En la Fig. 43 se aprecia una vista frontal del reservorio elevado y en la Fig. 44 se puede ver una vista en sección de la misma.

Figura 43

Vista Frontal del Reservorio Elevado.

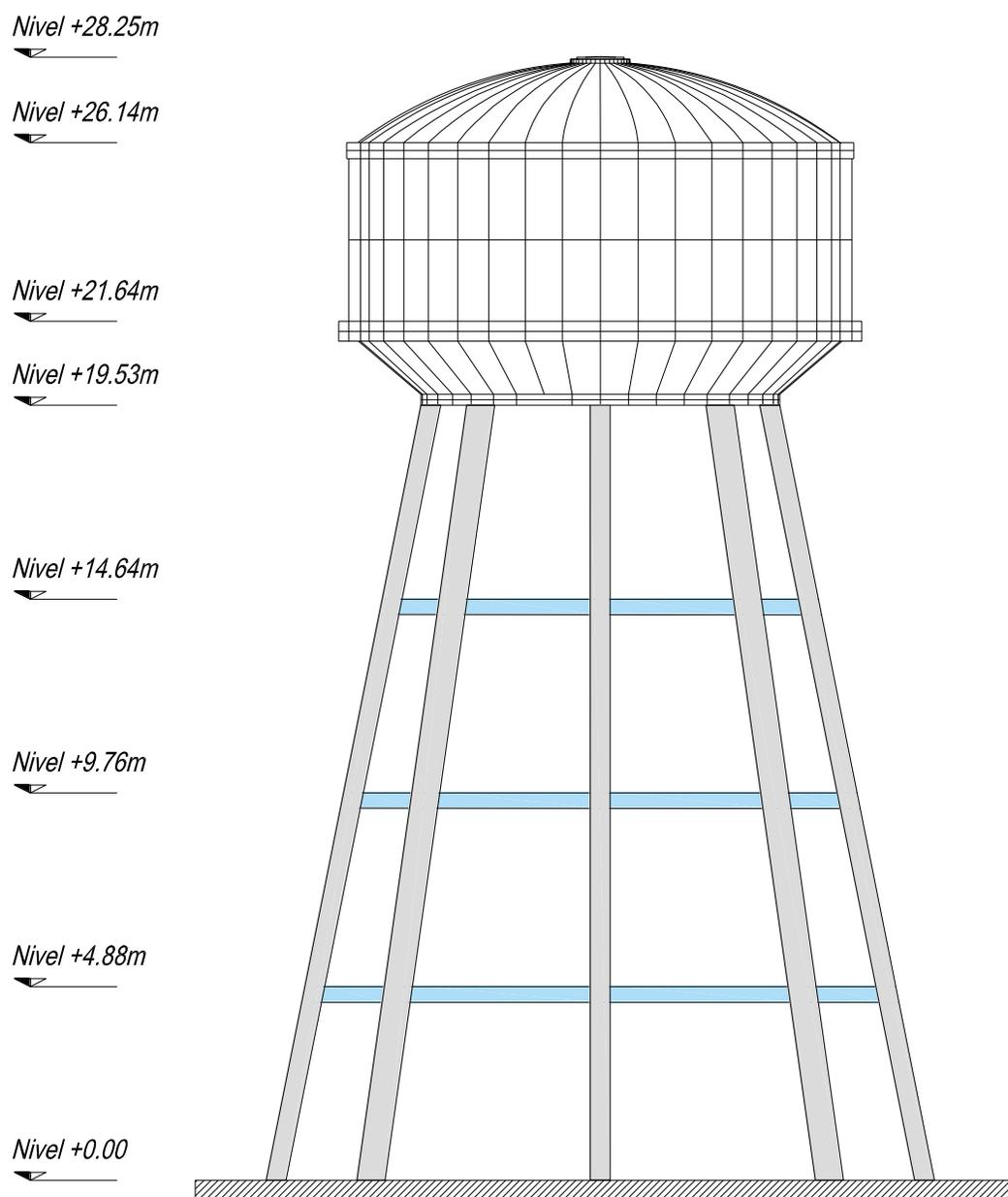
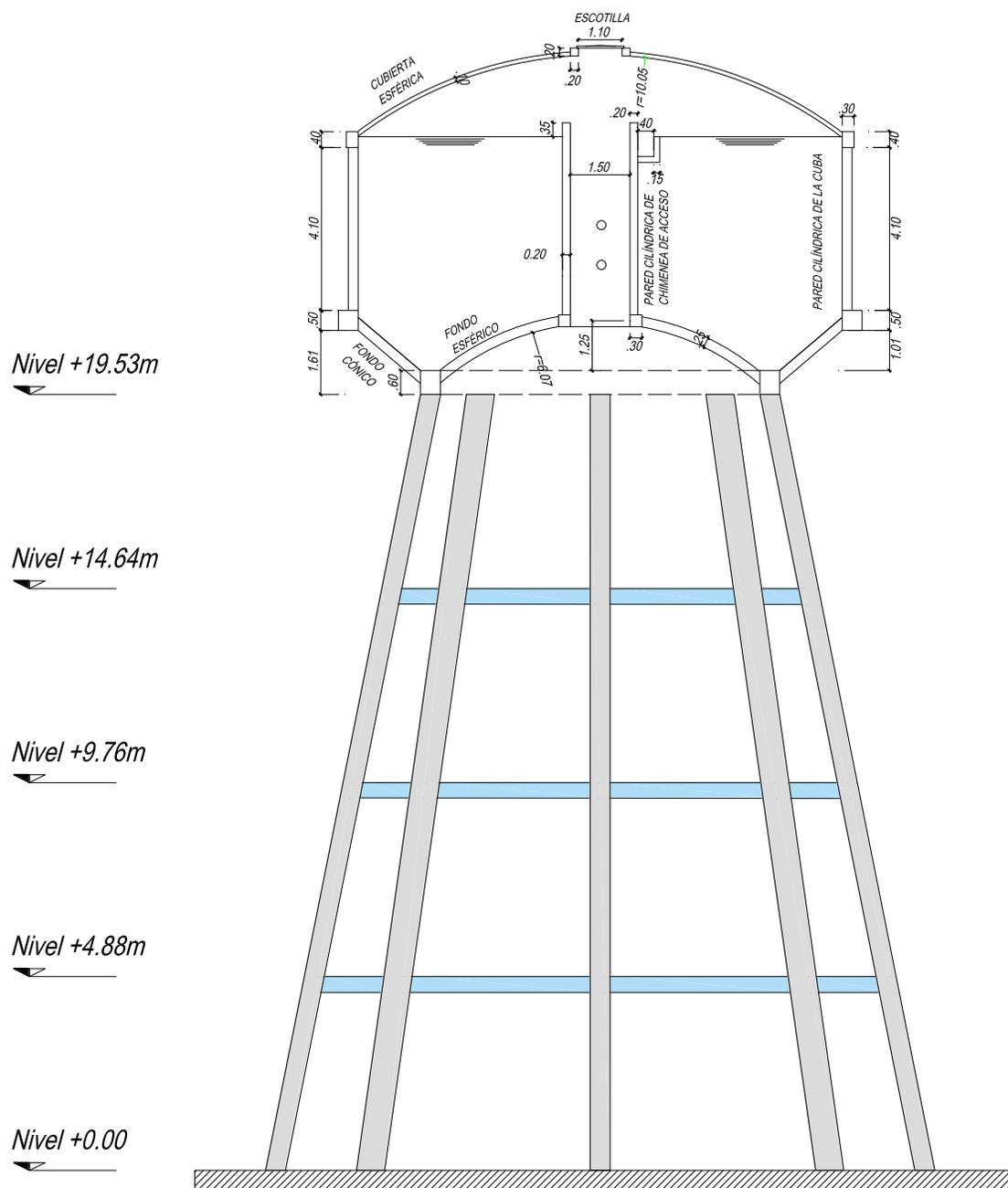


Figura 44*Sección Transversal del Reservorio Elevado.*

4.2. Metrado de Cargas

Para el metrado de cargas, el cálculo es simple porque se usa propiedades geométricas para el cálculo del volumen de los componentes, para luego este ser multiplicado por el peso específico del material. Así mismo, se asume el peso específico del concreto armado como 2.40 tf/m^3 . El resultado se resume en la Tabla 13.

Tabla 13

Metrado de Cargas de Elementos de Depósito de Almacenamiento

ELEMENTO	PESO (tf)
Cúpula de Cobertura (P_{cc})	31.08
Viga Circular Superior (P_{vcs})	11.29
Cuba (P_{cu})	96.08
Chimenea de Acceso (P_{ch})	12.38
Viga Circular Inferior (P_{vci})	23.90
Fondo Cónico (P_{fc})	40.79
Cúpula de Fondo (P_{cf})	39.85
Viga Circular de Fondo (P_{vff})	19.48

El peso del depósito vacío es:

$$W_{\text{depósito}} = P_{vff} + P_{cf} + P_{fc} + P_{vci} + P_{cu} + P_{vcs} + P_{cc} + P_{CH} = 274.86 \text{ tf}$$

El soporte que incluye las vigas y columnas tiene un peso de:

$$W_{\text{soporte}} = 167.16 \text{ tf}$$

Para el peso del agua, asumiendo peso específico de 1 tf/m^3 , se obtiene:

$$W_L = 600.00 \text{ tf}$$

Finalmente, el peso total de la estructura:

$$W_T = W_{\text{depósito}} + W_{\text{soporte}} + W_L = 1042.02 \text{ tf}$$

4.3. Centro de Gravedad de los Elementos

El centro de gravedad de la cúpula de cobertura, al ser un elemento en forma de casco esférico, se calculó por medio de integrales triples en coordenadas polares. En la Fig. 45 se esquematiza un elemento diferencial de casco esférico y en la Fig. 46 la sección transversal de esta.

Figura 45

Elemento Diferencial de un Casco Esférico.

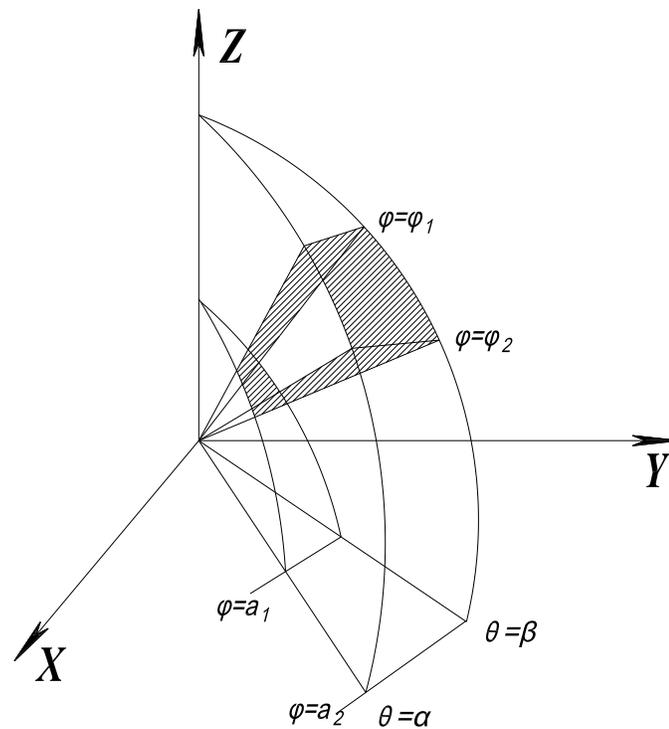
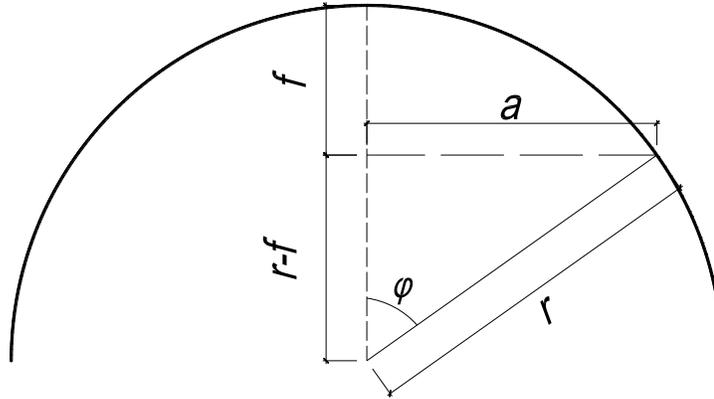


Figura 46

Sección Transversal de un Casco Esférico



La formulación que se obtuvo fue la siguiente:

$$Z_c = \frac{\int_{\alpha}^{\beta} \int_{\varphi_1}^{\varphi_2} \int_{a_1}^{a_2} (\rho \cdot \cos(\varphi)) \cdot \rho^2 \cdot \sin(\varphi) \, d\rho \, d\varphi \, d\theta}{\int_{\alpha}^{\beta} \int_{\varphi_1}^{\varphi_2} \int_{a_1}^{a_2} \rho^2 \cdot \sin(\varphi) \, d\rho \, d\varphi \, d\theta} \quad (\text{Ec. 129})$$

Para el caso que se estudió, las variables fueron:

$$a_1 = r + e_{cc} \quad (\text{Ec. 130})$$

$$a_2 = r \quad (\text{Ec. 131})$$

$$\varphi_1 = 0 \quad (\text{Ec. 132})$$

$$\varphi_2 = a \sin\left(\frac{a}{r}\right) = a \cos\left(\frac{r-f}{r}\right) \quad (\text{Ec. 133})$$

$$\alpha = 0 \quad (\text{Ec. 134})$$

$$\beta = 2 \cdot \pi \quad (\text{Ec. 135})$$

Donde:

e_{cc} : Espesor de la cúpula de cobertura.

Aplicando las formulas anteriores, se obtuvo que el centro de gravedad de la cúpula de cobertura con respecto a la base de la estructura es:

$$ZCG_{cc} = 27.02 \text{ m}$$

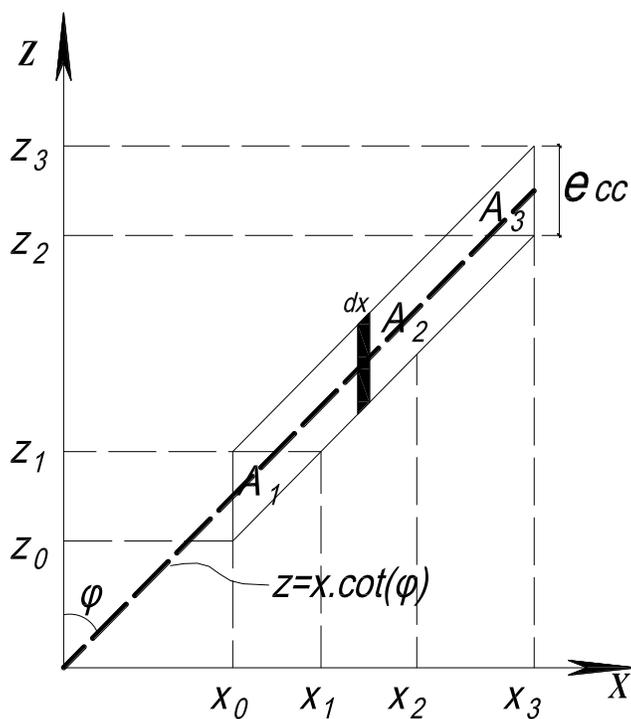
De la misma forma se procedió con la cúpula de fondo y se obtuvo como resultado:

$$ZCG_{cf} = 20.75 \text{ m}$$

En el caso del fondo cónico, las formulaciones se consiguió a partir de la Fig. 47, que representa un elemento diferencial de este elemento.

Figura 47

Elemento Diferencial del Fondo Cónico



Las siguientes expresiones, son producto de un trabajo de reemplazo de y aproximaciones matemáticas variables según la Fig. 47.

$$\varphi = 90^\circ - \beta_2 = 49.01^\circ \quad (\text{Ec. 136})$$

$$x_0 = b + \frac{B_{vf}}{2} \quad (\text{Ec. 137})$$

$$x_1 = e_{cc} \cdot \sec(\varphi) + x_0 \quad (\text{Ec. 138})$$

$$x_2 = x_3 - e_{cc} \cdot \sec(\varphi) \quad (\text{Ec. 139})$$

$$x_3 = (a - b) - \frac{B_{vf}}{2} + x_0 \quad (\text{Ec. 140})$$

$$z_0 = \frac{1}{2} (2 \cdot x_0 \cdot \cot(\varphi) - e_{cc} \cdot \csc(\varphi)) \quad (\text{Ec. 141})$$

$$z_1 = \frac{1}{2} \cdot (2 \cdot x_0 \cdot \cot(\varphi) + e_{cc} \cdot \csc(\varphi)) \quad (\text{Ec. 142})$$

$$z_2 = \frac{1}{2} (2 \cdot x_3 \cdot \cot(\varphi) - e_{cc} \cdot \csc(\varphi)) \quad (\text{Ec. 143})$$

$$z_3 = \frac{1}{2} (2 \cdot x_3 \cdot \cot(\varphi) + e_{cc} \cdot \csc(\varphi)) \quad (\text{Ec. 144})$$

Donde:

β_2 : Ángulo entre la horizontal y fondo cónico (Fig. 40).

B_{vf} : Base de la viga de fondo.

e_{cc} : Espesor de la cúpula de cobertura.

La fórmula que se consiguió para el centro de gravedad del fondo cónico es:

$$Z_{fc} = \frac{1}{3} \cdot \frac{(z_3 + z_2)^2 + (z_0 + z_1) \cdot (z_2 + z_3) + (z_0 + z_1)^2}{z_0 + z_1 + z_2 + z_3} \quad (\text{Ec. 145})$$

El centro de gravedad del fondo cónico respecto a la base es:

$$ZCG_{fc} = 20.59 \text{ m}$$

El caso del resto de elementos es sencillo por tratarse de figuras geométricas simples, en la Tabla 14 se muestra el resumen general.

Tabla 14*Centro de Gravedad de Elementos de Depósito de Agua.*

Elemento	Peso (tf)	ZCG (m)	ZCG x Peso
Cúpula de cobertura	31.08	27.02	839.90
Viga Circular Superior	11.29	25.93	292.89
Cuba	96.08	23.68	2275.57
Chimenea de Acceso	12.38	23.95	296.56
Viga Circular Inferior	23.90	21.41	511.88
Fondo Cónico	40.79	20.59	840.08
Cúpula de Fondo	39.85	20.75	826.76
Viga Circular de Fondo	19.48	19.83	386.37
	274.9		6270.0

4.4. Modelos Mecánico Equivalente

El modelo mecánico equivalente que se usó según 2.2.4 para reemplazar la forma del reservorio tipo Intze a un reservorio cilíndrico, dio como resultado lo mostrado en la Fig.48.

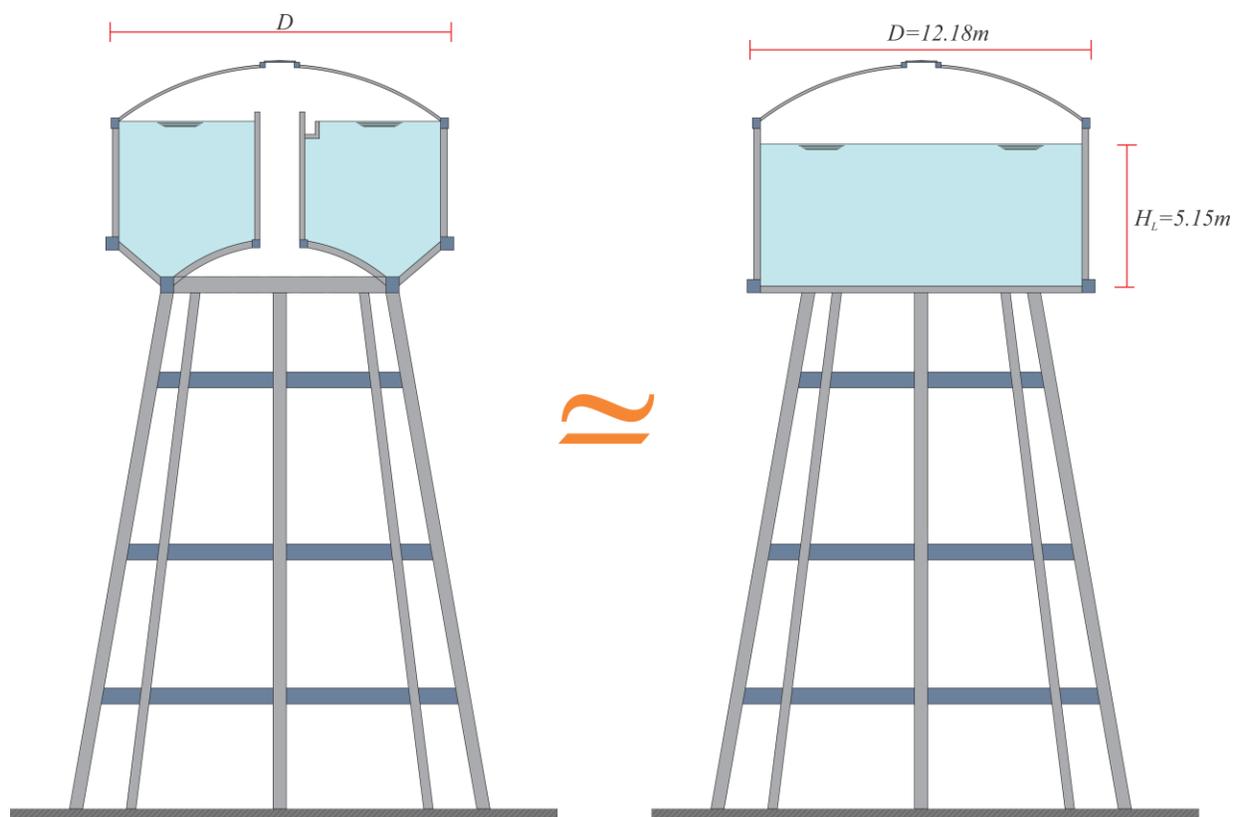
Los valores que se muestran en la Fig. 48 son calculados como:

$$D = 2 \cdot a = 2 \cdot 6.09 \text{ m} = 12.18 \text{ m}$$

$$H_L = \frac{4 \cdot V_A}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 600 \text{ m}^3}{\pi \cdot (12.18 \text{ m})^2} = 5.15 \text{ m}$$

Figura 48

Resultado del Modelo de Mecánico Equivalente.

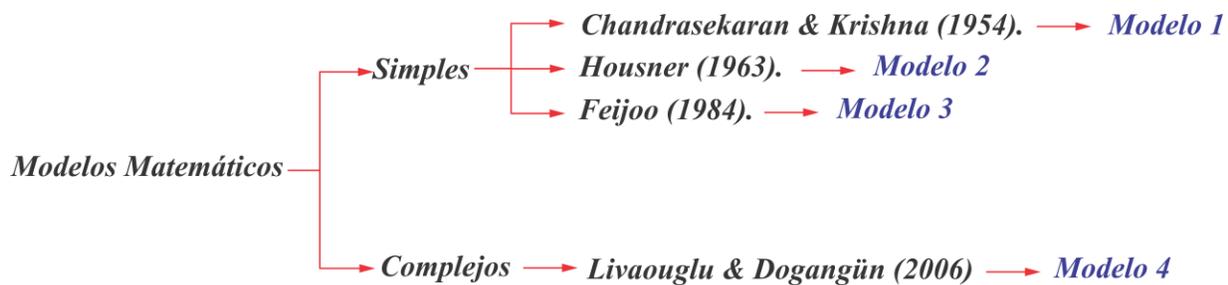


4.5. Clasificación de Modelos Matemáticos

Los modelos matemáticos que se estudió están clasificados según la Fig.49.

Figura 49

Clasificación de Modelos Matemáticos



4.6. Modelo de Chandrasekaran & Krishna (1954)

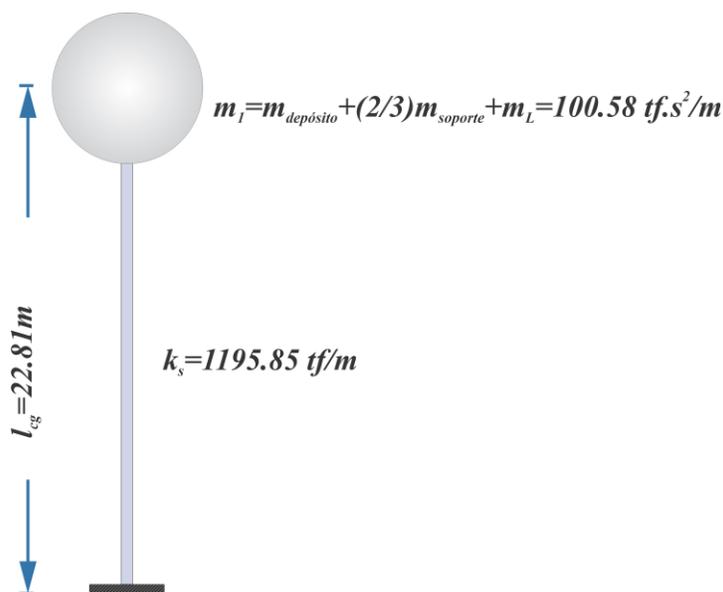
En el modelo de un grado de libertad, tal como se muestra en la Fig. 50, la distancia desde la base empotrada hasta el centro de gravedad del depósito se calculó con los valores obtenidos en la Tabla 12, de la siguiente manera:

$$l_{cg} = \frac{6270}{274.9} = 22.81 \text{ m}$$

La rigidez lateral en todos los modelos simples o simplificados fueron calculados con la Ec. (18) con la fórmula de Dutta et al. (2000), cuyo procedimiento de cálculo se detalla en el apartado 2.2.7.

Figura 50

Modelo de Chandrasekaran & Krishna (1954)



4.7. Modelo de Housner (1963)

El modelo de Housner, se estudió como un modelo de dos grados de libertad, en la Fig. 51 se detalla los resultados de la masa, rigidez y altura de cada uno de los elementos que componen este modelo. Para el cálculo de parámetros de masa impulsiva y convectiva se utilizó los procedimientos del apartado 2.2.5.2 y los resultados fueron:

$$W_i = \frac{\tanh\left(0.866 \cdot \frac{D}{H_L}\right)}{0.866 \cdot \frac{D}{H_L}} \cdot W_L = 283.23 \text{ tf}$$

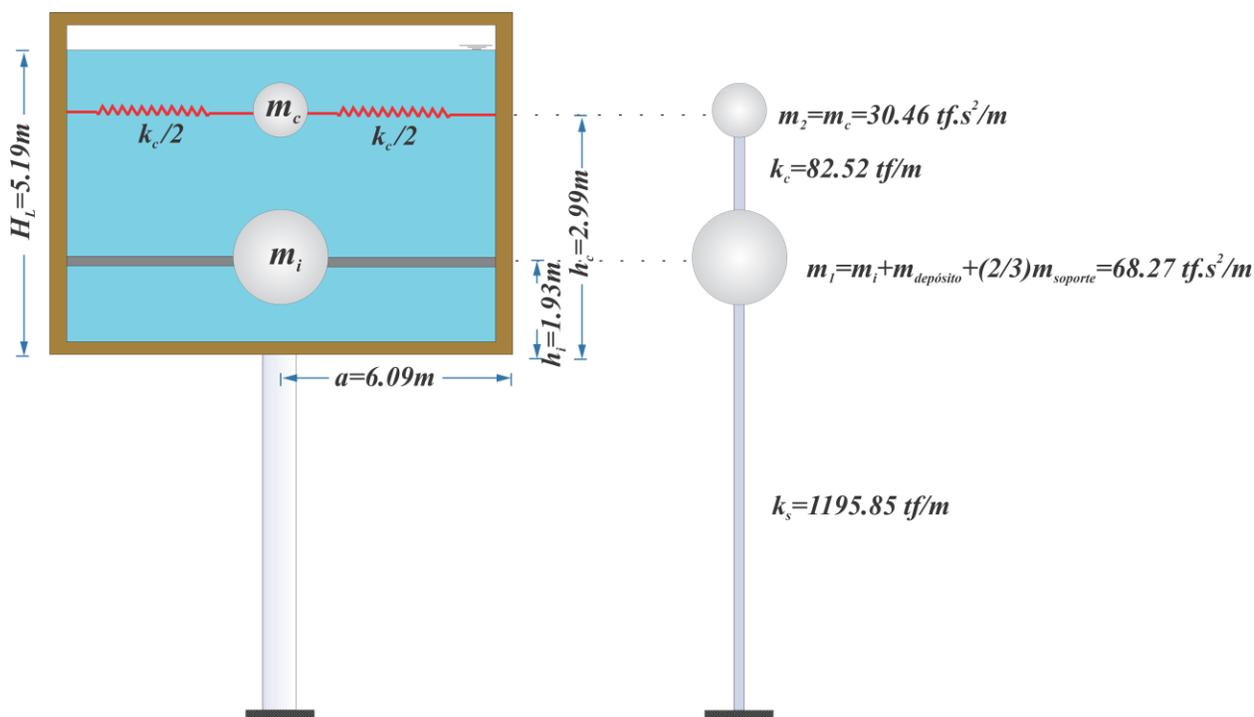
$$h_i = 0.375 \cdot H_L = 1.93 \text{ m}$$

$$W_c = 0.23 \cdot \frac{\tanh\left(3.68 \cdot \frac{H_L}{D}\right)}{\frac{H_L}{D}} \cdot W_L = 298.68 \text{ tf}$$

$$h_c = \left(1 - \frac{\cosh\left(3.68 \cdot \frac{H_L}{D}\right) - 1}{3.68 \cdot \frac{H_L}{D} \cdot \sinh\left(3.68 \cdot \frac{H_L}{D}\right)} \right) \cdot H_L = 2.99 \text{ m}$$

Donde:

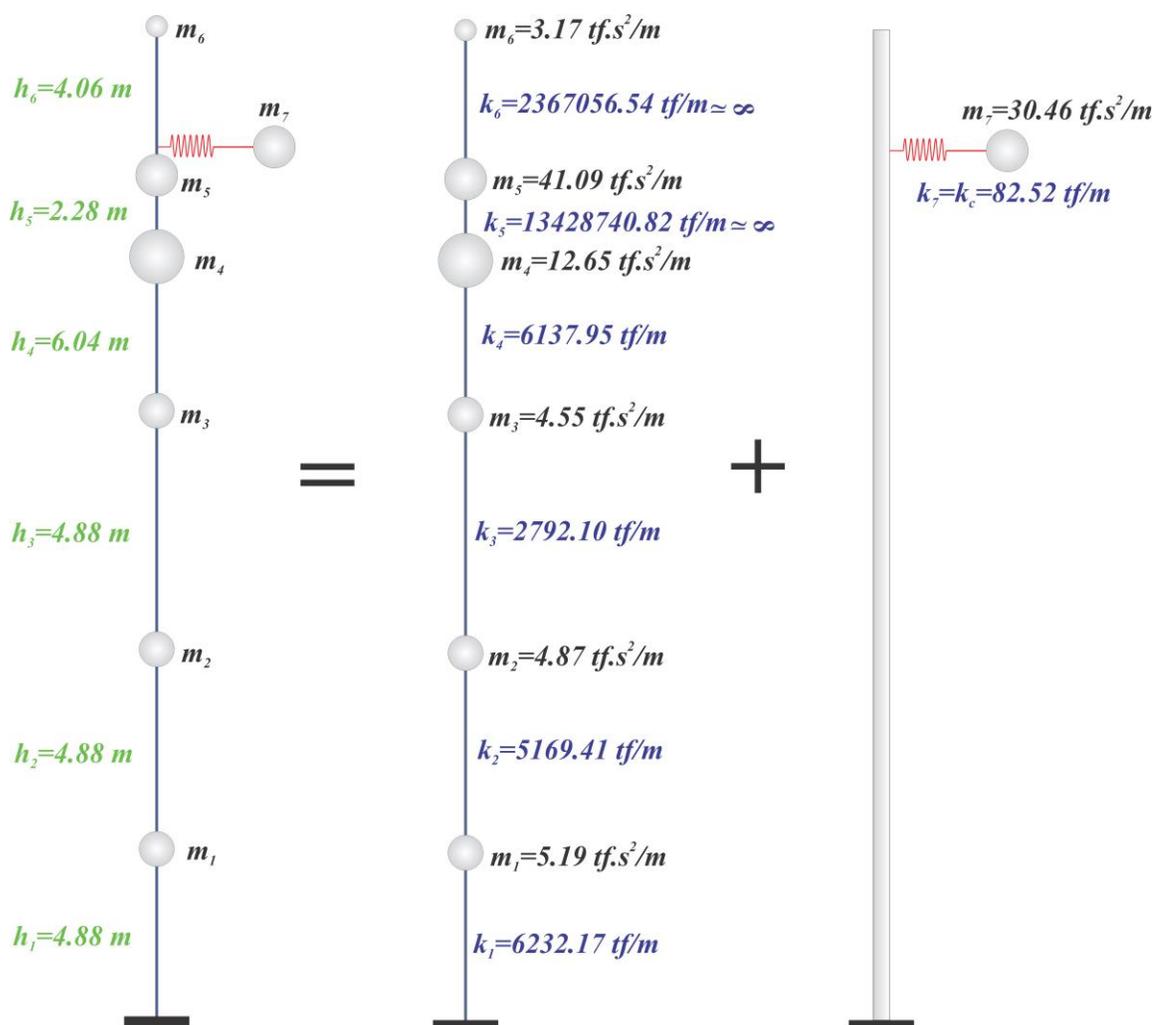
- W_i : Peso equivalente de la componente impulsiva.
- W_c : Peso equivalente de la componente convectiva.
- W_L : Peso total del agua.
- H_L : Altura del agua libre en la cuba.
- D : Diámetro interior del reservorio.
- h_i : Altura de la masa impulsiva con respecto a la base.
- h_c : Altura de la masa convectiva con respecto a la base.

Figura 51*Modelo de Housner (1963)***4.8. Modelo de Feijoo (1984)**

El resultado del modelo de Feijoo se muestra en la Fig.52, se utilizó el modelo de subdivisión para poder obtener la respuesta estructural. Las primeras tres masas (m_1 , m_2 y m_3) corresponden a suma de las masas de la viga de arriostre y las columnas por cada nivel.

Las masas superiores (m_4 , m_5 y m_6) corresponden a las masas del depósito de agua, el detalle de cada una de estas sigue el proceso del apartado 2.2.5.3.

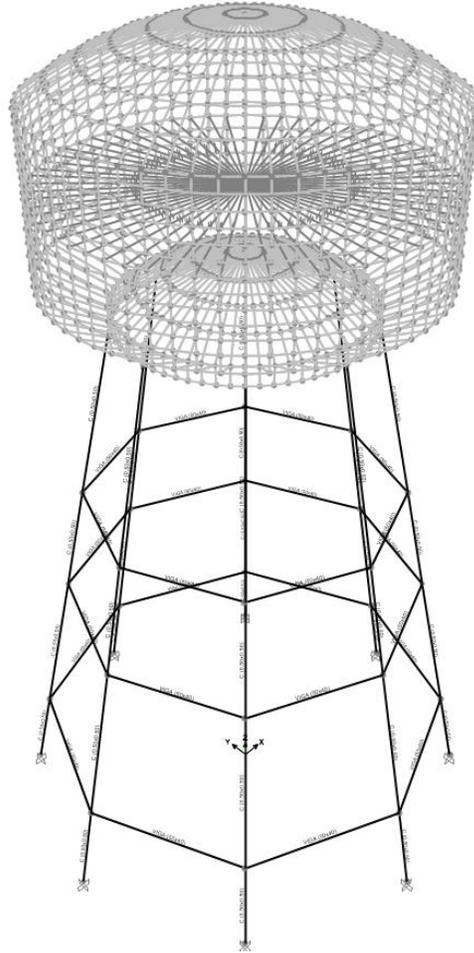
Las rigideces de cada nivel se calcularon con las fórmulas de Muto. En caso de las rigideces superiores (k_5 y k_6), al tener valores muy grandes, muchos autores asumen como una rigidez infinita en su nivel. La rigidez y masa convectiva se analizó como un efecto estático separado del sistema principal, tal como se explica en 2.2.5.3.

Figura 52*Modelo de Feijoo (1984)***4.9. Modelo de Livaoglu & Dogangün (2006)**

El modelo de mallado del reservorio elevado aporricado tipo Intze, fue realizado con elementos tipo *frame* para las vigas y columnas, para el resto con elementos tipo *shell*. El modelado no necesita emplear el modelo mecánico equivalente. La partición de la malla fue de 65 divisiones verticales y para la masa convectiva se utilizó 65 resortes unidos a cada nodo. En la Fig.53 se puede ver el modelo de elementos finitos propuesto por Livaoglu & Dogangün.

Figura 53

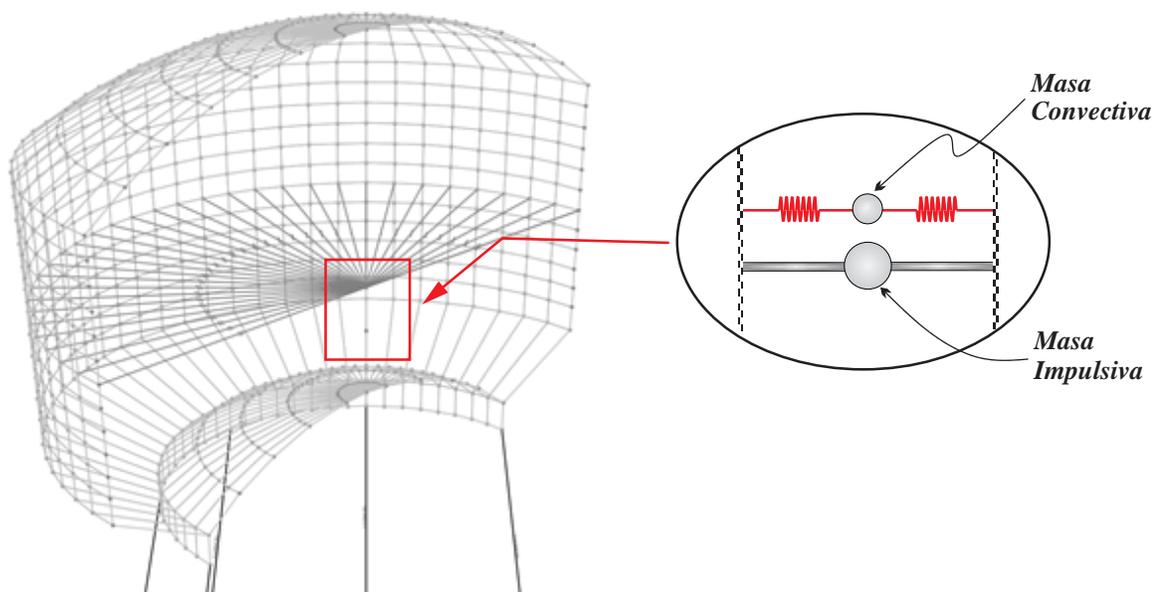
Modelo de Livaouglu & Dogangün (2006)



La ubicación, masa y rigidez de la masa convectiva e impulsiva responden a las formulaciones de Housner (1963), en la Fig.54 el gráfico muestra los resortes que unen la masa convectiva con la pared de la cuba, de la misma forma la masa impulsiva se unió por medio de un diafragma rígido a la pared de la cuba.

Figura 54

Masa Impulsiva y Convectiva en el Modelo de Livaouglu & Dogangün (2006)



4.10. Análisis Estático

El proceso que se siguió para realizar el análisis en todos los modelos fue basado en las normas ACI371R-16 y ASCE/SEI-10. Los parámetros iniciales tienen la probabilidad de excedencia es de 2% en 50 años ($T_r=2475$ años).

Valor de aceleración espectral para $T=0.2s$: $S_s=1.60$

Valor de aceleración espectral para $T=1.0s$: $S_I=0.51$

Factor de importancia de la estructura: $I=1.25$

Factor de reducción sísmica impulsiva: $R_i=2$

Factor de reducción sísmica convectiva: $R_c=1$

Factor de amplificación sísmica: $C_d=2.50$

Parámetro de sitio para periodos cortos: $F_a=1.00$

Parámetro de sitio para periodos de $1s$: $F_v=1.00$

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s = 1.6$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I = 0.51$$

La construcción del espectro sísmico continúa con la obtención de los valores de S_{DS} y S_{DI} que son dos parámetros para periodos cortos y para periodos de I_s , respectivamente:

$$S_{DS} = (2/3) \cdot S_{MS} = 1.07$$

$$S_{DI} = (2/3) \cdot S_{MI} = 0.34$$

El periodo fundamental de la estructura, al ser una propiedad intrínseca, depende de la masa y la rigidez lateral de cada modelo matemático empleado. Para todos los casos el cálculo se realizó con la siguiente expresión:

$$T_f = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m_1}{k_s}} \quad (\text{Ec. 146})$$

Donde:

T_f : Periodo fundamental de la estructura.

m_1 : Masa sísmica de la estructura.

k_s : Rigidez lateral de la estructura.

El coeficiente de la respuesta sísmica, el que determina la cortante en la base, se calculó para dos casos. El primero corresponde a la masa impulsiva y peso propio de la estructura; y el segundo a la masa convectiva, con la particularidad que para el segundo caso el coeficiente de multiplica por un factor $\beta=1.50$, que representa una ratio de escalamiento entre el factor de amortiguamiento crítico $\zeta=5\%$ del primer caso y $\zeta=0.5\%$ del segundo.

Para el primer caso el coeficiente de respuesta sísmica es el menor de los siguientes valores:

$$C_{si} = \frac{S_{DS} \cdot I}{R_i} \quad (\text{Ec. 147})$$

$$C_{si} = \frac{S_{D1} \cdot I}{T_f \cdot R_i} \quad (\text{Ec. 148})$$

Para el segundo caso el coeficiente de respuesta sísmica es el menor de los siguientes valores:

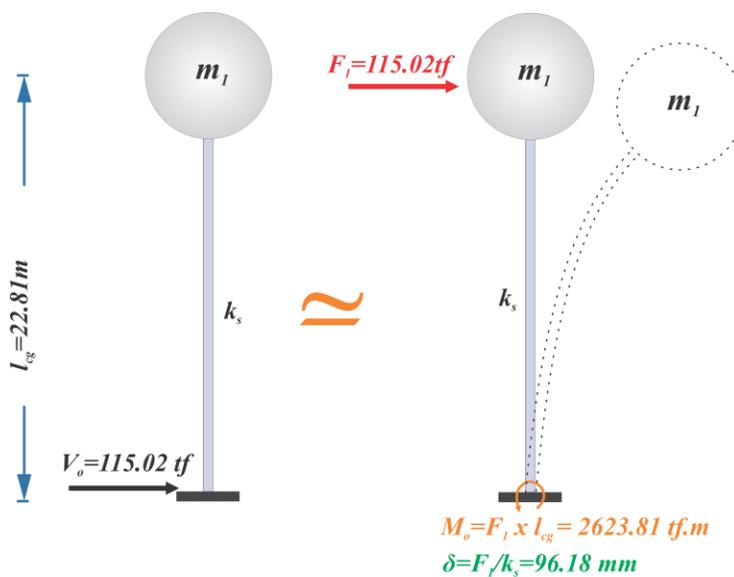
$$C_{sc} = \beta \cdot \frac{S_{DS} \cdot I}{R_c} \quad (\text{Ec. 149})$$

$$C_{sc} = \beta \cdot \frac{S_{D1} \cdot I}{T_f \cdot R_c} \quad (\text{Ec. 150})$$

En la Fig.55 se puede ver el resultado de un análisis estático aplicado al modelo de Chandrasekaran & Krishna. Los valores de la respuesta se calcularon de forma manual.

Figura 55

Análisis Estático en el Modelo de Chandrasekaran & Krishna (1954).



En la Fig.56 se aprecia el resultado del análisis estático aplicado al modelo de Housner (1963), al tratarse de dos masas en serie las propiedades como la matriz de rigidez y el vector de fuerzas fueron determinados de la siguiente manera:

$$k = \begin{bmatrix} k_s + k_c & -k_c \\ -k_c & k_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1278.378 & -82.524 \\ -82.524 & 82.524 \end{bmatrix} tf$$

$$F = \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 123.806 \\ 60.469 \end{bmatrix} tf$$

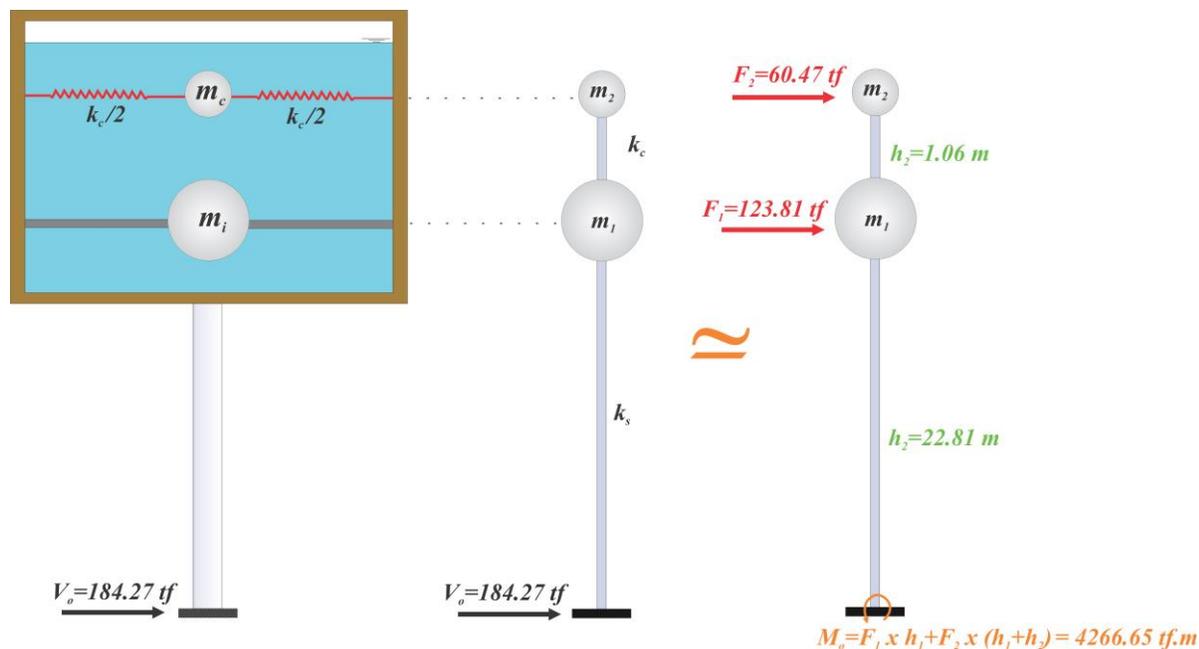
$$F = k \cdot \delta$$

Al resolver la siguiente ecuación de estática, se encontró los desplazamientos de cada masa, el primer desplazamiento corresponde a la estructura principal y el segundo al chapoteo del agua.

$$\delta = \begin{bmatrix} 154.095 \\ 886.834 \end{bmatrix} mm$$

Figura 56

Análisis Estático en el Modelo de Housner (1963).



En la Fig.57 se observa el resultado del análisis estático en el modelo de Feijoo (1984), el proceso de cálculo fue similar el proceso anterior encontrando la matriz de rigidez lateral y el vector de fuerzas.

$$k = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_4 & -k_4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k_4 & k_4 + k_5 & -k_5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -k_5 & k_5 + k_6 & -k_6 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_6 & k_6 \end{bmatrix}$$

$$k = \begin{bmatrix} 11401.58 & -5169.41 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -5169.41 & 7961.51 & -2792.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -2792.1 & 8930.05 & -6137.95 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -6137.95 & 13434878.77 & -13428740.82 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -13428740.82 & 15795797.36 & -2367056.54 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -2367056.54 & 2367056.54 \end{bmatrix} \text{ tf}$$

$$F = \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \\ F_5 \\ F_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.379 \\ 1.421 \\ 2.988 \\ 16.57 \\ 66.353 \\ 7.09 \end{bmatrix} \text{ tf}$$

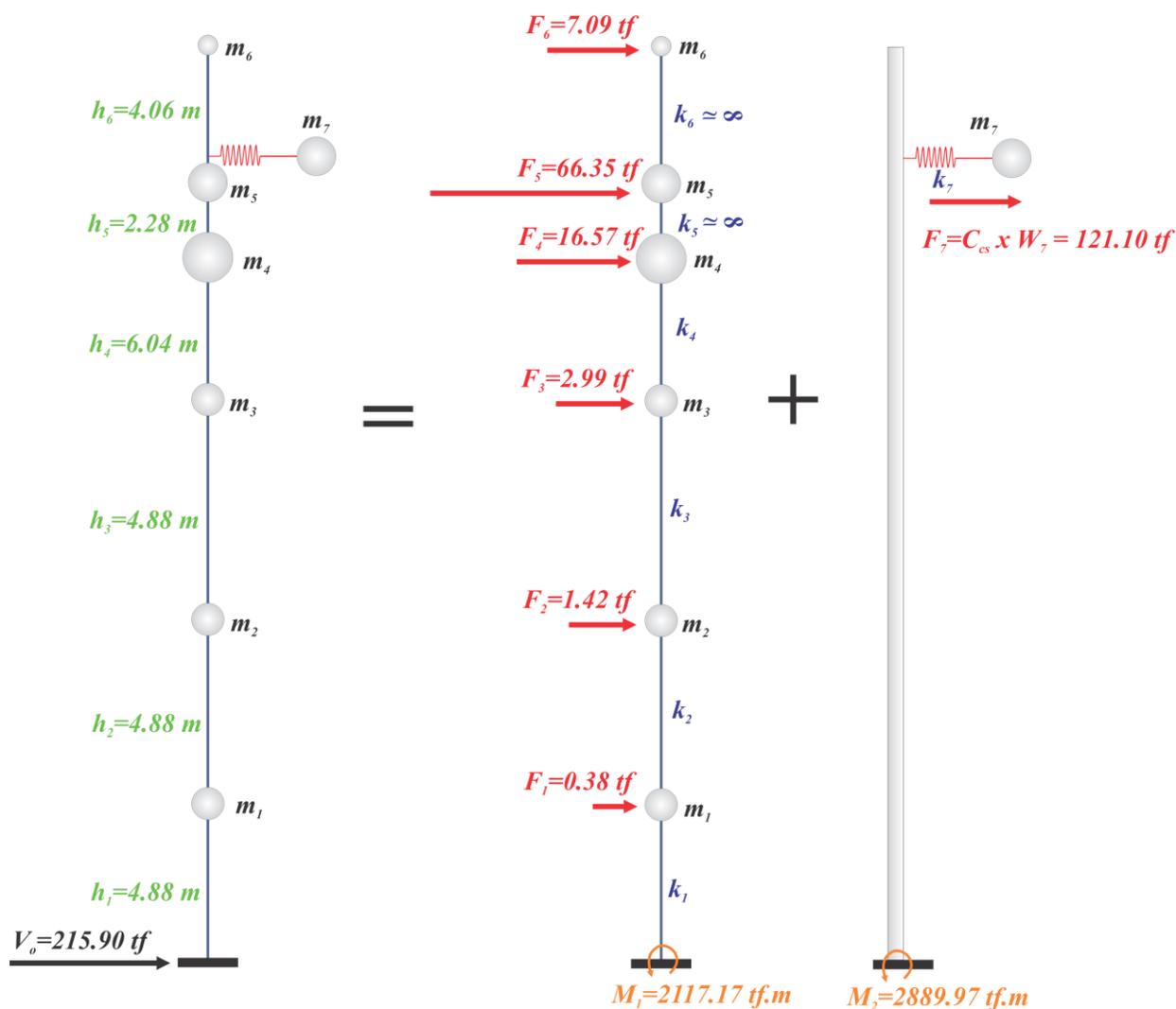
$$F = k \cdot \delta$$

Los desplazamientos fueron resultado de la aplicación de Ec. (156), empleando la Ec. (158) y Ec. (159). El desplazamiento de la masa convectiva para este modelo se calculó como un apartado.

$$\delta = \begin{bmatrix} 15.212 \\ 33.477 \\ 66.785 \\ 81.45 \\ 81.456 \\ 81.459 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

Figura 57

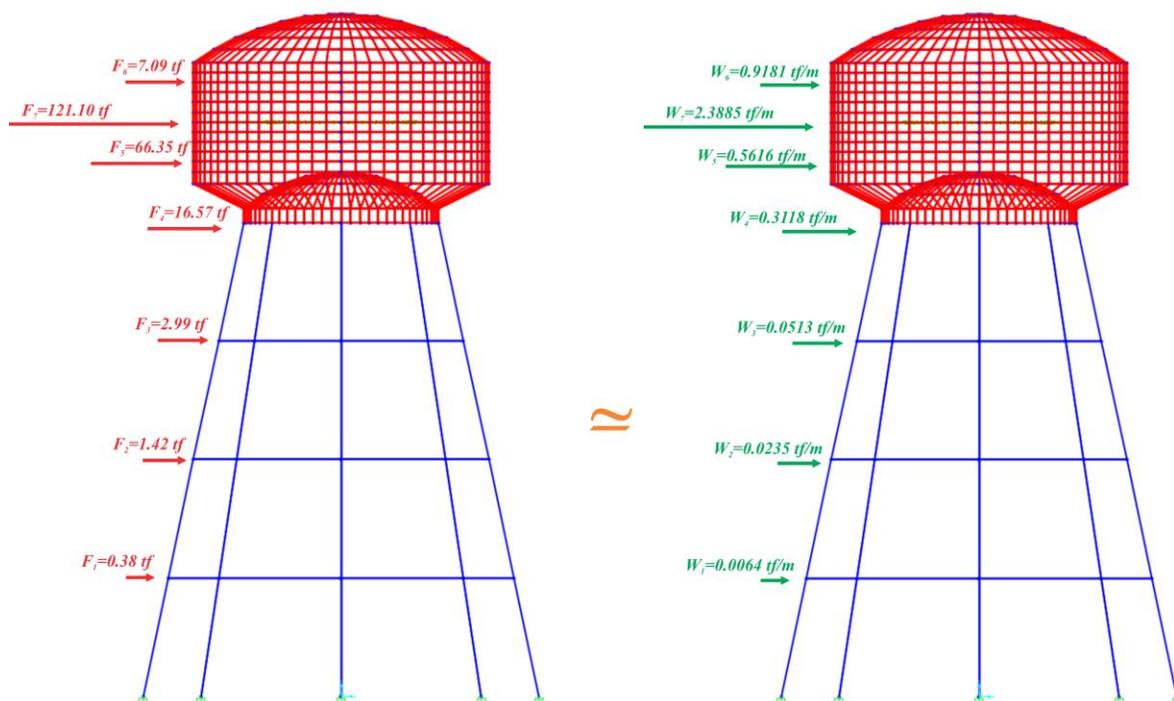
Análisis Estático en el Modelo de Feijoo (1984)



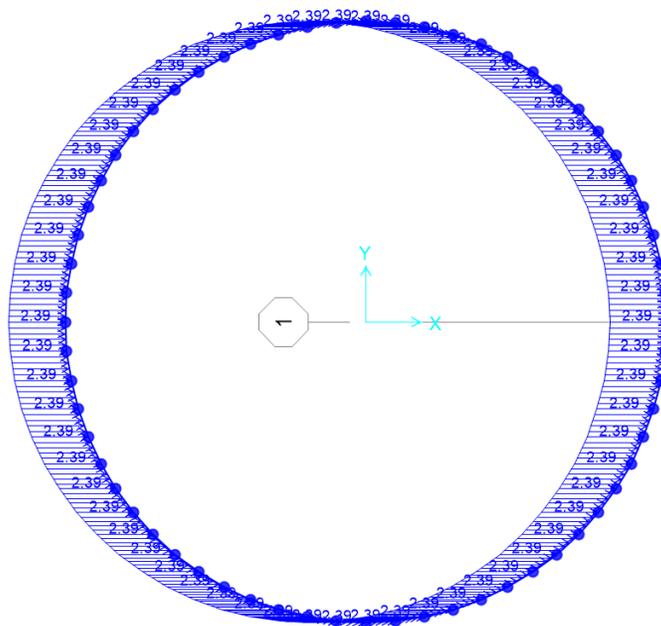
En la Fig.58 se detalla el proceso de cálculo del Análisis Estático en el modelo matemático de Livaouglu & Dogangün (2006), la distribución de fuerzas en altura se hace en forma de fuerza distribuida en el diámetro de cada nivel, tal y como se muestra en la Fig.59. La obtención de las respuestas estructurales donde se utilizó el software SAP2000 es por medio del método de los elementos finitos.

Figura 58

Análisis Estático en el Livaouglu & Dogangün (2006).

**Figura 59**

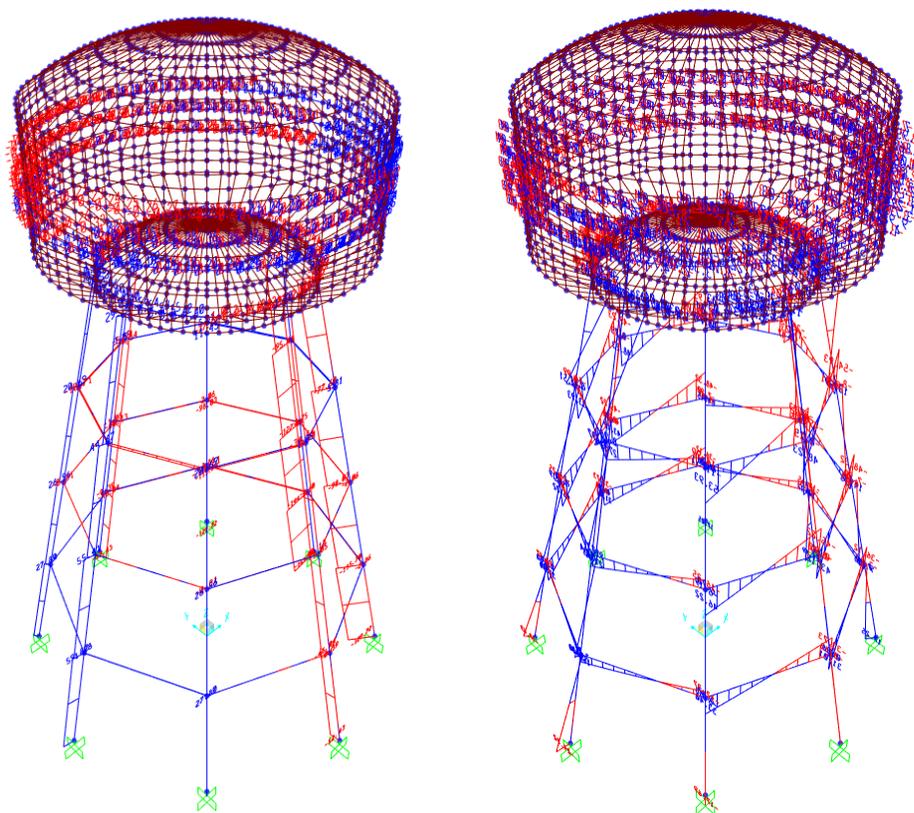
Distribución de Fuerza en el Livaouglu & Dogangün (2006).



El resultado en este modelo matemático es localizado en todos los grados de libertad definidos, por tanto, cada elemento tendrá valores de esfuerzos calculados. En la Fig. 60 se puede apreciar los valores de fuerza axial y momento flector para el análisis estático.

Figura 60

Esfuerzos Internos del Análisis Estático con el Modelo de Livaouglu & Dogangün (2006).



4.11. Análisis Dinámico Modal Espectral

La construcción de espectro de pseudo aceleraciones para realizar el análisis dinámico modal espectral fue en base a los mismos parámetros del análisis estático y siguió el procedimiento establecido en la Ec. (93), Ec. (94), Ec. (95) y Ec. (96). El periodo de transición para periodos largo (T_L) se asume 2.5s. Los resultados son los siguientes:

$$T_L = 2.5 \text{ s}$$

$$T_o = 0.2 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.064 \text{ s}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.319 \text{ s}$$

Figura 61

Espectro de Pseudo Aceleraciones ($\zeta=5\%$)

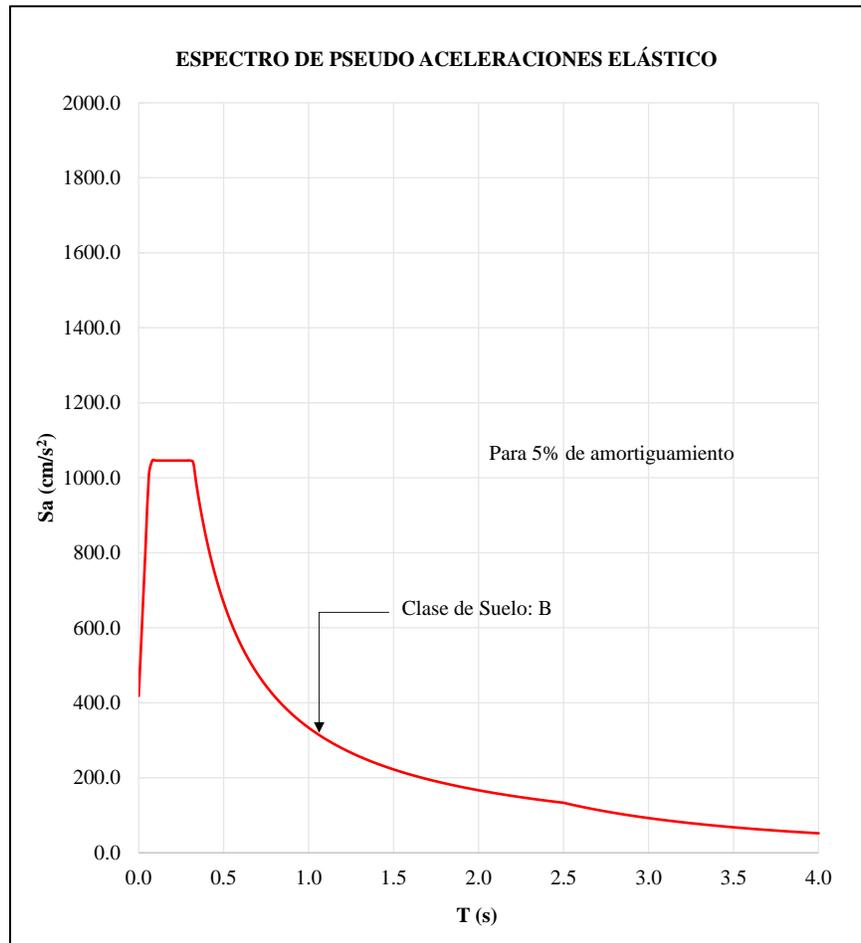
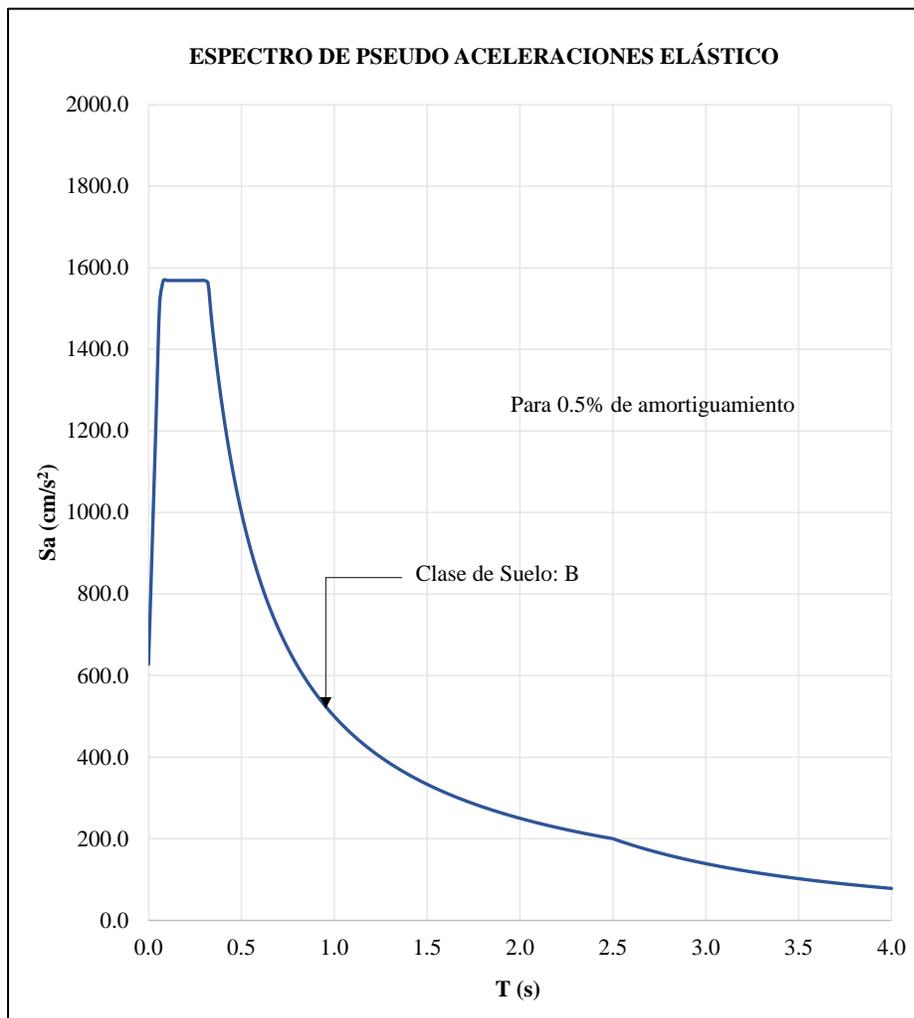


Figura 62

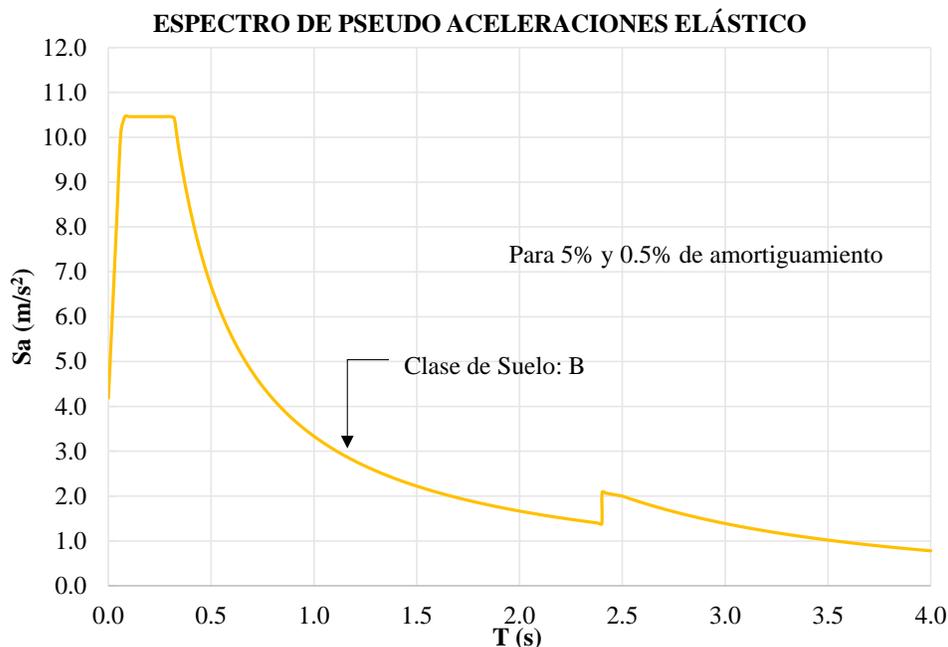
Espectro de Pseudo Aceleraciones ($\zeta=0.5\%$)



En la Fig.61 se esquematiza el gráfico del espectro de pseudo aceleraciones con un factor de amortiguamiento crítico de 5% ($\zeta=5\%$) y en la Fig.62 el gráfico del espectro de pseudo aceleraciones con un factor de amortiguamiento crítico de 0.5% ($\zeta=0.5\%$). El primero se utilizó para analizar la masa impulsiva y la masa propia de la estructura; y la segunda se usó para la masa convectiva. La construcción del segundo espectro responde a un escalamiento del primero por un factor $\beta=1.50$, que representa una aproximación para representar este amortiguamiento. La combinación de ambos espectros se muestra en la Fig. 63.

Figura 63

Espectro de Pseudo Aceleraciones Combinado.



El procedimiento para el Análisis Dinámico Modal Espectral para el modelo matemático de Chandrasekaran & Krishna (1954) se inicia con el cálculo del periodo fundamental de la estructura.

$$T_m = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k_s}} = 1.822 \text{ s}$$

Con el valor de periodo fundamental se recurre al gráfico del espectro de pseudo aceleraciones para obtener una pseudo aceleración. En la Fig. 63 se muestra el resultado de este análisis sísmico.

De la misma forma se procedió con los modelos matemáticos de Housner (1963) y Feijoo (1984), el procedimiento es establecido en el apartado 2.2.8, siendo un procedimiento clásico de un análisis modal con respuesta espectral. Los modos de vibración de la estructura son mostrados en la Fig.65 y Fig.66 respectivamente.

Figura 64

Análisis Dinámico Modal Espectral en el Modelo de Chandrasekaran & Krishna (1954).

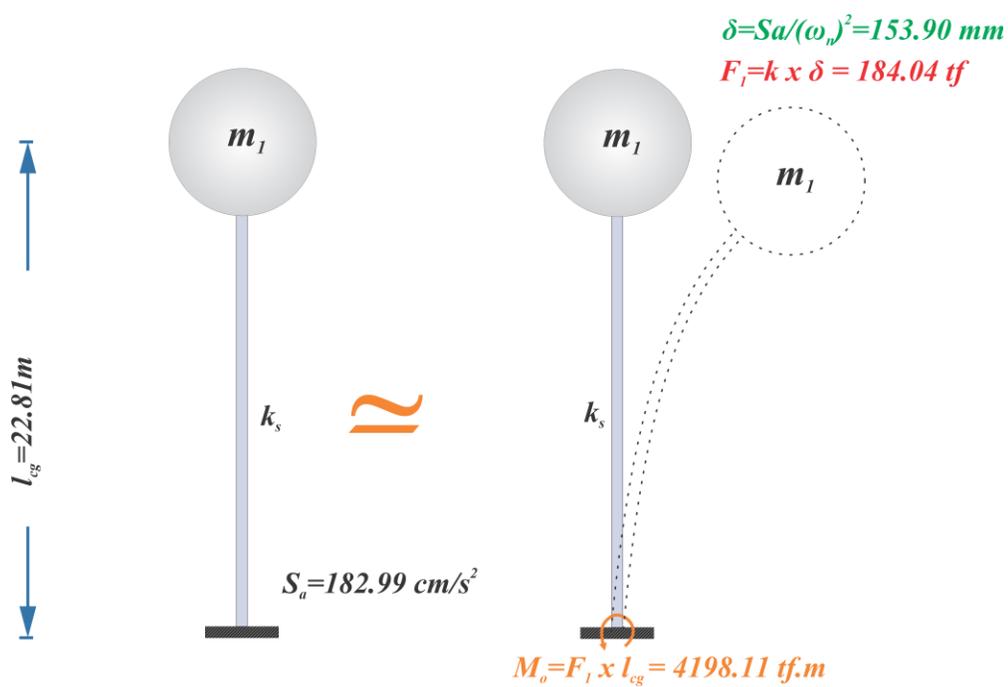


Figura 65

Modos de Vibración en el Modelo de Housner (1963).

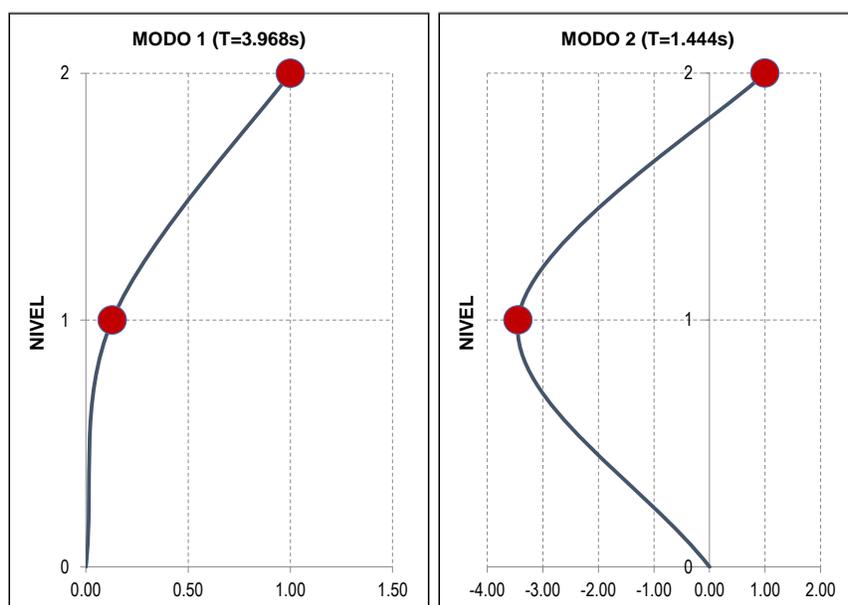
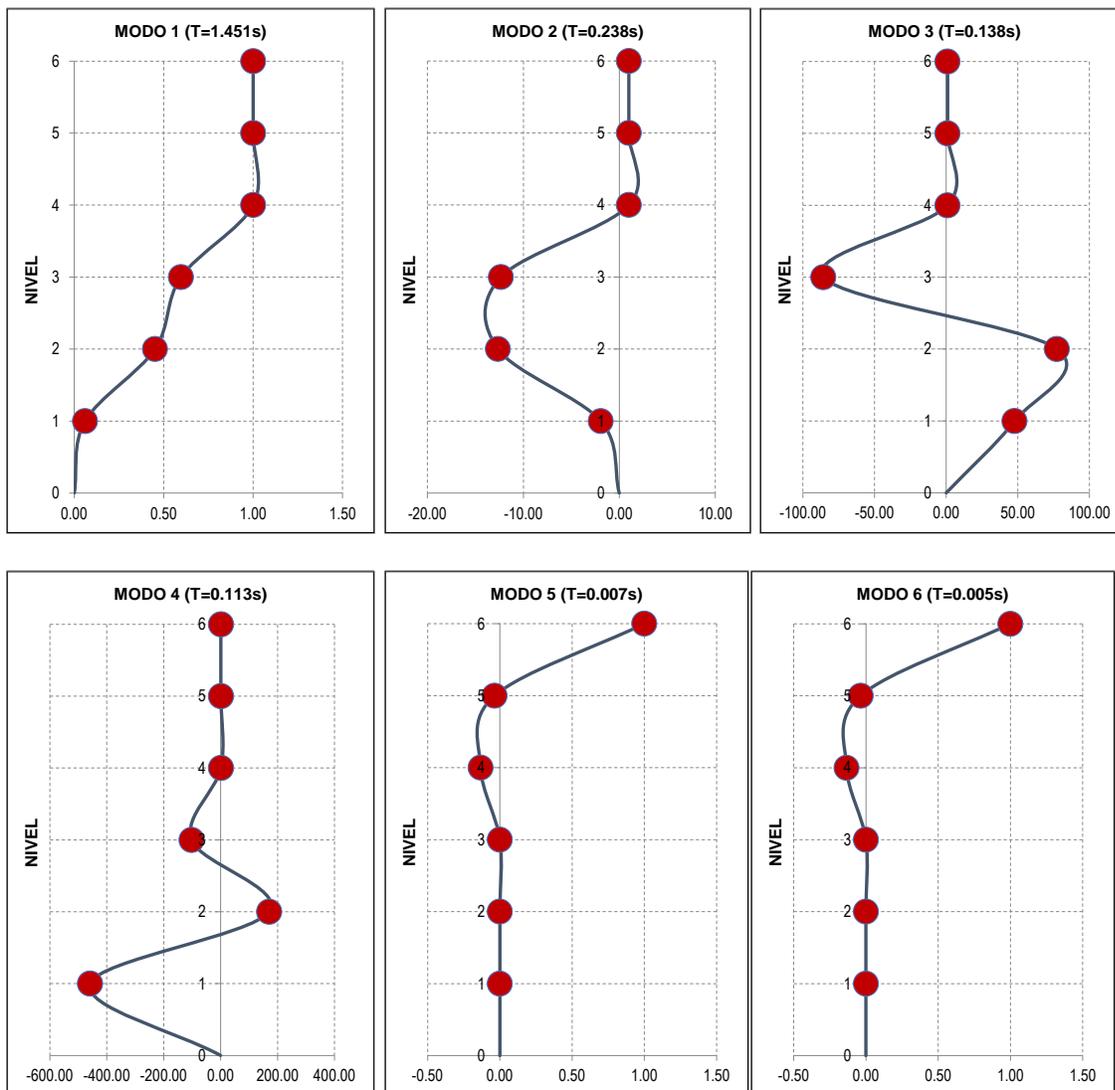


Figura 66

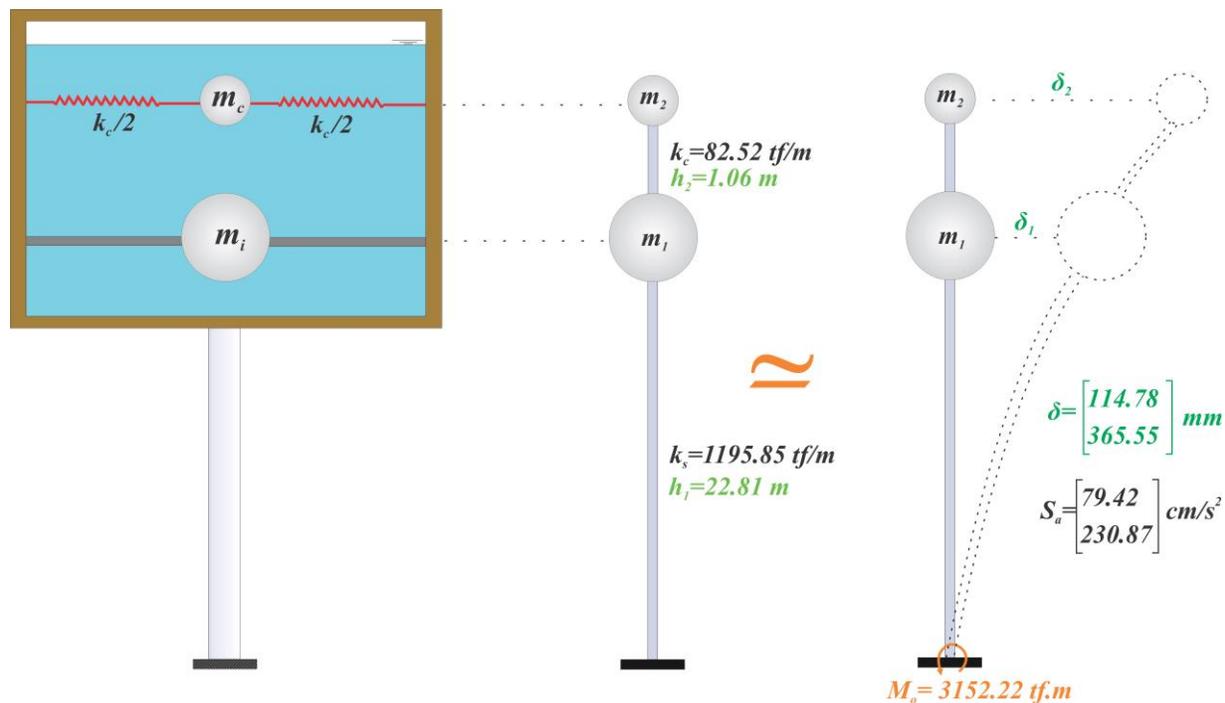
Modos de Vibración en el Feijoo (1984).



En la Fig. 67, la gráfica muestra el desplazamiento del modelo matemático sometido a pseudo aceleraciones, estos dependen principalmente del periodo de cada modo de vibración. Luego se calcula el desplazamiento por un proceso conocido de respuesta espectral. La combinación que se utilizó para unir los modos fue el SRSS.

Figura 67

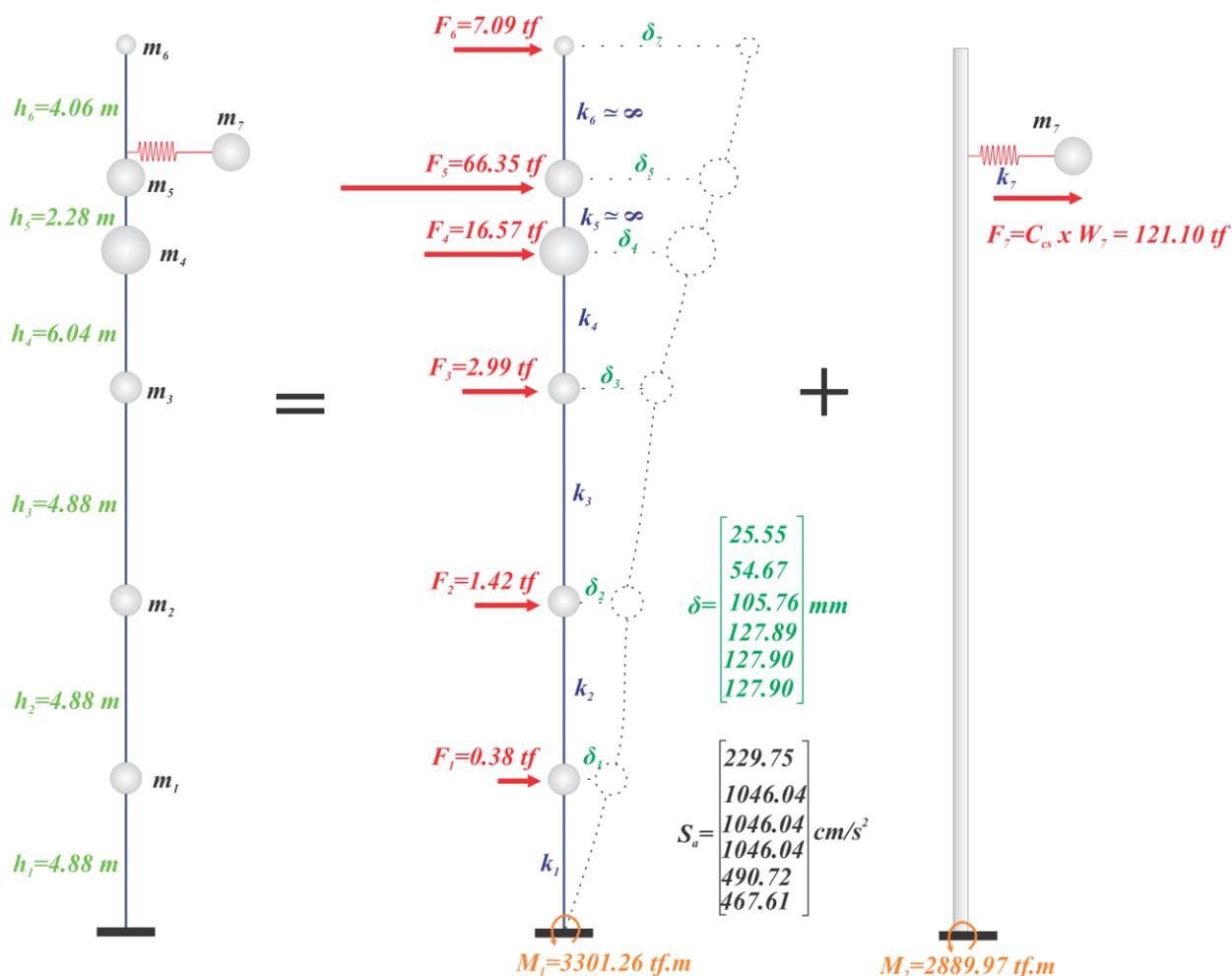
Análisis Dinámico Modal Espectral en el Modelo de Housner (1963).



En el caso del Análisis Dinámico Modal Espectral en el modelo matemático de Feijoo (1984), se procedió de manera similar al modelo matemático de Housner (1963) con la variante de que el efecto de la masa convectiva siga el mismo procedimiento que el Análisis Estático. En la Fig. 68 se puede ver el proceso de cálculo de este análisis sísmico; cabe recalcar que el cálculo responde a un proceso común de análisis modal con respuesta espectral.

Figura 68

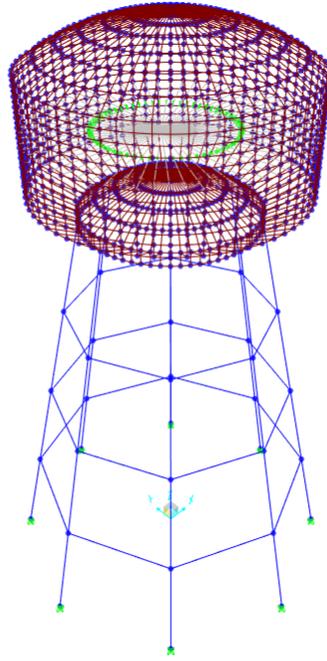
Análisis Dinámico Modal Espectral en el Modelo de Feijoo (1984).



Por otro lado, en el campo de modelos matemáticos complejos, para el modelo matemático de Livaoglu & Dogangün (2006) cuya definición de parámetros intrínsecos se definió en 4.9. El primer resultado a conocer son los modos de vibración necesarios para cumplir con el porcentaje de masa participativa normativo. En la Fig. 69 y Fig.70 se muestran los modos de vibración para este modelo, para calcular la respuesta estructural en este análisis sísmico se empleó el software SAP2000 cuyo procedimiento incluye el Método de los Elementos Finitos (FEM). De la misma forma los esfuerzos internos son mostrados en la Fig. 71 y Fig. 72.

Figura 69

Primer Modo de Vibración ($T=3.852s$) en el Modelo de Livaouglu & Dogangün (2006).

**Figura 70**

Segundo Modo de Vibración ($T=0.995s$) en el Modelo de Livaouglu & Dogangün (2006).

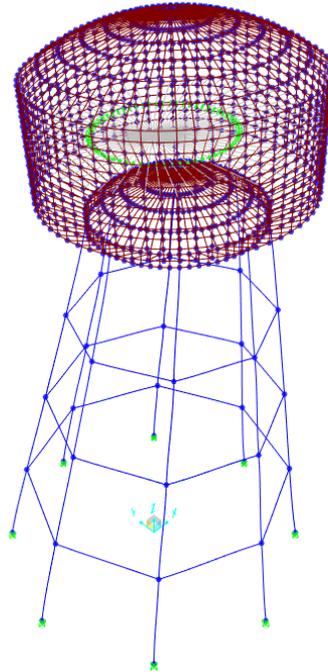
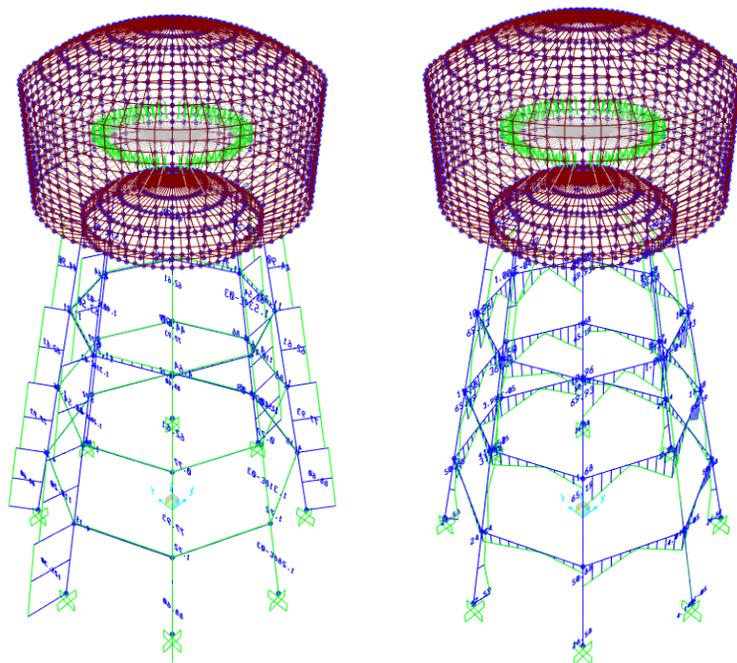
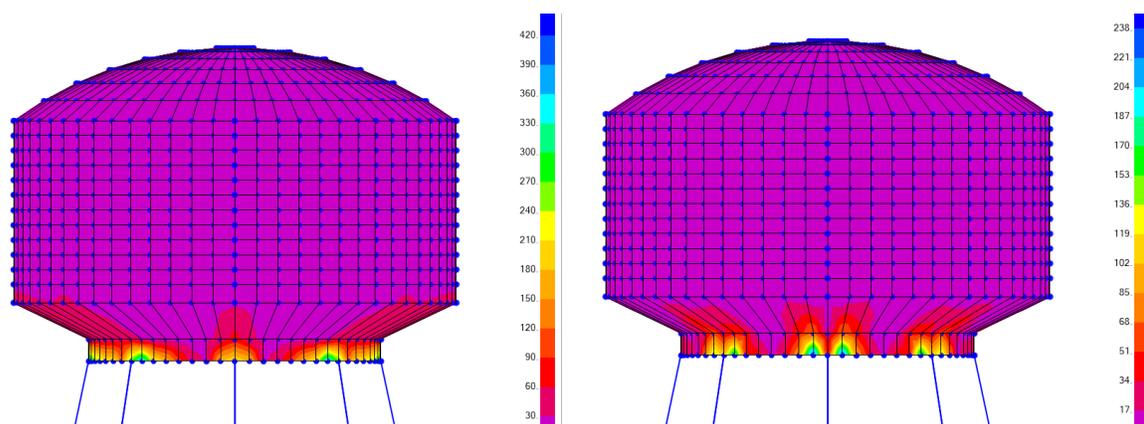


Figura 71

Esfuerzos Internos de Fuerza Axial y Momento Flector en el Modelo de Livaouglu & Dogangün (2006).

**Figura 72**

Esfuerzos Anular y Meridional en Elementos Shell del Depósito en el Modelo de Livaouglu & Dogangün (2006).



4.12. Análisis Dinámico Tiempo Historia

En el proceso de análisis dinámico tiempo historia, los acelerogramas seleccionados son los más representativos del territorio e historia del Perú. En las Fig.73, Fig.74, Fig.75 y Fig.76 se muestran los acelerogramas representativos en ambas direcciones, que fueron usados en este análisis.

Figura 73

Acelerograma del Sismo de Lima 1966

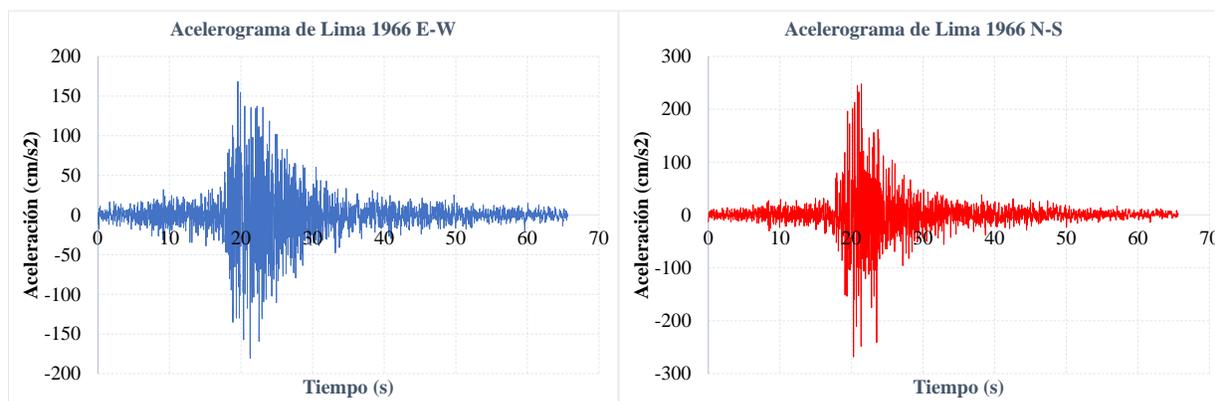


Figura 74

Acelerograma del Sismo de Huaraz 1970

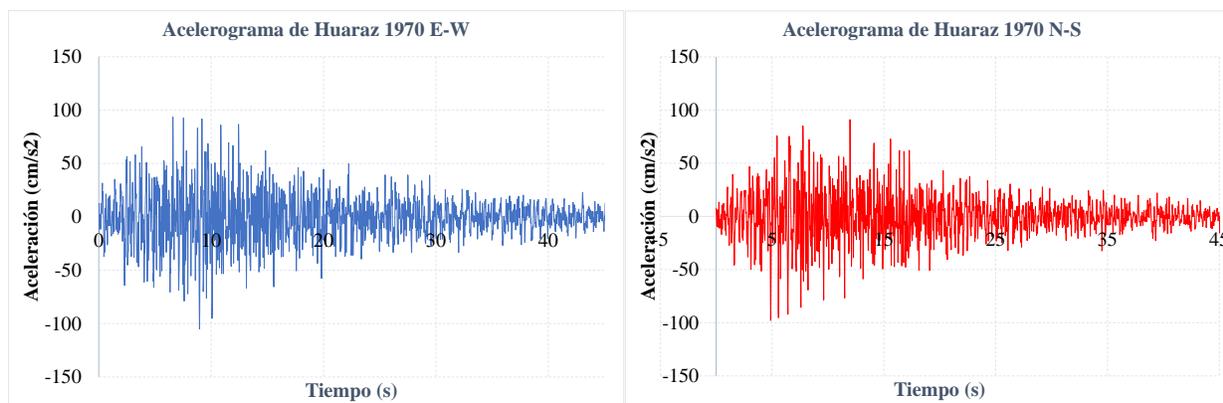
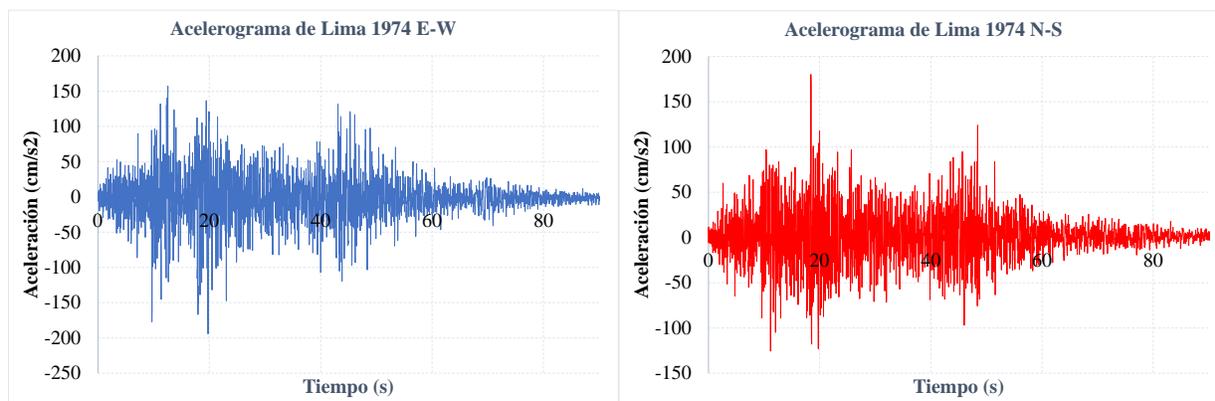
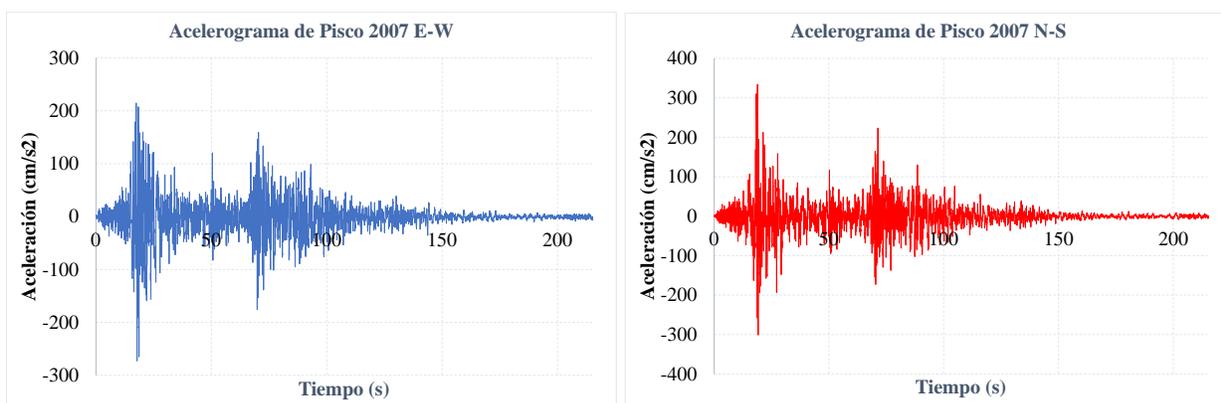


Figura 75

Acelerograma del Sismo de Lima 1974.

**Figura 76**

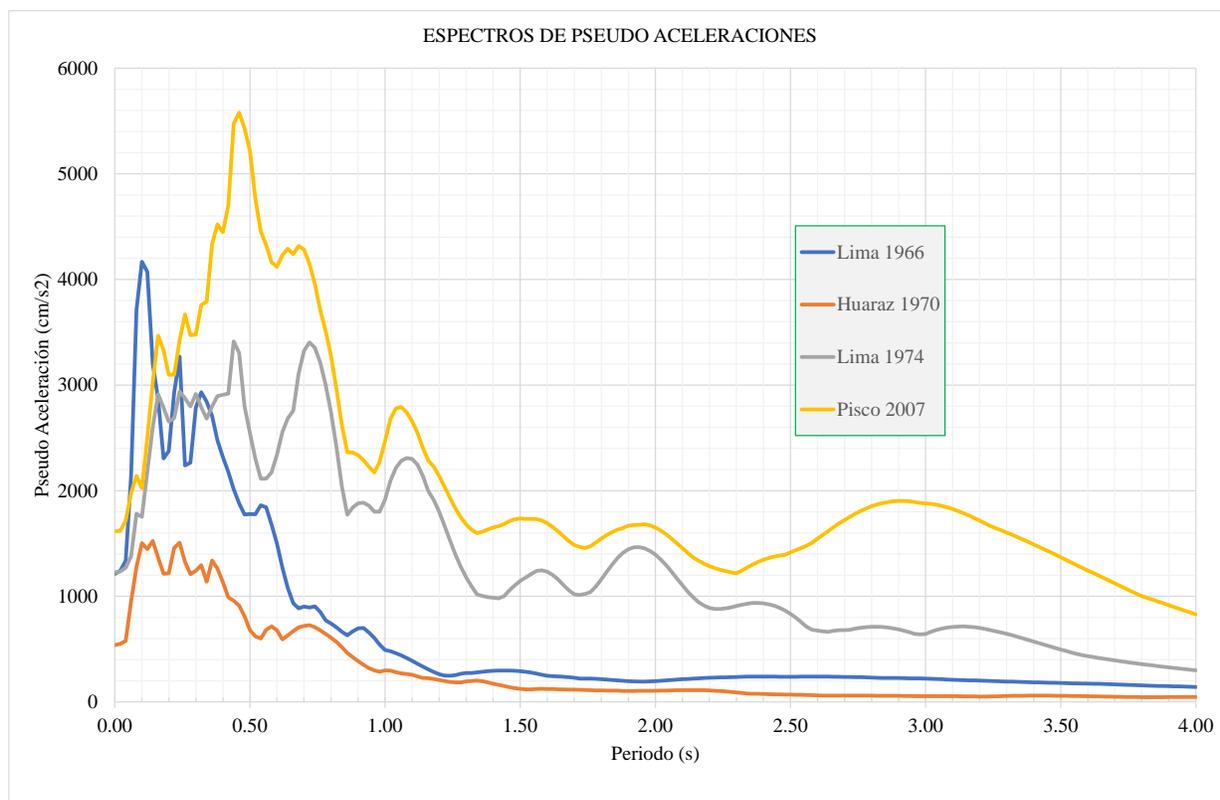
Acelerograma del Sismo de Pisco 2007.



Con los acelerogramas seleccionados se procedió a calcular el espectro de respuesta, por el método de Newmark, para cada uno de ellos, obteniendo en total ocho espectros de respuesta. Los valores de espectro de cada dirección se combinaron por medio del método estadístico SRSS, obteniendo así solo un espectro de respuesta para cada sismo en mención. En la Fig. 77 se puede ver la comparación de cada uno de estos espectros.

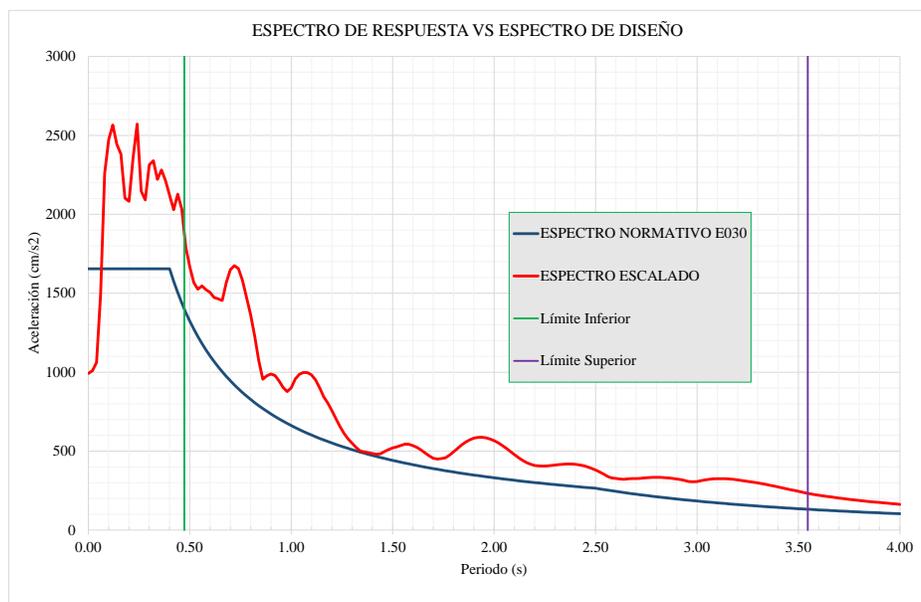
Figura 77

Comparación de Espectros de Respuesta.

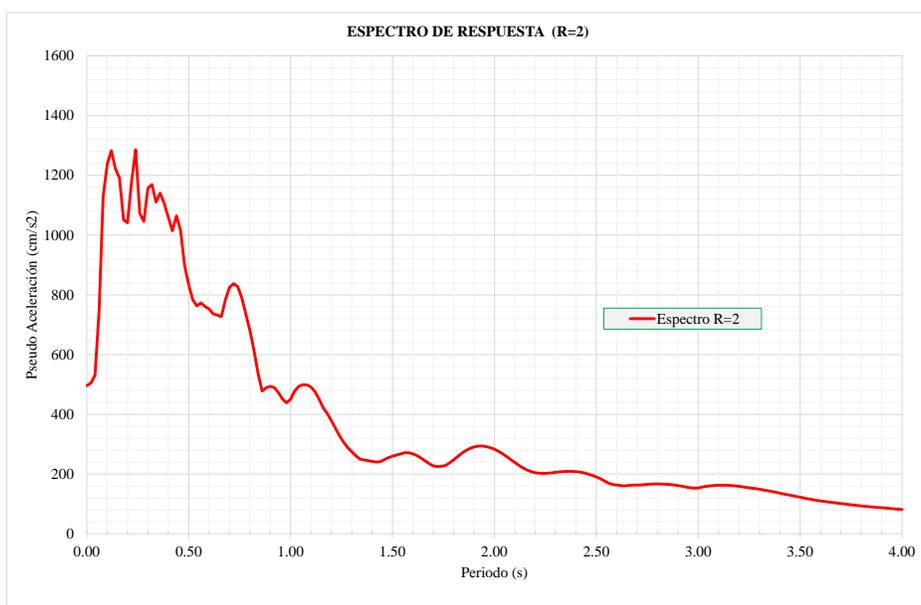


En base a la Fig.77 se prosiguió a calcular el promedio aritmético de estos valores, dando como resultado un solo espectro de respuesta, por lo mencionado en 2.2.10.1 los valores que tienen que ser escalados para superar el espectro elástico normativo, tienen que estar en el rango de $0.20T$ y $1.50T$, siendo T el periodo fundamental de vibración de la estructura.

En la Fig.78 se puede observar el espectro de respuesta escalado, cumpliendo con lo establecido en 2.2.10.1. El factor de escala es de 3.71 respecto al espectro de pseudo aceleraciones elástico de la E.030.

Figura 78*Espectro de Respuesta Escalado*

Finalmente, el espectro de diseño se obtuvo al dividir el espectro de respuesta por un factor de reducción $R=2$, según lo indica la norma utilizada. En la Fig.79 se esquematiza dicho espectro de diseño.

Figura 79*Espectro de Diseño para Análisis Tiempo Historia.*

V. Discusión

En la Tabla 15, se muestra el resultado de la Respuesta Estructural del reservorio elevado para el Análisis Estático. El porcentaje de desviación para todas las respuestas estructurales es referente al Modelo 4.

En caso del periodo impulsivo (T_i) es el Modelo 3 el que menor porcentaje de desviación obtuvo siendo de 0.00% respecto al Modelo 4. En los casos fuerza cortante en la base (V_o) y momento de volteo (M_o) es el Modelo 2 el que menor porcentaje de desviación presentó siendo de 16.21% y 15.81% respectivamente. Para el caso de desplazamiento máximo (δ) es también el Modelo 3 el que menor porcentaje de desviación presentó siendo de 12.13%.

Tabla 15

Respuesta Estructural del Reservorio Elevado en el Análisis Estático.

	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
	Modelo de Chandrasekaran & Krishna (1954)	Modelo de Housner (1963)	Modelo de Feijoo (1963)	Modelo de Livaoughu & Dogangün (2006)	% Desviación		
T_i (s)	1.822	1.805	1.572	1.572	15.90%	14.82%	0.00%
V_o (tf)	115.02	184.27	215.90	158.57	-27.46%	16.21%	36.15%
M_o (tf.m)	2623.81	4266.65	5007.13	3684.07	-28.78%	15.81%	35.91%
δ (mm)	96.18	154.09	81.46	72.65	32.39%	112.10%	12.13%

En la Tabla 16, se observa los valores de la Respuesta Estructural del reservorio elevado para el Análisis Dinámico Modal Espectral. El porcentaje de desviación de las respuestas estructurales son referentes al Modelo 4.

En caso del periodo impulsivo (T_i) es el Modelo 2 el que menor porcentaje de desviación obtuvo siendo de 45.13% respecto al Modelo 4. En caso del periodo convectivo (T_c) es el Modelo 3 el que menor porcentaje de desviación obtuvo siendo de 0.93% respecto al Modelo 4. En los casos fuerza cortante en la base (V_o) y momento de volteo (M_o) es el Modelo 1, a pesar de ser el modelo matemático con un solo grado de libertad, tiene menor porcentaje de desviación

siendo de 10.94% y 1.88% respectivamente. Para el caso de desplazamiento máximo (δ) es también el Modelo 2 el que menor porcentaje de desviación presentó siendo de 20.30%.

Tabla 16

Respuesta Estructural del Reservorio Elevado en el Análisis Dinámico Modal Espectral.

	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
	Modelo de Chandrasekaran & Krishna (1954)	Modelo de Housner (1963)	Modelo de Feijoo (1963)	Modelo de Livaoughu & Dogangün (2006)			
T_i (s)	1.822	1.444	1.451	0.995	83.12%	45.13%	45.83%
T_c (s)	-	3.968	3.817	3.853		2.98%	-0.93%
V_o (tf)	184.04	137.25	280.38	205.58	-10.48%	-33.24%	36.38%
M_o (tf.m)	4198.11	3152.22	6191.78	4278.38	-1.88%	-26.32%	44.72%
δ (mm)	153.90	114.78	127.90	95.41	61.30%	20.30%	34.05%

En la Tabla 17 se muestra la Respuesta Estructural en el Análisis Dinámico Tiempo Historia, el porcentaje de desviación respecto al Modelo 4.

En caso del periodo impulsivo (T_i) es el Modelo 2 el que menor porcentaje de desviación obtuvo siendo de 45.13% respecto al Modelo 4. En caso del periodo convectivo (T_c) es el Modelo 3 el que menor porcentaje de desviación obtuvo siendo de 0.93% respecto al Modelo 4. En los casos fuerza cortante en la base (V_o) y momento de volteo (M_o) es el Modelo 1, a pesar de ser el modelo matemático con un solo grado de libertad, tiene menor porcentaje de desviación siendo de 5.70% y 3.44% respectivamente. Para el caso de desplazamiento máximo (δ) es también el Modelo 2 el que menor porcentaje de desviación presentó siendo de 6.38%.

Tabla 17

Respuesta Estructural en el Análisis Dinámico Tiempo Historia.

	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
	Modelo de Chandrasekaran & Krishna (1954)	Modelo de Housner (1963)	Modelo de Feijoo (1963)	Modelo de Livaoughu & Dogangün (2006)			
T_i (s)	1.822	1.444	1.451	0.995	83.12%	45.13%	45.83%
T_c (s)	-	3.968	3.817	3.853		2.98%	-0.93%
V_o (tf)	258.55	142.96	291.59	274.19	-5.70%	-47.86%	6.35%
M_o (tf.m)	5897.82	3282.99	6387.17	5701.66	3.44%	-42.42%	12.02%
δ (mm)	216.20	119.54	135.27	127.68	69.33%	-6.38%	5.94%

En la Tabla 18, se observa la Respuesta Estructural de Fuerza Cortante para todos los Modelos Matemáticos; por tanto, se comparó esta respuesta estructural entre el Análisis Estático y el Análisis Dinámico Modal Espectral. La variación de la fuerza cortante en los Modelos Matemáticos 3 y 4 son los que menor porcentaje de desviación presentan siendo de 23.00% y 22.87% respectivamente. Los Modelos Matemáticos 1 y 2 presentan porcentaje de desviación muy aproximados entre sí.

Tabla 18

Respuesta Estructural de Fuerza Cortante.

	FUERZA CORTANTE, V_o , (tf)		
	Análisis Estático	Análisis Dinámico Modal Espectral	% Desviación
Modelo 1 Modelo de Chandrasekaran & Krishna (1954)	115.02	184.04	-37.50%
Modelo 2 Modelo de Housner (1963)	184.27	137.25	34.26%
Modelo 3 Modelo de Feijoo (1963)	215.90	280.38	-23.00%
Modelo 4 Modelo de Livaouglu & Dogangin (2006)	158.57	205.58	-22.87%

En la Tabla 19, se puede ver el resultado de la Respuesta Estructural de Momento de Volteo en todos los Modelos Matemáticos, de la misma manera se comparó los resultados obtenidos entre el Análisis Estático y el Análisis Dinámico Modal Espectral. Los resultados de porcentaje de desviación son muy similares a los de Fuerza Cortante, teniendo los Modelos Matemáticos 3 y 4 un porcentaje de variación de 19.13% y 13.89% respectivamente.

Tabla 19*Respuesta Estructural de Momento de Volteo.*

MOMENTO DE VOLTEO, M_o, (tf.m)			
	Análisis Estático	Análisis Dinámico Modal Espectral	% Desviación
Modelo 1 Modelo de Chandrasekaran & Krishna (1954)	2623.81	4198.11	-37.50%
Modelo 2 Modelo de Housner (1963)	4266.65	3152.22	35.35%
Modelo 3 Modelo de Feijoo (1963)	5007.13	6191.78	-19.13%
Modelo 4 Modelo de Livaouglu & Dogangün (2006)	3684.07	4278.38	-13.89%

En la Tabla 20 se puede observar la Respuesta Estructural de Desplazamiento para todos los Modelos Matemáticos, de la misma manera se comparó los resultados obtenidos entre el Análisis Estático y el Análisis Dinámico Modal Espectral. Siendo el Modelo 4 el que menor porcentaje de desviación presenta con 23.85% respecto al Análisis Estático.

Tabla 20*Respuesta Estructural de Desplazamiento.*

DESPLAZAMIENTO, δ, (mm)			
	Análisis Estático	Análisis Dinámico Modal Espectral	% Desviación
Modelo 1 Modelo de Chandrasekaran & Krishna (1954)	96.18	153.90	-37.50%
Modelo 2 Modelo de Housner (1963)	154.09	114.78	34.25%
Modelo 3 Modelo de Feijoo (1963)	81.46	127.90	-36.31%
Modelo 4 Modelo de Livaouglu & Dogangün (2006)	72.65	95.41	-23.85%

El cálculo del periodo impulsivo (T_i) dio como resultado lo mostrado en la Tabla 21; además, se realizó la comparación de dicho periodo para el Análisis Estático y el Análisis Dinámico Modal Espectral para todos los modelos matemáticos. Como resultado de este cuadro comparativo se puede afirmar que es el Modelo 3 quien presentó menor porcentaje de desviación siendo de 8.34%.

Tabla 21

Periodo Impulsivo en los Modelos Matemáticos.

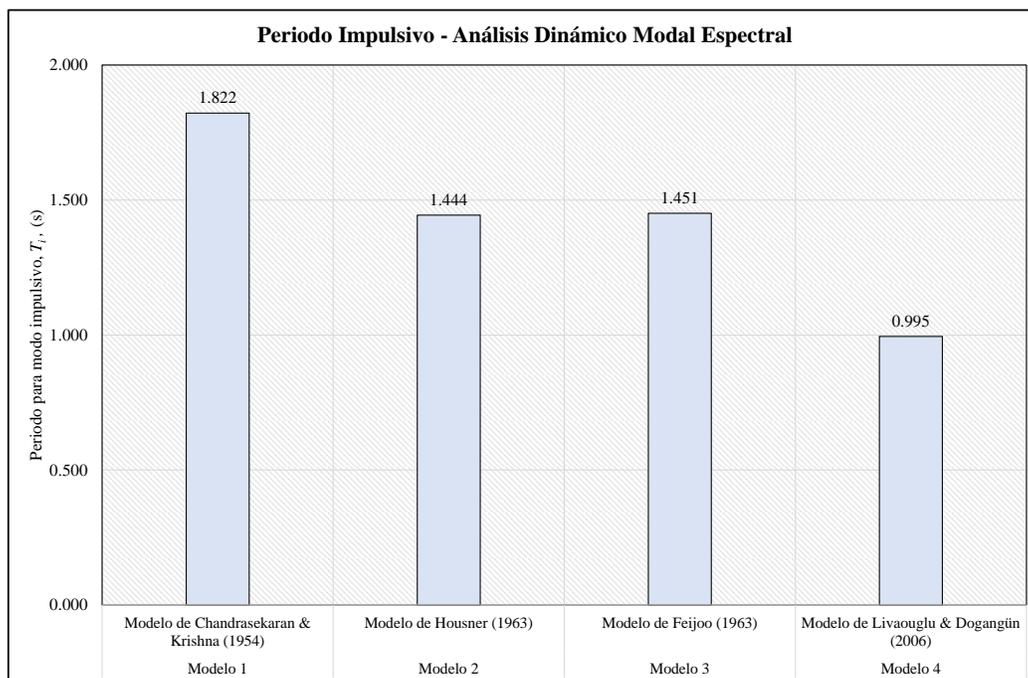
PERIODO IMPULSIVO, T_i , (s)			
	Análisis Estático	Análisis Dinámico Modal Espectral	A. Estático % Desviación
Modelo 1 Modelo de Chandrasekaran & Krishna (1954)	1.822	1.822	0.00%
Modelo 2 Modelo de Housner (1963)	1.805	1.444	25.00%
Modelo 3 Modelo de Feijoo (1963)	1.572	1.451	8.34%
Modelo 4 Modelo de Livaouglu & Dogangün (2006)	1.572	0.995	57.99%

En la Tabla 22 se puede observar el periodo convectivo para todos los modelos matemáticos; en caso del Modelo 1, este no presenta un periodo convectivo ya que su planteamiento no lo define; las variaciones independientemente de cada tipo de análisis son nulas; siendo aceptadas cualquiera de estas para su cálculo. Cabe recalcar que es esta tabla no se incluyó el Análisis Estático, ya que en este análisis solo se incluye un periodo fundamental de vibración.

Tabla 22*Periodo Convectivo en los Modelos Matemáticos.*

PERIODO CONVECTIVO, T_c , (s)			
	Análisis Dinámico Modal Espectral	Análisis Dinámico Tiempo Historia	% Desviación
Modelo 2 Modelo de Housner (1963)	3.968	3.968	0.00%
Modelo 3 Modelo de Feijoo (1963)	3.817	3.817	0.00%
Modelo 4 Modelo de Livaoughlu & Dogangün (2006)	3.853	3.853	0.00%

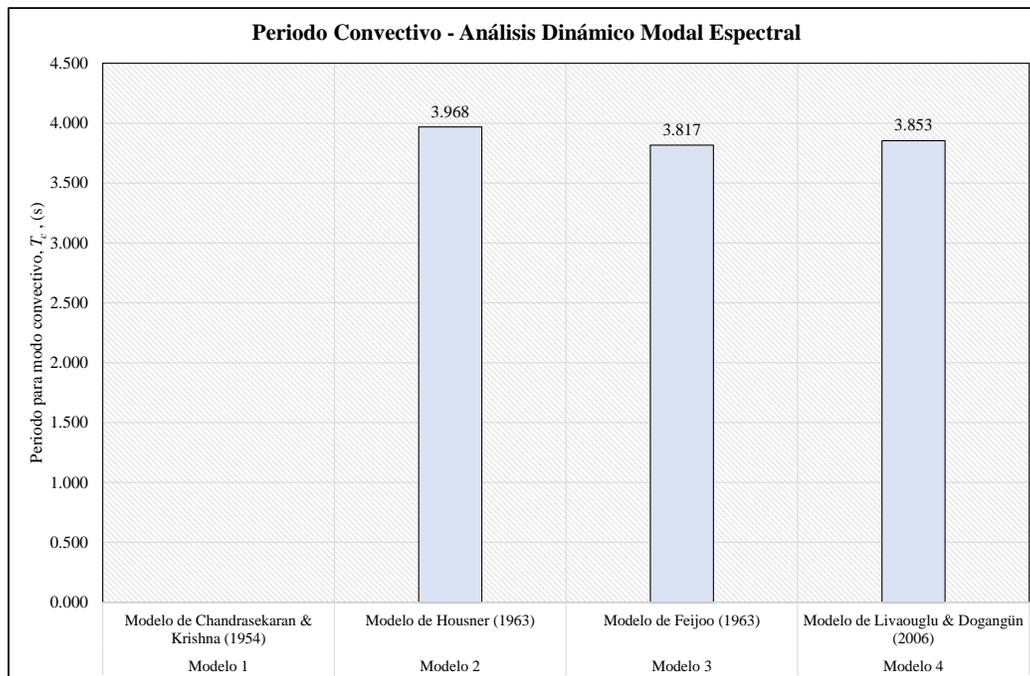
El periodo impulsivo para el Análisis Dinámico Modal Espectral es mostrado en la Fig.80, se puede visualizar que los Modelo 2 y 3 tienen valores cercanos al periodo del Modelo 4, por lo que para su uso práctico del cálculo de periodo impulsivo puede ser empleado cualquiera de estos dos modelos considerando estas variaciones.

Figura 80*Periodo Impulsivo en el Análisis Dinámico Modal Espectral.*

El mismo caso se presenta en la Fig.81 para el periodo convectivo; por tanto, también se puede utilizar el planteamiento del Modelo 2 y 3 para el cálculo de dicho periodo.

Figura 81

Periodo Convectivo en el Análisis Dinámico Modal Espectral.

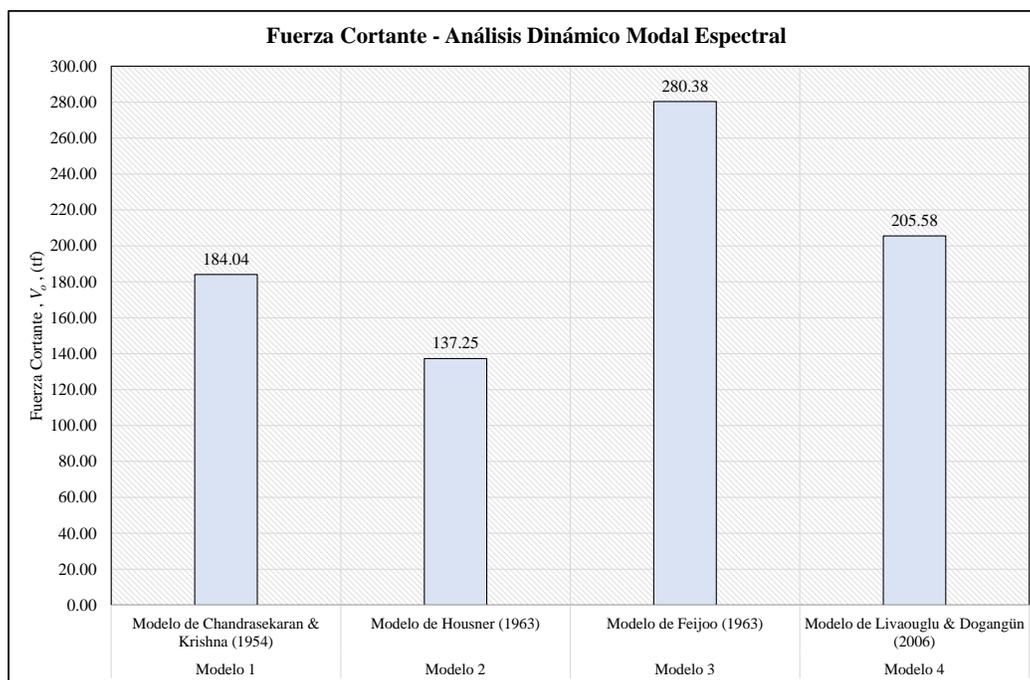


La Fuerza Cortante en el Análisis Dinámico Modal Espectral, mostrado en la Fig.82, demostró que en el Modelo 3 presenta un valor mayor al resto de modelos con $280.38tf$; sin embargo, en comparación con el Modelo 4, es el Modelo 1 quien tiene el valor más cercano con $184.04tf$.

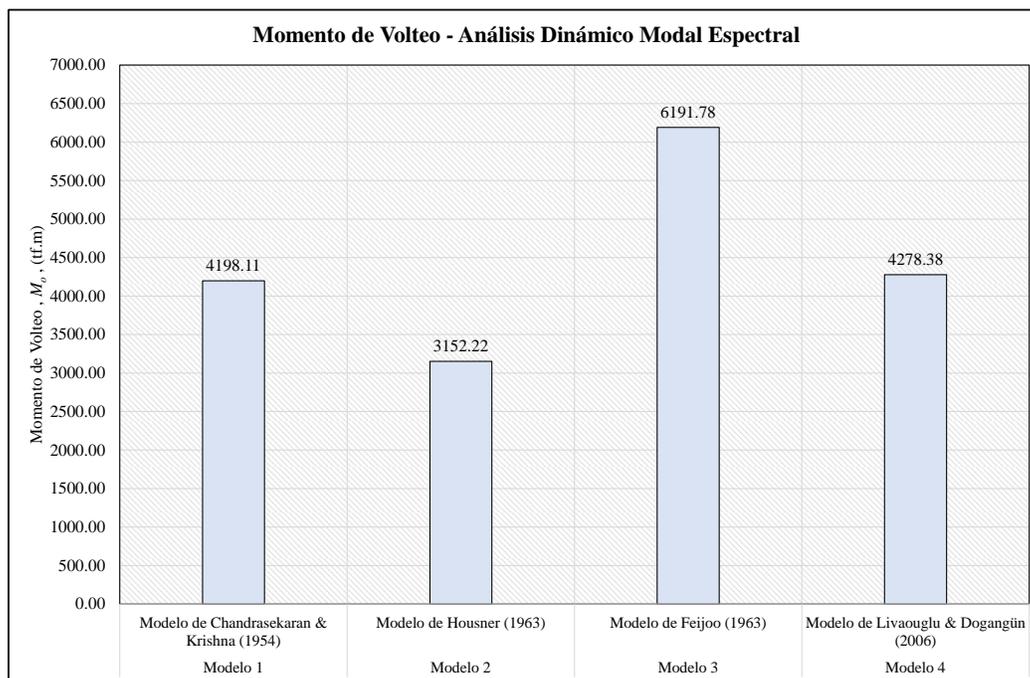
Lo mismo sucede con los valores de Momento de Volteo, Fig.83. El Modelo 2 en estas dos respuestas dio como resultado el menor valor y en caso del Modelo 3 sigue siendo el más conservador con un valor de respuesta de $6191.78 tf.m$.

Figura 82

Fuerza Cortante en el Análisis Dinámico Modal Espectral.

**Figura 83**

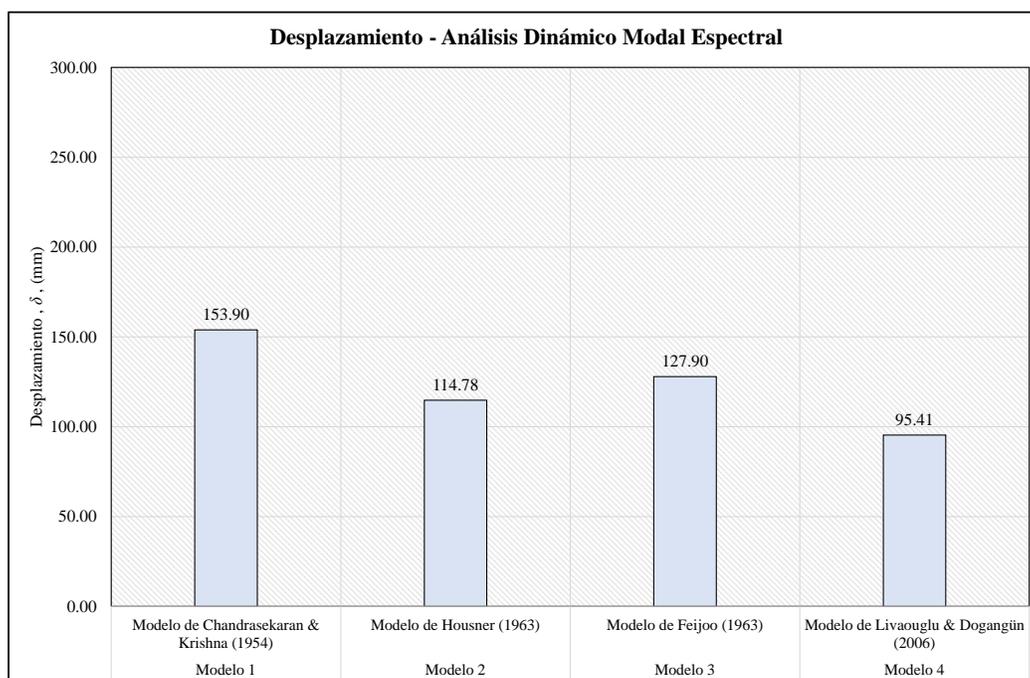
Momento de Volteo en el Análisis Dinámico Modal Espectral.



Los desplazamientos en el Análisis Dinámico Modal Espectral, Fig.84, tienen poca variación si se observa los resultados de los Modelos 2, 3 y 4. Sin embargo, para el Modelo 1 la variación de este resultado presentó un valor mayor al resto con *153.90mm*.

Figura 84

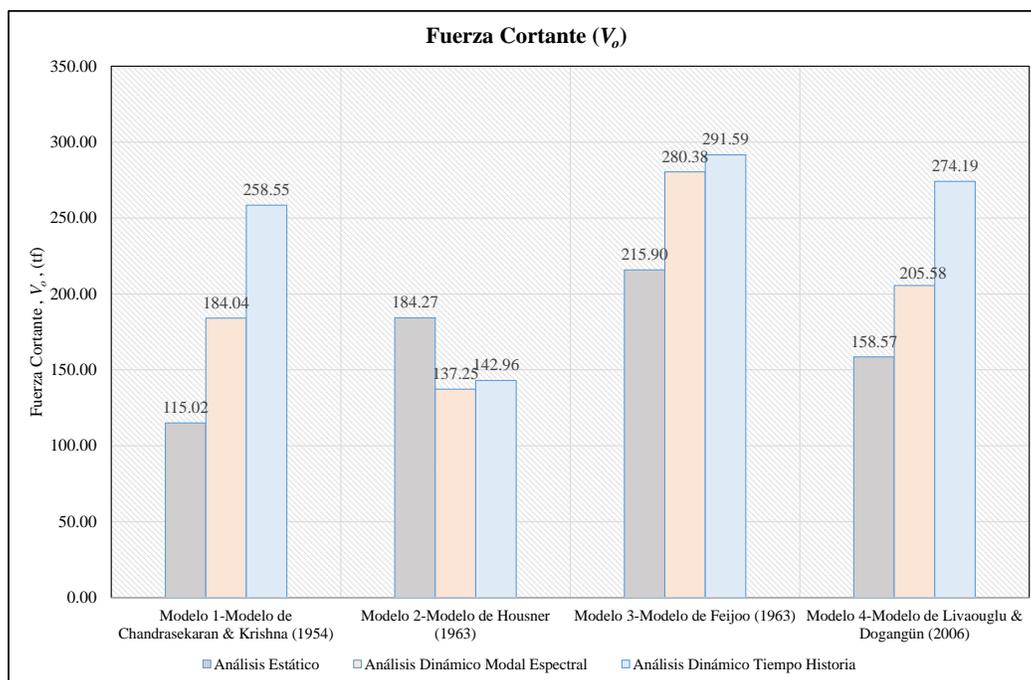
Desplazamiento en el Análisis Dinámico Modal Espectral.



Referente a la Fig.85, donde la gráfica incluye todos los análisis sísmicos para la Fuerza Cortante por cada modelo matemático empleado. Es evidente que, comparando el Análisis Dinámico Modal Espectral y el Análisis Dinámico Tiempo Historia, las respuestas de este último resultan ser mayores en todos los casos, sin importar el modelo matemático utilizado.

Figura 85

Fuerza Cortante en los Modelos Matemáticos.



La Respuesta Estructural de Momento de Volteo, Fig.86, muestra un patrón similar al de la Fuerza Cortante. Además, cabe resaltar que para el Análisis Dinámico Tiempo Historia los Modelos 1,3 y 4 tienen valores muy próximos entre sí.

La Respuesta Estructural de desplazamiento, Fig.87, demostró que el mayor valor para el Análisis Dinámico Modal Espectral lo presentó el Modelo 1 con un valor de 153.90 mm .

En la Fig.88 y Fig.89, se muestran los resultados de los periodos impulsivos y convectivos, respectivamente. Estos resultados tienen una variación mínima sin importar el modelo matemático que se utilizó.

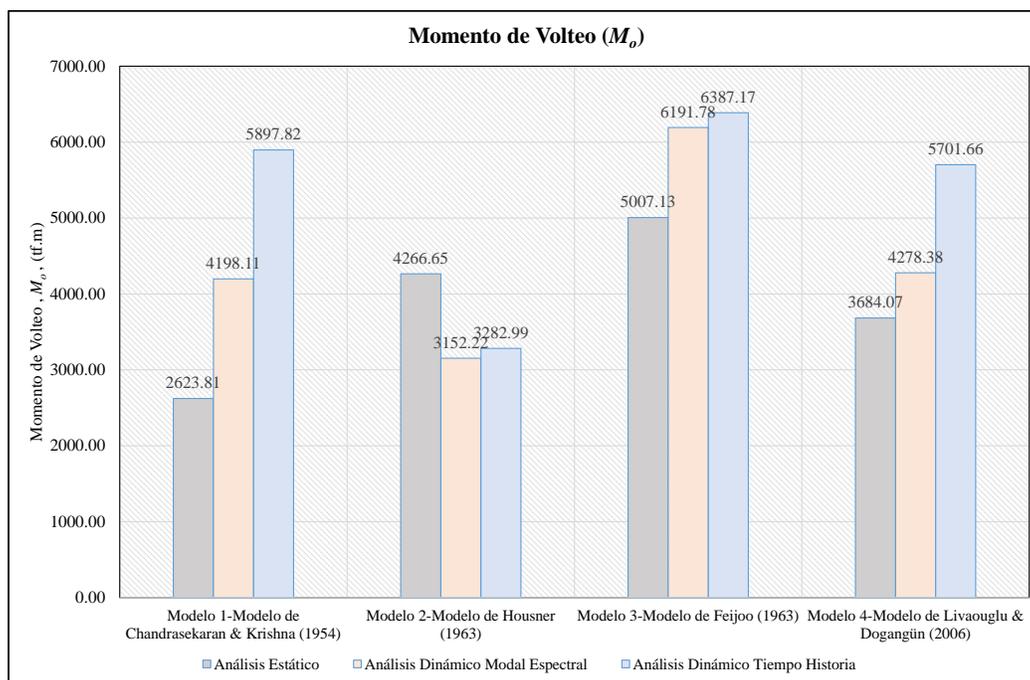
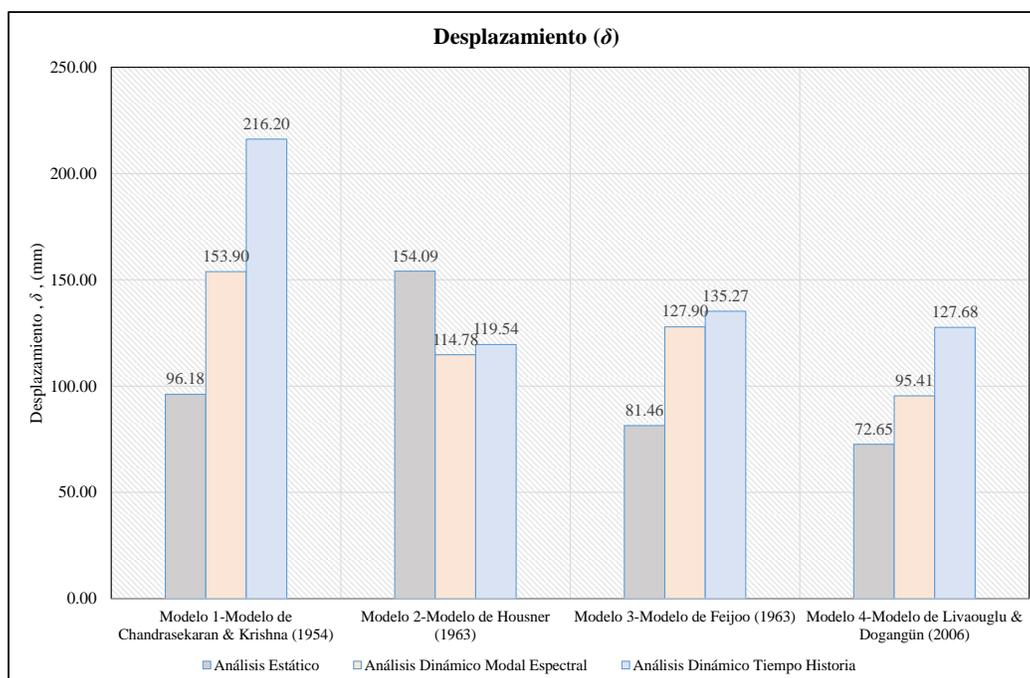
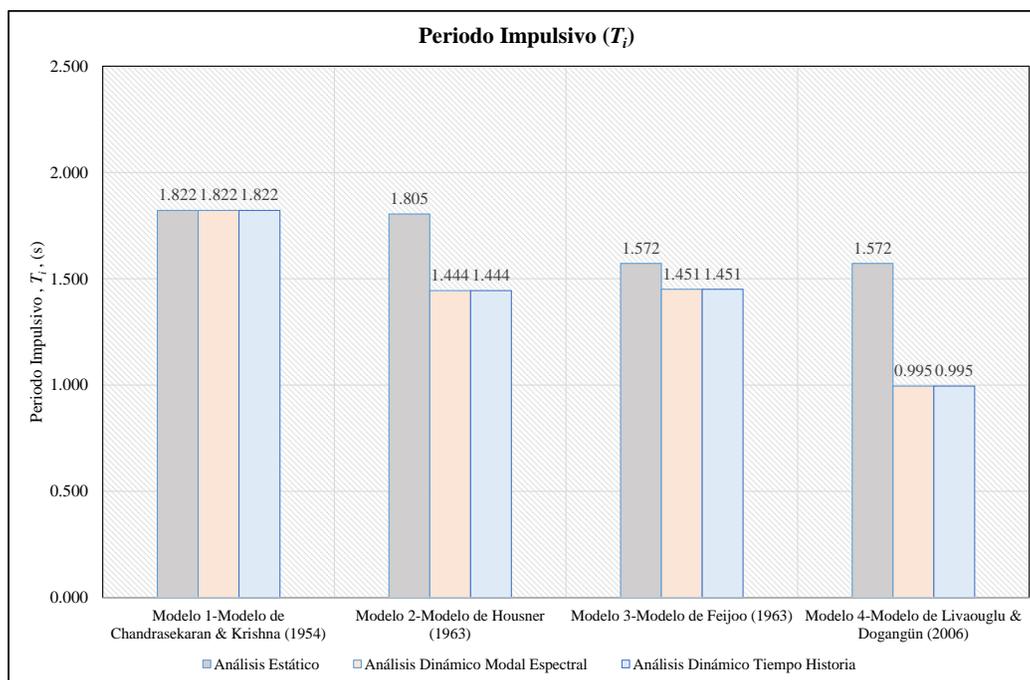
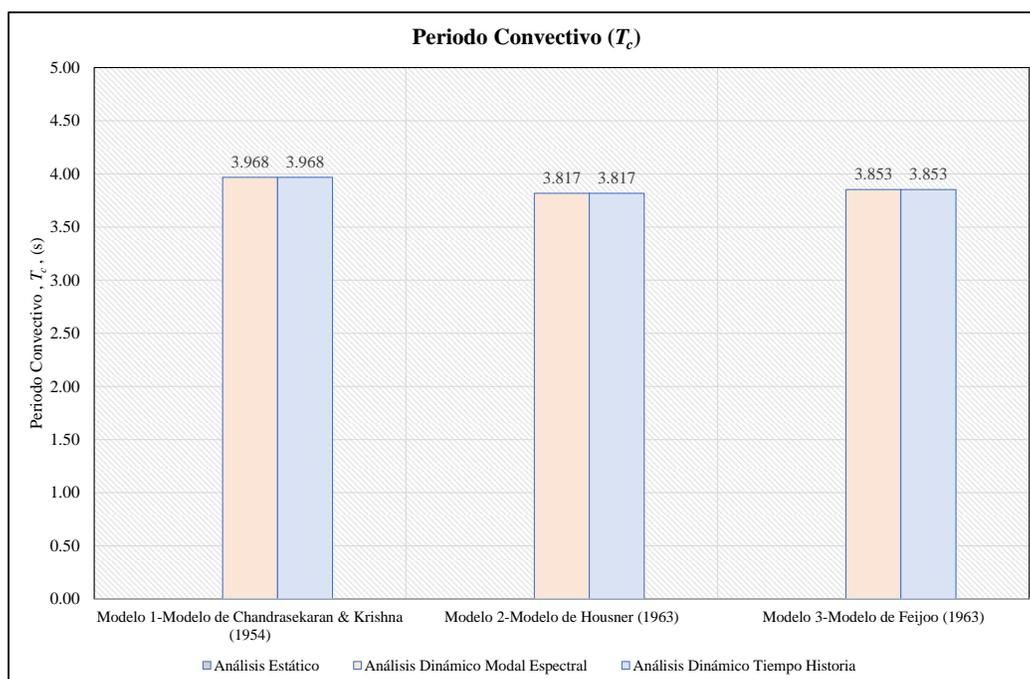
Figura 86*Momento de Volteo en los Modelos Matemáticos.***Figura 87***Desplazamiento en los Modelos Matemáticos.*

Figura 88*Periodo Impulsivo en los Modelos Matemáticos.***Figura 89***Periodo Convectivo en los Modelos Matemáticos.*

Conclusiones

- Se estableció un procedimiento metódico y secuencial para el Análisis Estático, Análisis Dinámico Modal Espectral y Análisis Dinámico Tiempo Historia de reservorios elevados tipo Intze aporticado empleando parámetros de normas nacionales e internacionales, se empleó este procedimiento en los Modelos Matemáticos Simples y Complejos fundando una base normativa para el análisis sísmico de este tipo de estructuras.
- En el Modelo Matemático Simple de Chandrasekaran & Krishna (1954) – Modelo 1, sometido al Análisis Dinámico Modal Espectral, presentó una Fuerza Cortante de 184.04tf, un Momento de Volteo de 4198.11 tf.m y un Desplazamiento de 153.90mm.
- En el Modelo Matemático Simple de Housner (1963) - Modelo 2, sometido al Análisis Dinámico Modal Espectral, presentó una Fuerza Cortante de 137.25tf, un Momento de Volteo de 3152.22 tf.m y un Desplazamiento de 114.78mm.
- En el Modelo Matemático Simple de Feijoo (1984) - Modelo 3, sometido al Análisis Dinámico Modal Espectral, presentó una Fuerza Cortante de 280.38tf, un Momento de Volteo de 6191.78 tf.m y un Desplazamiento de 127.90mm.
- En el Modelo Matemático Complejo de Livaouglu & Dogangün (2006) - Modelo 4, sometido al Análisis Dinámico Modal Espectral, presentó una Fuerza Cortante de 205.58tf, un Momento de Volteo de 4278.38 tf.m y un Desplazamiento de 95.41mm.
- En base a la comparación de resultados, para el Análisis Dinámico Modal Espectral, se concluyó que el Modelo Simple de Feijoo (1984) es el más conservador en valores de Fuerza Cortante y Momento de Volteo; sin embargo, es el Modelo Simple de Chandrasekaran & Krishna (1954) el que más holgura presenta en Desplazamiento.

- En el Análisis Dinámico Modal Espectral los valores menores o menos conservadores lo presentan el Modelo Complejo de Livaoglu & Dogangün (2006), solo en términos de desplazamientos; en valores de Fuerza Cortante y Momento de Volteo es el Modelo Simple de Housner (1963) quien tiene los menores valores de dichas respuestas estructurales.
- El Modelo Simple de Chandrasekaran & Krishna (1954); en las respuestas estructurales de Fuerza Cortante y Momento de Volteo, comparados con el Modelo Complejo de Livaoglu & Dogangün (2006), presenta un porcentaje de desviación de -10.48% y -1.88% respectivamente. Siendo el modelo con menor porcentaje de desviación en dichas respuestas estructurales.
- Los Modelos Matemáticos Simples dan como resultado esfuerzos localizados tan solo en los grados de libertad que se plantea. Siendo ventajoso en cuanto a los Modelos Matemáticos complejos porque puede ser realizado de manera manual con cálculo sencillos.
- Los Modelos Matemáticos Complejos dan como resultado esfuerzos localizados en cada elemento que compone el reservorio elevado. Sin embargo, la desventaja de estos nace por la magnitud de cálculos que se tiene que realizar; es ahí donde es necesario el uso de un ordenador por tratarse de un modelo de muchos grados de libertad.
- Los Modelos Matemáticos Complejos no necesitan un Modelo Mecánico Equivalente para ser sometido a un análisis sísmico.

Sugerencias

- A medida que la metodología para el análisis sísmico de reservorios elevados tipo Intze aportado dio como resultado un proceso secuencial y metódico, se recomienda el uso de esta metodología para el análisis sísmico de la estructura en mención.
- Los resultados de Fuerza Cortante Y Momento de Volteo son los que menor porcentaje de variación presentó en el Modelo de Chandrasekaran & Krishna (1954), respecto al Modelo de Livaoglu & Dogangün (2006); por lo tanto, se sugiere el uso del primero para el cálculo de estas respuestas estructurales, tomando en cuenta el porcentaje de variación que esta pueda presentar.
- El Modelo de Feijoo (1984) es el que presenta valores de respuesta estructural más holgado que el resto de modelos, por lo que es recomendable su uso, siendo un proceso de cálculo fácil y que puede ser realizado de manera manual.
- Para el cálculo de periodo impulsivo y convectivo, siendo la variación poco significativa en todos los modelos matemáticos, se recomienda recurrir a cualquiera de ellos para encontrar estos valores.
- El Modelo de Housner (1963), está presente para representar el comportamiento hidrodinámico del agua, es recomendable y necesario hacer uso de este modelo cuando se quiera conocer dichos esfuerzos hidrodinámicos en los reservorios.
- El Modelo de Livaoglu & Dogangün (2006); siendo el más complejo de todos, se recomienda emplearlo siempre y cuando se cuente con los Software necesarios para resolver por medio del Método de los Elementos Finitos (FEM), ya que el resultado de estos nos permite encontrar un esfuerzo localizado en todos los elementos del reservorio.

Referencias Bibliográficas

- ACI 350.3-06. (2006). *Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary*. American Concrete Institute Committee 350.
- ACI 371R-16. (2016). *Guide for the analysis and construction of elevated concrete and composite steel-concrete water storage tanks*. American Concrete Institute Committee 371.
- Aguiar, R. (2008). *Análisis Sísmico de Edificios*. Centro de Investigaciones Científicas.
- Arocha, S. (1980). *Abastecimiento de Agua Teoría & Diseño*. Ediciones Vega.
- ASCE/SEI 7-10. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers.
- Chandrasekaran, A., & Krishna, J. (1954). *Water towers in seismic zones* (Vol. IV). Proceeding of the Third World Conference on Earthquake Engineering.
- Computer&Structures. (2017). *CSi Analysis Reference Manual*.
- Feijoo, J. (1984). *Análisis Sísmico de Reservorios Elevados con Estructura Cilíndrica de Soporte*. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Gómez, S. (2009). *Análisis Sísmico Moderno Ética Aplicada*. Trillas Editorial.
- Hernández, H., Arce, C., & Huergo, I. (2017). *Comportamiento sísmico de un tanque elevado con alto grado de agrietamiento*. VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.
- Housner, G. (1963). *Dynamic behavior of water tanks*. Bulletin of the Seismological Society of the America 53.
- Huamani, H. V. (2015). *Diseño estructural de un reservorio elevado tipo fuste de concreto armado*. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Huaranga, P. G. (2015). *Evaluación de la respuesta sísmica no lineal de reservorios elevados tipo Intze*. Pontificia Universidad Católica del Perú.

- Kuroiwa, J. (2012). *Gestión de Riesgos de desastres en la región*. Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento.
- Livaoglu, R., & Dogangün, A. (2006). *Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid - structure - soil interaction*. Journal of Fluids and Structures 22.
- Patel, H., Pitroda, J., & Parikh, K. B. (2014). *Analysis of intze elevated water tanks*. National Conference on: “Trends and Challenges of Civil Engineering in Today’s Transforming World”.
- Quispe, E. B. (2014). *Análisis y diseño sísmico de un reservorio elevado tipo Intze de 600m³*. Universidad Nacional de San Agustín.
- Rai, D. (2003). *Performance of elevated tanks in Mw 7.7 Bhuj earthquake of January 26th, 2001*. Proc. Indian Acad. Sci. (Earth Planet Sci), 122 N°3.
- Roncal, M. (2017). *Determinación del Peligro Sísmico en el Territorio Nacional y Elaboración de Aplicativo Web*. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Salinas, J. (1996). *Análisis y diseño sismo resistente de un reservorio elevado con estructura cilíndrica de soporte*. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Sampieri et al. (2014). *Metodología de la investigación*. McGRAW-HILL / INTERAMERICANA EDITORES. S.A. DE C.V.
- Soroushnia, S., Tafreshi, S., Omidinasab, F., Beheshtian, N., & Soroushnia, S. (2011). *Seismic Performance of RC Elevated Water Tanks with Frame Staging and Exhibition Damage Pattern*. The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction.

Anexos

Anexo 01: Matriz de Consistencia

Variables		Sub Variables		Definición Teórica	Definición Operacional
Variable Independiente	Modelo Matemático	Modelo Matemático Simple	Modelo Matemático de Chandrasekaran & Krishna (1954)	Formas de representar la estructura, la complejidad depende del número de grados de libertad que se asuma.	Los modelos matemáticos indican las formas en que se pueda representar una estructura para su posterior análisis.
			Modelo Matemático de Housner (1963)		
			Modelo Matemático de Feijoo (1984)		
		Modelo Matemático Complejo	Modelo Matemático de Livaouglu & Dogangün (2006)		
Variable Dependiente	Respuesta Estructural	Momentos de Volteo		Resultado que se puede calcular en la estructura al ser sometido a algún tipo de excitación.	Parámetros de medición de resultados, representados en momentos de volteo, fuerza cortante y desplazamiento.
		Fuerza Cortante en la Base			
		Desplazamientos			
Variable Interviniente	Análisis Sísmico	Análisis Sísmico Estático		Estudio del comportamiento de las estructuras ante un evento sísmico. Estableciendo parámetros mínimos para poder resistir estas sollicitaciones.	Incluir efectos de sismo en la estructura, depende del tipo de análisis sísmico.
		Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral			
		Análisis Sísmico Dinámico Tiempo Historia			

Anexo 02: Algoritmo del Método de Newmark

MÉTODO DE NEWMARK ESPECTRO

DATOS:

$$DATOS := \text{READEXCEL}(\text{"\\F\&E_Registro El Centro 1952.xlsx"}, \text{"Hoja1!A1:B2688"}) \cdot \frac{m}{s^2}$$

Factor de amortiguamiento: $\zeta := 5\%$

RANGO DE PERIODOS DEL ESPECTRO:

$$T_n := \begin{cases} \text{for } i \in 1..201 \\ \left\| \begin{array}{l} T_{n_i} \leftarrow (i-1) \cdot 0.02 \text{ s} \\ T_n \end{array} \right\| \end{cases} \quad \max(T_n) = 4 \text{ s}$$

CÁLCULO DE ESPECTRO POR MÉTODO DE NEWMARK:

$$jj := \text{length}(T_n) = 201 \quad U''_g := DATOS^{(2)}$$

$$R := \begin{cases} \text{for } k \in 1..jj \\ \left\| \begin{array}{l} \text{if } T_{n_k} = 0 \text{ s} \\ \left\| \begin{array}{l} T_{n_i} \leftarrow 0.0001 \text{ s} \\ \text{else} \\ T_{n_i} \leftarrow T_{n_k} \end{array} \right\| \\ t \leftarrow DATOS^{(1)} \cdot \frac{s^3}{m} \\ j \leftarrow \text{length}(t) \\ R \leftarrow \begin{cases} \text{for } i \in 1..j \\ \left\| \begin{array}{l} R_{i,3 \cdot k-2} \leftarrow 0 \frac{m}{s^2} \\ R_{i,3 \cdot k-1} \leftarrow 0 \frac{m}{s} \\ R_{i,3 \cdot k} \leftarrow 0 m \\ R \end{array} \right\| \\ R_{1,3 \cdot k-2} \leftarrow -DATOS_{1,2} \end{cases} \\ \text{for } i \in 2..j \\ \left\| \begin{array}{l} \Delta t \leftarrow (t_{i,1} - t_{i-1,1}) \\ A_1 \leftarrow 1 + \zeta \cdot \frac{2 \cdot \pi}{T_{n_i}} \cdot \Delta t + \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{T_{n_i}} \cdot \Delta t \right)^2 \\ B_1 \leftarrow A_1 - 1 \\ C_1 \leftarrow \left(2 \cdot \zeta \cdot \frac{2 \cdot \pi}{T_{n_i}} + \left(\frac{2 \cdot \pi}{T_{n_i}} \right)^2 \right) \cdot \Delta t \end{array} \right\| \end{cases} \end{array} \right\| \end{cases}$$

$$\begin{array}{l}
R_{i,3 \cdot k-2} \leftarrow \frac{-DATOS_{i,2} - B_1 \cdot R_{i-1,3 \cdot k-2} - C_1 \cdot R_{i-1,3 \cdot k-1} - \left(\frac{2 \cdot \pi}{T_{ni}}\right)^2 \cdot R_{i-1,3 \cdot k}}{A_1} \\
R_{i,3 \cdot k-1} \leftarrow R_{i-1,3 \cdot k-1} + \frac{1}{2} \cdot (R_{i-1,3 \cdot k-2} + R_{i,3 \cdot k-2}) \cdot \Delta t \\
R_{i,3 \cdot k} \leftarrow R_{i-1,3 \cdot k} + R_{i-1,3 \cdot k-1} \cdot \Delta t + \frac{1}{4} \cdot (R_{i-1,3 \cdot k-2} + R_{i,3 \cdot k-2}) \cdot \Delta t^2
\end{array}$$

$$u'' := \text{for } i \in 1..201 \quad \left\| \begin{array}{l} u''_i \leftarrow \max(\max(R^{(3 \cdot i-2)}), \text{abs}(\min(R^{(3 \cdot i-2)}))) \end{array} \right\|$$

$$u' := \text{for } i \in 1..201 \quad \left\| \begin{array}{l} u'_i \leftarrow \max(\max(R^{(3 \cdot i-1)}), \text{abs}(\min(R^{(3 \cdot i-1)}))) \end{array} \right\|$$

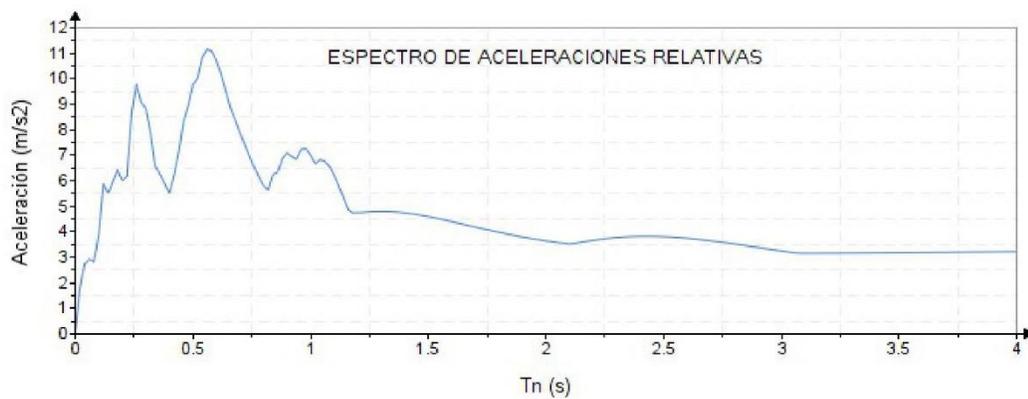
$$u := \text{for } i \in 1..201 \quad \left\| \begin{array}{l} u_i \leftarrow \max(\max(R^{(3 \cdot i)}), \text{abs}(\min(R^{(3 \cdot i)}))) \end{array} \right\|$$

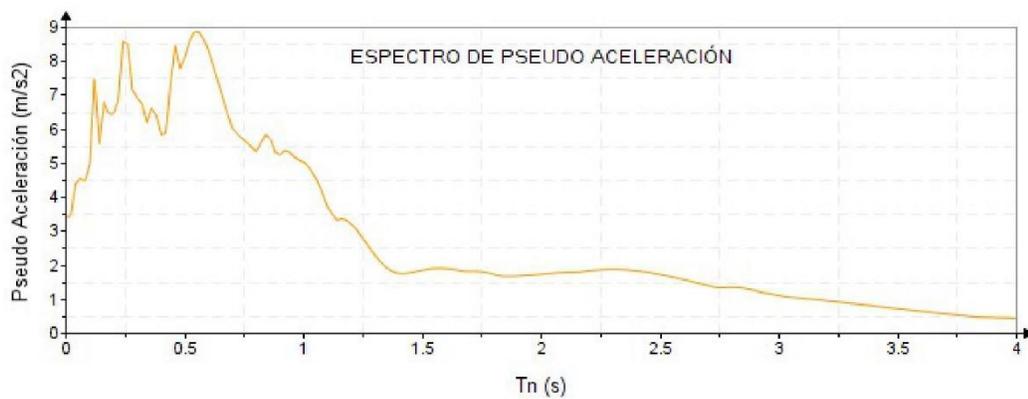
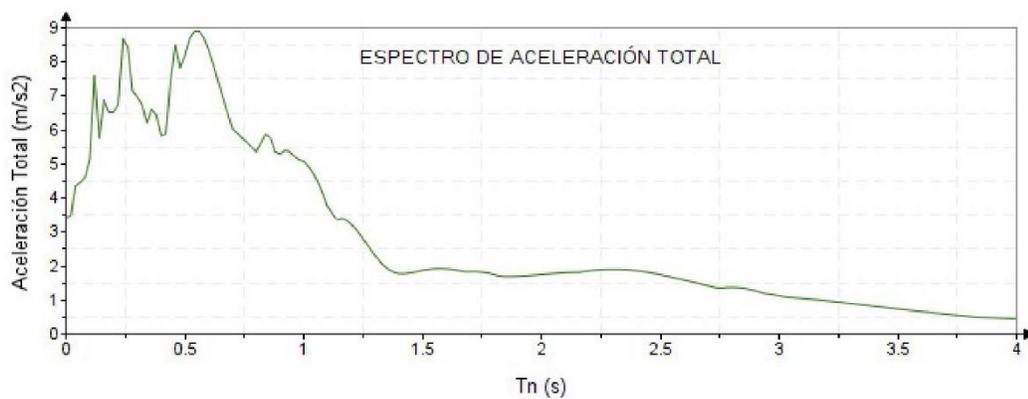
$$U''_T := \text{for } i \in 1..201 \quad \left\| \begin{array}{l} U''_{T_i} \leftarrow \max(\max(R^{(3 \cdot i-2)} + U''_g), \text{abs}(\min(R^{(3 \cdot i-2)} + U''_g))) \end{array} \right\|$$

$$\begin{array}{l}
A := \text{for } i \in 1..201 \quad \left\| \begin{array}{l} \text{if } T_{ni} = 0 \text{ s} \\ \quad \left\| T_{ni} \leftarrow 0.0001 \text{ s} \right\| \\ \text{else} \\ \quad \left\| T_{ni} \leftarrow T_{ni} \right\| \\ \\ A_i \leftarrow u_i \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{T_{ni}}\right)^2 \end{array} \right\| \\
V := \text{for } i \in 1..201 \quad \left\| \begin{array}{l} \text{if } T_{ni} = 0 \text{ s} \\ \quad \left\| T_{ni} \leftarrow 0.0001 \text{ s} \right\| \\ \text{else} \\ \quad \left\| T_{ni} \leftarrow T_{ni} \right\| \\ \\ V_i \leftarrow u_i \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{T_{ni}}\right) \end{array} \right\|
\end{array}$$

$$u'' = \begin{bmatrix} 0.023 \\ 1.776 \\ 2.745 \\ 2.909 \\ 2.843 \\ 3.9 \\ 5.902 \\ 5.501 \\ 5.97 \\ 6.42 \\ 6.013 \\ 6.175 \end{bmatrix} \frac{m}{s^2} \quad u' = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.005 \\ 0.017 \\ 0.026 \\ 0.037 \\ 0.062 \\ 0.11 \\ 0.113 \\ 0.16 \\ 0.164 \\ 0.183 \\ 0.21 \end{bmatrix} \frac{m}{s} \quad u = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.003 \\ 0.018 \\ 0.041 \\ 0.073 \\ 0.126 \\ 0.273 \\ 0.277 \\ 0.44 \\ 0.531 \\ 0.654 \\ 0.839 \end{bmatrix} \text{ cm} \quad U''_T = \begin{bmatrix} 3.435 \\ 3.455 \\ 4.362 \\ 4.459 \\ 4.599 \\ 5.151 \\ 7.592 \\ 5.739 \\ 6.877 \\ 6.521 \\ 6.521 \\ 6.754 \end{bmatrix} \frac{m}{s^2}$$

$$A = \begin{bmatrix} 343.419 \\ 344.296 \\ 441.538 \\ 454.621 \\ 448.767 \\ 498.486 \\ 747.114 \\ 558.936 \\ 678.82 \\ 646.709 \\ \vdots \end{bmatrix} \frac{cm}{s^2} \quad V = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.011 \\ 0.028 \\ 0.043 \\ 0.057 \\ 0.079 \\ 0.143 \\ 0.125 \\ 0.173 \\ 0.185 \\ \vdots \end{bmatrix} \frac{m}{s}$$



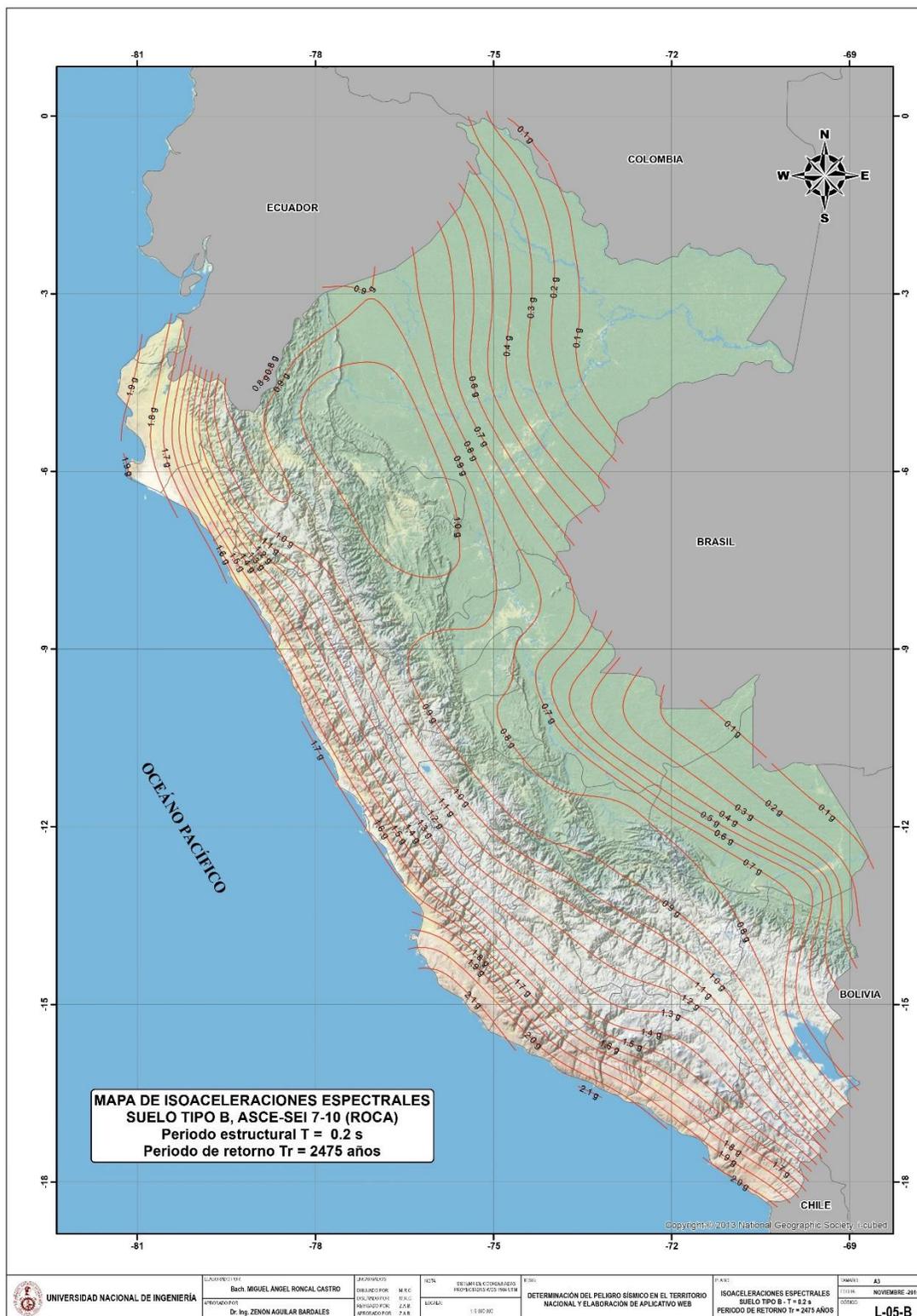




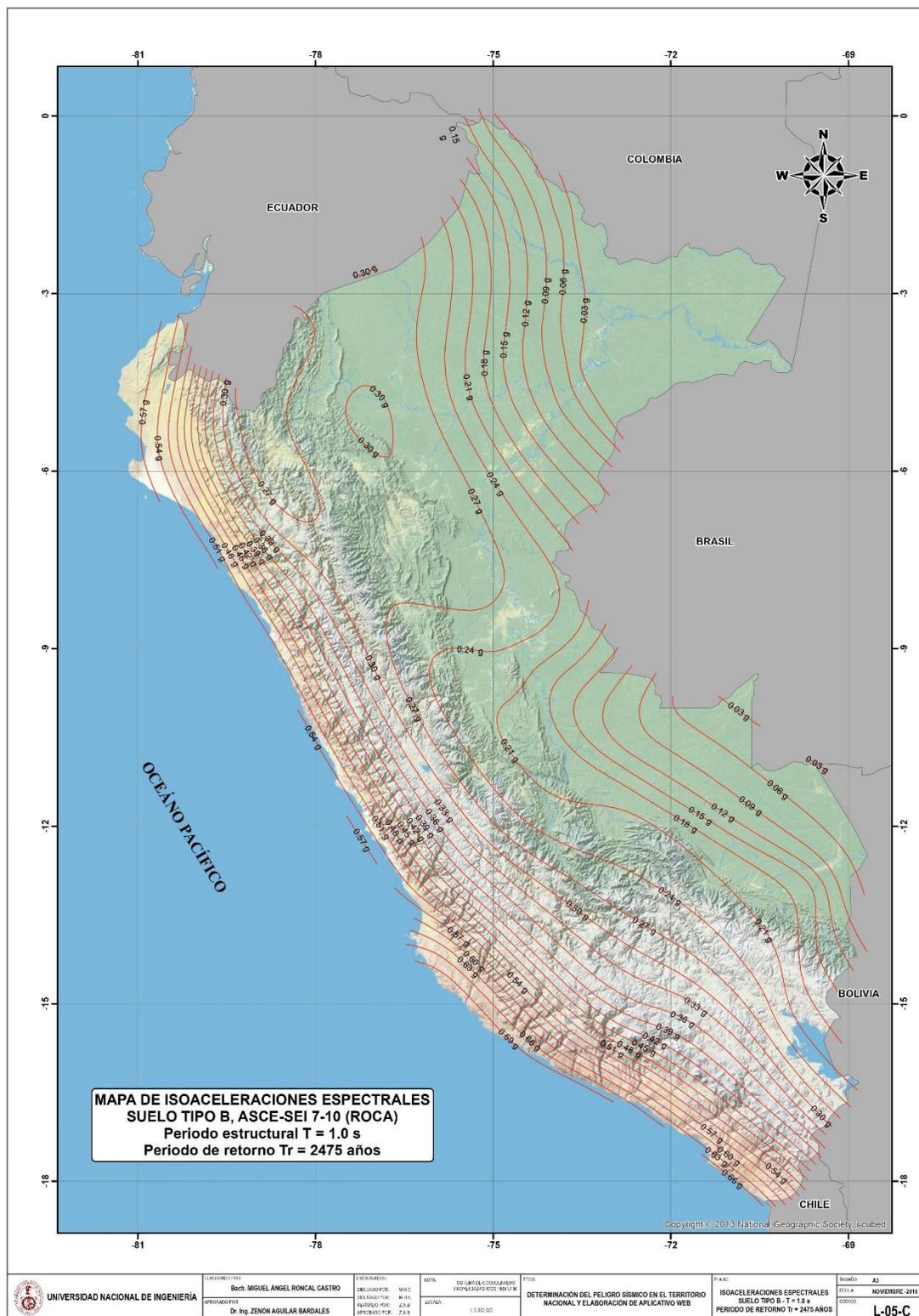
OUTPUT:

Tn (s)	u'' (m/s ²)	u' (cm/s)	u (cm)	U_T (m/s ²)	A (cm/s ²)	V (cm/s)
0.000	0.023	0.000	0.000	3.435	343.419	0.005
0.020	1.776	0.527	0.035	3.455	344.296	1.096
0.040	2.745	1.706	0.179	4.362	441.538	2.811
0.060	2.909	2.595	0.415	4.459	454.621	4.341
0.080	2.843	3.698	0.728	4.599	448.767	5.714
0.100	3.900	6.174	1.263	5.151	498.486	7.934
0.120	5.902	10.975	2.725	7.592	747.114	14.269
0.140	5.501	11.303	2.775	5.739	558.936	12.454
0.160	5.970	15.977	4.402	6.877	678.820	17.286
0.180	6.420	16.443	5.308	6.521	646.709	18.527
0.200	6.013	18.265	6.543	6.521	645.776	20.556
0.220	6.175	20.975	8.389	6.754	684.237	23.958
0.240	8.622	30.652	12.509	8.667	857.374	32.749
0.260	9.774	34.805	14.588	8.454	851.954	35.254
0.280	9.096	31.896	14.222	7.162	716.147	31.914
0.300	8.827	32.810	15.784	6.966	692.379	33.059
0.320	7.875	33.148	17.518	6.751	675.386	34.397
0.340	6.571	32.608	18.166	6.210	620.399	33.571
0.360	6.254	37.662	21.773	6.605	663.256	38.002
0.380	5.895	40.530	23.428	6.430	640.507	38.737
0.400	5.538	35.727	23.724	5.833	585.373	37.266
0.420	6.211	40.421	26.311	5.878	588.847	39.362
0.440	7.127	46.169	36.236	7.477	738.921	51.745
0.460	8.325	54.352	45.408	8.524	847.177	62.023
0.480	8.927	62.873	45.548	7.844	780.448	59.622
0.500	9.751	70.572	51.462	8.197	812.650	64.669
0.520	10.037	75.997	58.838	8.675	859.042	71.095
0.540	10.824	79.458	65.574	8.909	887.772	76.298
0.560	11.157	80.058	70.351	8.915	885.638	78.934
0.580	11.085	78.394	73.721	8.714	865.155	79.862
0.600	10.714	76.049	75.772	8.344	830.931	79.348

Anexo 03: Mapa de Isoaceleraciones de Roncal (2017) para T=0.2s



Anexo 04: Mapa de Isoaceleraciones de Roncal (2017) para T=1s





ACTA DE SUSTENTACION VIRTUAL DE TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

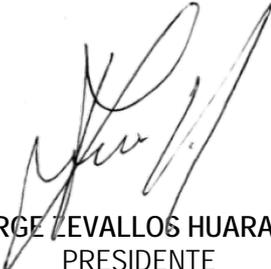
En la ciudad universitaria de Cayhuayna, a los 12 días del mes de mayo de 2022, siendo las 9:00 am, se dará cumplimiento a la Resolución Virtual N° 221-2021-UNHEVAL-FICA-D (Designando a la Comisión de Revisión y sustentación de tesis) y la Resolución Virtual N° 258-2022-UNHEVAL-FICA-D, de fecha 07 de mayo 2022 (Fijando fecha y hora de sustentación virtual de tesis), en concordancia con el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, para lo cual, en virtud de la Resolución Consejo Universitario N° 0734-2022-UNHEVAL (Aprobando el procedimiento de la Sustentación Virtual de PPP, Trabajos de Investigación y Tesis), los Miembros del Jurado van a proceder a la evaluación de la sustentación en acto público presencial o virtual de tesis titulada: **RESPUESTA ESTRUCTURAL DE UN RESERVOIRIO ELEVADO TIPO INTZE APORTICADO CONSIDERANDO MODELOS MATEMÁTICOS SIMPLES Y COMPLEJOS – 2021**, para optar el Título de Ingeniero Civil del Bachiller **BELKER FERNÁNDEZ ESPINOZA** de la Carrera Profesional de Ingeniería Civil, a través de la plataforma virtual del Cisco Webex Meetings.

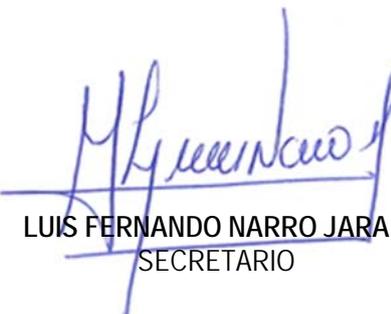
Finalizado el acto de sustentación virtual de tesis, se procedió a deliberar la calificación, obteniendo luego el resultado siguiente:

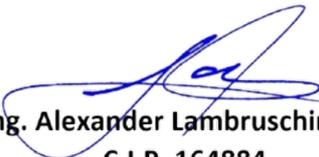
APellidos y Nombres	Dictamen	Nota	Calificativo
BELKER FERNÁNDEZ ESPINOZA	APROBADO	16	BUENO

Dándose por finalizado dicho acto a las 10:15 horas del mismo día 12 de mayo de 2022 con lo que se dio por concluido, y en fe de lo cual firmamos.

OBSERVACIONES:


JORGE ZEVALLOS HUARANGA
 PRESIDENTE


LUIS FERNANDO NARRO JARA
 SECRETARIO


MSc. Ing. Alexander Lambruschini Espinoza
 C.I.P. 164884
REYDER LAMBRUSCHINI ESPINOZA
 VOCAL



RESOLUCIÓN VIRTUAL N°258-2022-UNHEVAL-FICA-D

Cayhuayna, 07 mayo 2022

VISTO: La Solicitud Virtual enviado por correo, de fecha 03.MAY. 2022, del bachiller de Ingeniería Civil **BELKER FERNÁNDEZ ESPINOZA**, pidiendo fecha y hora para sustentación de Tesis;

CONSIDERANDO:

Que, con Solicitud Virtual enviado por correo, de fecha 03.MAY.2022, del bachiller de Ingeniería Civil **BELKER FERNÁNDEZ ESPINOZA**, pidiendo fecha y hora para sustentación de Tesis titulada "RESPUESTA ESTRUCTURAL DE UN RESERVOIRIO ELEVADO TIPO INTZE APORTICADO CONSIDERANDO MODELOS MATEMÁTICOS SIMPLES Y COMPLEJOS - 2021;

Que, con Resolución N°221-2022-UNHEVAL-FICA-D, de fecha 26.ABR.2022, se designa la Comisión reconstituida de Revisión y Evaluación de tesis titulada RESPUESTA ESTRUCTURAL DE UN RESERVOIRIO ELEVADO TIPO INTZE APORTICADO CONSIDERANDO MODELOS MATEMÁTICOS SIMPLES Y COMPLEJOS- 2021; del bachiller de Ingeniería Civil **BELKER FERNÁNDEZ ESPINOZA**, a los docentes: Presidente: Mg. Jorge Zevallos Huaranga, Secretario: Mg. Luis Fernando Narro Jara, Vocal: Mg. Reyder Lambruschini Espinoza, áccesitario: Ever Osorio Flores.

Que, con carta N°020 del 11.ABR.2022, el Ing. Mauro Antonio Domínguez Magino, solicita licencia, el Ing. Charles Jiammy Alcedo Díaz tiene recargada labor, por lo que se modifica la composición de la comisión de Revisión y Evaluación de la siguiente manera: Presidente Mg. Jorge Zevallos Huaranga, Secretario: Mg. Luis Fernando Narro Jara y Vocal Mg. Reyder Alexander Lambruschini Espinoza, a la sustentación del bachiller **BELKER FERNÁNDEZ ESPINOZA**;

Que, con Informe N°054-2022-UNHEVAL- JZH TESIS Belker Fernández Espinoza, del Mg. Jorge Zevallos Huaranga, CARTA N° 008-2022/Mg.LFNJ del Mg. Luis Fernando Narro Jara, con CARTA N°008-2022- Reyder Alexander Lambruschini Espinoza dan la conformidad del borrador de tesis del bachiller de Ingeniería Civil **BELKER FERNÁNDEZ ESPINOZA**;

Que, mediante Resolución Consejo Universitario No 734 – 2022 – UNHEVAL, de fecha 07 de marzo del 2022 en el Título VI - Procedimiento de la Sustentación y Obtención del Grado o Título en su capítulo IV – título III – Art. 45° Una vez que los miembros de Jurado de Tesis informen al Decano acerca de la suficiencia del trabajo de tesis para su sustentación, el interesado presentará una solicitud dirigida al Decano pidiendo se fije hora, lugar y fecha para el acto de sustentación. ...;

Estando a las atribuciones conferidas al Decano por Ley Universitaria N° 30220 y por el Estatuto de la UNHEVAL;

SE RESUELVE:

- 1° **SEÑALAR** fecha y hora para la sustentación virtual de la tesis titulada: RESPUESTA ESTRUCTURAL DE UN RESERVOIRIO ELEVADO TIPO INTZE APORTICADO CONSIDERANDO MODELOS MATEMÁTICOS SIMPLES Y COMPLEJOS -2021 del bachiller de Ingeniería Civil **BELKER FERNÁNDEZ ESPINOZA**, para el **jueves 12 mayo 2022 a horas 9.00 am**, en la plataforma virtual, por los considerandos anotados.

Regístrese, comuníquese y archívese.



DECANO

Dr. Víctor Manuel Goicochea Vargas

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD

Nº 014-2022- DI/FICA

La Directora de Investigacion de la Facultad de ingenieria Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional hermilio Valdizan de Huanuco

HACE CONSTAR que :

La Tesis titulada **“Respuesta Estructural de un Reservoirio Elevado Tipo Intze Aporticado Considerando Modelos Matemáticos Simples y Complejos – 2021”**

Del Bachiller en Ing. Civil.

Belker Fernández Espinoza

Cuenta con un índice de similitud del 29% verificable en el Reporte de Originalidad del software antiplagio Turnitin. Luego del análisis se concluye que, cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio, por lo expuesto la Tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias, además de presentar un índice de similitud menor al 30% establecido en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Nacional Hermilio Valdizán.

Huánuco, 7 de junio del 2022



.....
Dra. Ana María Matos Ramírez
Directora de Investigacion FICA

NOMBRE DEL TRABAJO

**TESIS 2022 _ Belker Fernández Espinoza
.pdf**

RECUENTO DE PALABRAS

23040 Words

RECUENTO DE CARACTERES

135603 Characters

RECUENTO DE PÁGINAS

165 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

7.3MB

FECHA DE ENTREGA

Jun 5, 2022 10:10 AM GMT-5

FECHA DEL INFORME

Jun 5, 2022 10:23 AM GMT-5**● 29% de similitud general**

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base de datos.

- 26% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 22% Base de datos de trabajos entregados
- 3% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossref

● Excluir del Reporte de Similitud

- Material bibliográfico

UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN		REGLAMENTO DE REGISTRO DE TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN PARA OPTAR GRADOS ACÁDEMICOS Y TÍTULOS PROFESIONALES		
VICERECTOR DE INVESTIGACIÓN	RESPONSABLE DEL REPOSITORIO INSTITUCIONAL UNHEVAL	VERSION	FECHA	PAGINA
	OFICINA DE BIBLIOTECA CENTRAL	0.0		1 de 2

ANEXO 2

AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN DE TESIS ELECTRÓNICA DE PREGRADO

1. IDENTIFICACIÓN PERSONAL

Apellidos y Nombres: **Fernández Espinoza Belker**

DNI: **73058953** Correo electrónico: **belkerfernandez@hotmail.com**

Teléfonos: ----- Casa: ---- Celular: **976221045** Oficina: -----

2. IDENTIFICAR DE LA TESIS

Pregrado	
Facultad de :	INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
E. P. :	INGENIERÍA CIVIL

Título profesional obtenido:

INGENIERO CIVIL

Título de la tesis:

RESPUESTA ESTRUCTURAL DE UN RESERVORIO ELEVADO TIPO INTZE APORTICADO

CONSIDERANDO MODELOS MATEMÁTICOS SIMPLES Y COMPLEJOS - 2021

UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN		REGLAMENTO DE REGISTRO DE TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN PARA OPTAR GRADOS ACÁDEMICOS Y TÍTULOS PROFESIONALES		
VICERECTOR DE INVESTIGACIÓN	RESPONSABLE DEL REPOSITORIO INSTITUCIONAL UNHEVAL	VERSION	FECHA	PAGINA
	OFICINA DE BIBLIOTECA CENTRAL	0.0		1 de 2

Tipo de acceso que autoriza(n) el (los) autor(es):

Marcar "X"	Categoría de Acceso	Descripción del Acceso
X	PÚBLICO	Es público y accesible al documento a texto completo por cualquier tipo de usuario que consulta el repositorio.
	RESTRINGIDO	Solo permite el acceso al registro del metadato con información básica, más no al texto completo.

Al elegir la opción "público", a través de la presente autorizo o autorizamos de manera gratuita al Repositorio Institucional – UNHEVAL, a publicar la versión electrónica de esta tesis en el Portal Web **repositorio.unheval.edu.pe**, por un plazo indefinido, consintiendo que con dicha autorización cualquier tercero podrá acceder a dichas páginas de manera gratuita, pudiendo revisarla, imprimirla o grabarla, siempre y cuando se respete la autoría y sea citada correctamente.

En caso haya(n) marcado la opción "Restringido", por favor detallar las razones por las que se eligió este tipo de acceso:

Asimismo, pedimos indicar el periodo de tiempo en que la tesis tendría el tipo de acceso restringido:

- () 1 año
- () 2 años
- () 3 años
- () 4 años

Luego del periodo señalado por usted(es), automáticamente la tesis pasara a ser de acceso público.

Fecha de firma:

26 de julio del 2022

Firma del autor:



Belker Fernández Espinoza