

**UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**PROCEDIMIENTO DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN
RESERVORIO CIRCULAR APOYADO DE CONCRETO
ARMADO CUMPLIENDO LOS PARÁMETROS DE LA
PROPUESTA DE NORMA E030 2014 PARA LA ZONA
DE CAJAMARQUILLA**

**TESIS
PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTADO POR:

**Bach. Carrión Janampa, Luis Víctor Dante
Bach. Corpus Chirinos, Byron Enmanuel**

ASESOR: Dr. Virgilio Peña Haro

LIMA - PERÚ

AÑO: 2015

DEDICATORIA

A **Dios** por darme la fortaleza, sabiduría y fe para seguir hacia adelante en busca de mis sueños,

A mis padres **Víctor Carrión** y **Esther Janampa**, grandes profesionales, por darme todo lo que soy como persona, ofreciéndome su amor, comprensión y las herramientas necesarias para que este momento llegara a mi vida. Por enseñarme a encarar cada una de las adversidades sin decaer en el intento.

A mis hermanas **Victoria** y **Andrea Carrión** por compartir junto a mí cada uno de mis sueños y poder contar con ustedes en todo momento.

A todos mis **amigos y compañeros** de estudio por su amistad, ánimo y compañía incondicional en las diferentes etapas de mi vida.

Luis Víctor D. Carrión Janampa

DEDICATORIA

A **Dios** por darme la fuerza, tenacidad y fe para seguir hacia adelante.

A mis padres **Manuel Corpus** y **Nora Chirinos**, por estar conmigo siempre, ofreciéndome su amor, comprensión y las herramientas necesarias para que este momento llegara a mi vida.

A mi hermano **Bryan Corpus** por su apoyo y consejos.

A mis muy queridos abuelos paternos **Rosalía** y **Máximo**.

A mis muy queridos abuelos maternos mi a **Víctor** y **Modesta**.

A mi gran amigo **Jorge Mestanza**, también a mis **Amigos de Cole y de la U**, por su amistad, ánimos y compañía.

A esa personita tan especial que estuvo presente ayudándome a que siga adelante.

Al futuro lector Ingeniero que valore este humilde trabajo de tesis que aporta en su investigación.

Byron E. Corpus Chirinos

AGRADECIMIENTO

Primeramente a **Dios** por guiar y acompañarnos en nuestros caminos, cumpliendo la meta anhelada, ser unos grandes profesionales

A nuestros **familiares** que son el apoyo incondicional en nuestro día a día.

Al nuestro asesor **Virgilio Peña**, quien nos brindó su apoyo para cumplir nuestra meta.

A la **Universidad Ricardo Palma**, personal administrativo de la Escuela de Ingeniería Civil y en especial a los **profesores** por sus enseñanza en cada clase y sabios consejos por medio de sus experiencia que contribuye en nuestro aprendizaje académico y de vida.

MUCHAS GRACIAS

Byron Corpus Ch. & Dante Carrión J.

ÍNDICE TEMÁTICO

RESUMEN	xvi
ABSTRACT	xvii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.1. Descripción de la Realidad Problemática	2
1.2. Formulación del Problema	2
1.2.1. Problema General	2
1.2.2. Problemas Específicos	3
1.3. Objetivos de la Investigación	3
1.3.1. Objetivo General	3
1.3.2. Objetivos Específicos	3
1.4. Justificación e importancia de la Investigación	3
1.5. Alcances y limitaciones de la Investigación	4
1.5.1. Alcances	4
1.5.2. Limitaciones	5
1.6. Viabilidad de la Investigación	5
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	1
2.1. Antecedentes de la Investigación	1
2.1.1. En el ámbito Internacional	1
2.1.2. En el ámbito Nacional	3
2.2. Bases Teóricas	5
2.2.1. Reservorio de Concreto Armado	5
2.2.2. Ventajas y Desventajas de usar Concreto Armado	6
2.2.3. Clasificación	7
2.2.3.1. Reservorios enterrados	7
2.2.3.2. Reservorios semienterrados	7
2.2.3.3. Reservorios apoyados	8
2.2.3.4. Reservorios elevados	9

2.2.4.	Localización	10
2.2.5.	Daños de reservorios producidos por sismo	12
2.2.6.	Estudios de reservorios sometidos a sismo	13
	2.2.6.1. Sistema Mecánico Equivalente (1954)	15
	2.2.6.2. Sistema Mecánico Equivalente Simplificado (1963)	16
2.2.7.	Interacción Fluido – Estructura	21
	2.2.7.1. Presiones Hidrostáticas	22
	2.2.7.2. Presiones Hidrodinámicas	24
2.2.8.	Interacción Suelo – Estructura	27
	2.2.8.1. Modelo Winkler (1867)	27
	2.2.8.2. Coeficiente de Balasto (K)	28
	2.2.8.3. Estudios de Mecánica de Suelos	29
2.2.9.	Normatividad para los Parámetros Sísmicos	30
	2.2.9.1. Zonificación (Z)	32
	2.2.9.2. Condiciones Geotécnicas (S)	33
	2.2.9.3. Parámetros de Sitio (S , T_P y T_L)	37
	2.2.9.4. Factor de Amplificación Sísmica (C)	38
	2.2.9.5. Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)	39
	2.2.9.6. Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R) :	40
2.2.10.	Método Estático	41
	2.2.10.1. Definición del Reservorio	43
	2.2.10.2. Requerimientos de Diseño	43
	2.2.10.3. Carga Sísmica de Diseño	44
	2.2.10.4. Alturas a los Centros de Gravedad	46
	2.2.10.5. Propiedades Dinámicas	50
	2.2.10.6. Parámetros de Respuesta Espectral (S_s , S_1)	53
	2.2.10.7. Propuesta del Espectro al 1% de probabilidad de excedencia en 50 años (S_s , S_1 , F_a y F_v).	55
	2.2.10.8. Factores de Amplificación Espectral C_i , C_c y C_t	60
	2.2.10.9. Presiones Sísmicas sobre la Base	62

2.2.11.	Método Dinámico	65
2.2.11.1.	Combinación Modal	67
2.2.11.2.	Espectro de Respuesta	68
2.2.11.3.	Distribución de Fuerzas Dinámicas	70
2.2.11.4.	Transferencia de Corte	73
2.2.11.5.	Esfuerzos	75
2.2.12.	Modelación Computacional mediante el Programa Sap2000	75
2.2.13.	Borde Libre	77
2.2.14.	Parámetros de la Norma E030 – 2014	77
2.2.14.1.	Fuerza Cortante Mínima	78
2.2.14.2.	Desplazamientos Laterales Relativos Permisibles	78
2.2.15.	Elementos Estructurales	79
2.2.15.1.	Predimensionamiento de la Cúpula Esférica	79
2.2.15.2.	Predimensionamiento de la Viga Anillo	82
2.2.15.3.	Predimensionamiento de la Pared Cilíndrica	84
2.2.15.4.	Predimensionamiento de la Cimentación	85
2.2.16.	Diseño Estructural	86
2.2.16.1.	Refuerzo Mínimo, para Contracción y Temperatura	86
2.2.16.2.	Acciones Permanentes	87
2.2.16.3.	Acciones Variables	88
2.2.16.4.	Acciones Accidentales	89
2.2.16.5.	Métodos de Diseño	90
2.2.16.6.	Diseño de la Cúpula Esférica	93
2.2.16.7.	Diseño de la Viga Anillo	95
2.2.16.8.	Diseño de la Pared Cilíndrica	97
2.2.16.9.	Diseño de la Cimentación	98
2.3.	Definiciones Conceptuales	100
2.4.	Formulación de Hipótesis	102
2.4.1.	Hipótesis General	102
2.4.2.	Hipótesis Específicas	102

2.4.3.	Variables	102
2.4.4.	Definición Conceptual de las Variables	102
2.4.5.	Operacionalización de las Variables	103
CAPÍTULO III DISEÑO METODOLÓGICO		104
3.1.	Tipo de la Investigación	104
3.2.	Diseño de la Investigación	104
3.3.	Variables	104
3.3.1.	Variable Independiente	104
3.3.2.	Variable Dependiente	105
CAPÍTULO IV PRESENTACIÓN DE RESULTADOS		106
4.1.	Propiedades y Predimensionamiento	106
4.1.1.	Propiedades y Características Generales	106
4.1.2.	Cargas en la Cúpula	107
4.1.3.	Cálculo del Predimensionamiento de la Cúpula Esférica	107
4.1.4.	Cálculo del Predimensionamiento de la Viga Anillo	108
4.1.5.	Cálculo del Predimensionamiento de la Pared Cilíndrica	109
4.1.6.	Cálculo del Predimensionamiento de la Cimentación	109
4.2.	Determinación de los Parámetros Sísmicos	109
4.2.1.	Según la Norma E030 – 2014	109
4.2.2.	Según la Norma ACI 350.3 – 06	109
4.3.	Procedimiento de Análisis por el Método Estático	110
4.3.1.	Cálculos de las Cargas Sísmicas de Diseño	110
4.3.2.	Cálculos de las Alturas a los Centro de Gravedad	111
4.3.3.	Cálculos de las Propiedades Dinámicas	112
4.3.4.	Cálculos de los Factores de Amplificación Espectral C_i , C_c y C_t	113
4.3.5.	Cálculos de los Factores de Amplificación Espectral C_i , C_c y C_t	115
4.3.6.	Cálculos de las Presiones Sísmicas sobre la Base	115
4.4.	Procedimiento de Análisis por el Método Dinámico	116
4.4.1.	Determinación del Espectro de Respuesta	116

4.4.1.1. Espectro de respuesta para Masa Impulsiva por Norma ASCE/SEI 07 – 2010:	117
4.4.1.2. Espectro de respuesta para Masa Convectiva por norma ASCE/SEI 07 - 2010	118
4.4.1.3. Espectro de respuesta para Masa Impulsiva por la Norma ACI- 350.3 – 06	119
4.4.1.4. Espectro de respuesta para Masa Convectiva por la Norma ACI-350.3 – 06	119
4.4.2. Cálculo de la Distribución de Fuerzas Dinámicas	120
4.5. Modelo Computacional	120
4.6. Análisis e Interpretación de los Resultados	130
4.6.1. Desplazamientos	130
4.6.2. Cortantes Basales	132
4.6.3. Fuerzas Meridianas y Paralelas por envolvente en la Cúpula	133
4.6.4. Fuerzas Axial por Envolvente en la Viga	134
4.6.5. Momentos Flectores por Envolvente	134
4.6.6. Reacciones en la Base	135
4.6.7. Deformación por Cargas Agua	136
4.7. Resultados	139
4.7.1. Cálculo del Diseño de la Cúpula Esférica	139
4.7.1.1. Diseño de Reforzamiento en dirección del Meridiano	139
4.7.1.2. Diseño de Reforzamiento en dirección del Paralelo	140
4.7.1.3. Ensanche de Borde de Cúpula	140
4.7.2. Cálculo del Diseño de la Viga Anillo	141
4.7.3. Cálculo del Diseño de la Pared Cilíndrica	142
4.7.3.1. Diseño de Reforzamiento Horizontal	142
4.7.3.2. Diseño de Reforzamiento Vertical	142
4.7.4. Diseño de la Cimentación	143
4.7.4.1. Diseño de la Zapata Corrida	144
4.7.4.2. Diseño de la Losa de Cimentación	145

4.8. Contrastación con la Hipótesis	146
4.9. Discusión	147
CONCLUSIONES	148
RECOMENDACIONES	149
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	150
ANEXO N°1. Matriz de Consistencia	152
ANEXO N°2. Plano estructura resreorio, elevación sección y detalles	153
ANEXO N°3. Plano estructura reservorio, planta sección u detalles	155

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Reservoirio Apoyado	9
Figura 2. Reservoirio Elevado	10
Figura 3. Reservoirio dañado por sismos recurrentes	13
Figura 4. Sistema Mecánico Equivalente	15
Figura 5. Comportamiento Dinámico	17
Figura 6. Modelo Mecánico Equivalente Simplificado	18
Figura 7. Presión Lateral en las Paredes del Reservoirio	22
Figura 8. Peso del Agua en el Fondo del Reservoirio	23
Figura 9. Distribución simplificada de la presión hidrodinámica en un muro circular	25
Figura 10. Distribución Lineal Equivalente de la presión hidrodinámica Impulsiva	26
Figura 11. Distribución Lineal Equivalente de la presión hidrodinámica Convectiva	26
Figura 12. Placa flexible sometida a una carga uniforme y Placa flexible sometida a una carga concentrada.	28
Figura 13. Mapa de Zonificación	32
Figura 14. Reservoirio Circular en Planta	43
Figura 15. Descripción cualitativa de la distribución de la presión hidrodinámica en la pared del tanque y la base	49
Figura 16. Espectro de Diseño	57
Figura 17. Forma del Espectro de Diseño Simplificado	68
Figura 18. Gráfica Distribución Vertical de Fuerzas Dinámicas.	71
Figura 19. Transferencia de corte	74
Figura 20. Distribución de Fuerzas Impulsivas y Convectivas	74
Figura 21. Elemento Shell	76
Figura 22. Geometría de la cúpula	81
Figura 23. Comportamiento de cargas en cúpula	82

Figura 24. Componentes de la tensión meridional	83
Figura 25. Cargas Verticales y Horizontales de Servicio.	85
Figura 26. Ensanche de Cobertura	95
Figura 27. Valores S_s y S_1	114
Figura 28. Espectro de Masa Impulsiva del ASCE/SEI 07	117
Figura 29. Espectro de Masa Convectiva del ASCE/SEI 07	118
Figura 30. Espectro de Masa Impulsiva del ACI 350.3-06	119
Figura 31. Espectro de Masa Convectiva del ACI 350.3-06	119
Figura 32. Modelo en Sap2000	121
Figura 33. Ubicación de la Componente Convectiva y Asignación de Resortes	122
Figura 34. Definimos las de Cargas Estáticas.	122
Figura 35. Asignación de Carga Estática Impulsiva.	123
Figura 36. Asignación de Carga Estática Convectiva.	123
Figura 37. Asignación de Carga Estática de la Cúpula.	124
Figura 38. Asignación de Carga Estática del Muro.	124
Figura 39. Asignación del coeficiente de rigidez del Componente Convectivo	125
Figura 40. Asignación diafragma rígido en la altura Impulsiva.	125
Figura 41. Asignación de cargas de agua	126
Figura 42. Asignación del Coeficiente de Balasto	127
Figura 43. Asignación de la cargas de la losa	127
Figura 44. Asignación de carga viva al techo	128
Figura 45. Combinación de las Cargas Dinámicas.	128
Figura 46. Ecuación de la Combinación Dinámica.	129
Figura 47. Asignación de las cargas Hidrodinámicas	129
Figura 48. Asignación del Espectro de Respuesta.	130
Figura 49. Desplazamiento Horizontal en dirección XX	131
Figura 50. Desplazamientos Verticales por Envolvente	132
Figura 51. Cortantes en la bases, por método estático y dinámico	132
Figura 52. Fuerzas 1-1 o en paralelo de la cúpula.	133
Figura 53. Fuerzas 2-2 o meridianas de la cúpula.	133

Figura 54. Fuerza axial en la Viga Anular	134
Figura 55. Momentos 2-2 en la pared cilíndrica	134
Figura 56. Momentos 1-1 en la pared cilíndrica.	135
Figura 57. Reacciones en la base	135
Figura 58. Desplazamiento vertical de la losa	136
Figura 59. Momentos 2-2 en la pared cilíndrica.	137
Figura 60. Fuerza Axial en la Viga Anular.	137
Figura 61. Fuerza 1-1 en la Cúpula	138
Figura 62. Diagrama de Momentos en la Losa de Fundación	138

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Tabla de Coeficiente de Balasto	29
Tabla 2. Factor de Zona	33
Tabla 3. Clasificación del suelo	37
Tabla 4. Factor “S”	37
Tabla 5. Periodo “T _P ” y “T _L ”	38
Tabla 6. Factor de Importancia	40
Tabla 7. Factor de Modificación de la Respuesta	41
Tabla 8. Valores S _s y S ₁ planteados para la E030	56
Tabla 9. Coeficiente F _a	59
Tabla 10. Coeficiente F _v	59
Tabla 11. Coeficiente F _a propuestos.	60
Tabla 12. Coeficiente F _v propuestos.	60
Tabla 13. Límites para la distorsión del entrepiso	78
Tabla 14. Combinaciones de Carga	91
Tabla 15. Propiedades de los Materiales	106
Tabla 16. Características Geométricas	106
Tabla 17. Características del Fluido	107
Tabla 18. Cargas en la Cúpula Esférica	107
Tabla 19. Distribución de Fuerzas Dinámicas	120
Tabla 20. Valores Máximos y Mínimos	136

ÍNDICE DE DIAGRAMAS

Diagrama 1. Factores W_i/W_L y W_c/W_L versus D/H_L .	46
Diagrama 2. Factores h_i / H_L y h_c / H_L versus D / H_L , para reservorio circular.	47
Diagrama 3. Factores h'_i / H_L y h'_c / H_L versus D / H_L , para reservorio circular.	49
Diagrama 4. Coeficiente C_w para reservorios circulares.	51
Diagrama 5. Factor $2\pi/\lambda$ para reservorios circulares.	52
Diagrama 6. Dimensiones óptimas de una cúpula	80

RESUMEN

La carencia de servicios básicos como agua potable, para zonas como Cajamarquilla, es un problema social que se debe solucionar. Ante esta situación existen proyectos para dotar de servicios de agua a la zona, que por la geografía que presentan se utilizarán reservorios apoyados en los cerros aledaños.

El procedimiento de diseño de un reservorio circular de concreto para la zona, servirá como guía para futuros proyectos. Siendo el objetivo de la investigación proponer criterios y un método adecuado para diseñar la estructura de un reservorio de concreto armado que cumplan con los parámetros de la propuesta de norma E030 2014 para la zona de Cajamarquilla, dada la poca información que existe de estos a pesar de ser de uso muy común en nuestro país.

El tipo de la investigación es cualitativo, correlacional y de diseño experimental puro, con el fin de obtener resultados certeros para el diseño de reservorio.

Finalmente, el método a usar es el que propone la norma del ACI 350-06, basándose en masas impulsivas y convectivas, del modelo de Housner, para el análisis estático mientras que para análisis el dinámico se utilizó el software Sap2000, por el método de elementos finitos y aplicando el espectro de diseño de la norma ACI 350 adecuándose a la norma peruana, como también para el diseño estructural de los elementos del tanque.

La distorsión hallada es de 0.001 y que las cortantes basales estáticas y dinámicas son similares estando en un rango de 90%, por lo que se cumplen con los parámetros de la nueva propuesta de norma E030 2014.

Palabras claves: Masa Impulsiva, Masa Convectiva, Presiones Hidrostáticas, Presiones Hidrodinámicas, Norma ACI 350-06

ABSTRACT

The lack of basic services such as water, to areas like Cajamarquilla, is a social problem to be solve. In this situation there are plans to provide water services to the area, by geography reservoirs that have supported in the surrounding hills are used.

The process of designing a concrete circular reservoir area will serve as a guide for future projects. As the aim of the research propose criteria and an appropriate method to design the structure of a reinforced concrete reservoir that meet the parameters of the proposed rule for the 2014 E030 Cajamarquilla area, given the little information that exists in spite of these It is very commonly used in our country.

The type of research is qualitative, pure correlational and experimental design, in order to obtain accurate results reservoir design.

Finally, the method used is the standard proposed by the ACI 350-06, based on impulsive and convective mass Housner model for static analysis while for the Sap2000 dynamic analysis software used by the method of and applying the finite element design spectrum ACI 350 standard adapting to the Peruvian standard, as well as for the structural design of the elements of the tank.

The distortion founded that the cutting 0.001y static and dynamic baseline are like being in a range of 90%, so that meet the parameters of the new E030 2014 proposed rule.

Keywords: impulsive mass, convective mass, hydrostatic pressure, hydrodynamic pressures, ACI 350-06

INTRODUCCIÓN

Cajamarquilla, se encuentra entre los distritos de Chosica y Lurigancho, que actualmente carecen muchos de sus sectores de agua potable, siendo los reservorios apoyados los más comunes por la geografía de la zona, el capítulo I abarca la problemática de la zona y los objetivos para el diseño de reservorios apoyados de concreto que cumplan con los parámetros de la propuesta de norma E030 2014, que sigan un método adecuado y con criterios racionales.

El diseño de este tipo de estructuras debe considerar los efectos dinámicos definidos a partir de la naturaleza de sus contenidos como lo muestra el capítulo II del presente trabajo, el sismo de diseño y las características generales de los tanques. La Norma Técnica Peruana (NTP) consta de varias recomendaciones para estructuras distintas a las de la edificación; sin embargo no existe una norma específica para la construcción de reservorios. En consecuencia, el diseño de estructuras de almacenamiento, como los reservorios circulares de concreto armado, se realiza de acuerdo a normas o códigos extranjeros de reconocido valor.

El capítulo III, muestra la metodología de la investigación y el capítulo IV se pretende analizar la interacción fluido – estructura para el diseño sísmico de reservorios mediante normas y métodos reconocidos internacionalmente, y ver si cumplen con los parámetros de la propuesta de norma E030- 2014, analizados con el método de las normas ACI-350 y evaluadas por medio de modelos computacionales.

Obteniendo como resultado un procedimiento que cumple con los parámetros de la propuesta de la norma E030 2014, evaluados por análisis estático y dinámico como se muestra en el capítulo V, al igual que el diseño de las partes de la estructura del reservorio.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción de la Realidad Problemática

En la actualidad, para el diseño estructural de concreto armado de reservorios circulares en Perú, se adoptan diferentes normas y métodos extranjeros, las cuales difieren entre ellas, obteniéndose diferentes resultados. La modificación del reglamento nacional de edificaciones, en 2014, crea una incertidumbre, acerca de este diseño, ya que las variaciones de las normas E020, E030, E050 y E060 nos darán diferentes parámetros que se deban verificar para lograr un procedimiento que pueda ser usado sin inconvenientes para el diseño de los reservorios circulares en Perú.

Dando en énfasis especial en la modificación de la norma E030, ya que es la principal causa de fallas estructurales ocasiona, por la ocurrencia de sismos, y la cual debería ser menos vulnerable.

Lurigancho es uno de los distritos más poblados de Lima, por lo que la construcción y el funcionamiento de los reservorios son importantes para el abastecimiento de agua para la ciudad y parte de Lima metropolitana, ya que son de grandes capacidades y que por esta zona carecen del servicio, siendo de vital importancia el diseño de estos tipos de reservorios, que pueden ser apoyados y elevados.

1.2. Formulación del Problema

1.2.1. Problema General

¿Cómo diseñar la estructura de un reservorio circular apoyado de concreto armado verificando que cumplan con los parámetros de la propuesta de norma E030 – 2014 para la zona de Cajamarquilla?

1.2.2. Problemas Específicos

- a. ¿Cuáles son los métodos que se usan para el diseño estructural de reservorios circulares apoyados de concreto armado verificando que cumplan con los parámetros de la propuesta de norma E030 – 2014 para la zona de Cajamarquilla?
- b. ¿Con qué criterio desarrollar el método de diseño estructural para reservorios circulares apoyados de concreto armado verificando que cumplan con los parámetros de la propuesta de norma E030 – 2014 para la zona de Cajamarquilla?

1.3. Objetivos de la Investigación

1.3.1. Objetivo General

Diseñar la estructura de un reservorio circular apoyado de concreto armado verificando que cumplan con los parámetros de la propuesta de norma E030 – 2014 para la zona de Cajamarquilla.

1.3.2. Objetivos Específicos

- a. Identificar los métodos que se usen para el diseño estructural de reservorios circulares de concreto armado verificando que cumpla con los parámetros de la propuesta de norma E030 – 2014 para la zona de Cajamarquilla.
- b. Proponer criterios para desarrollar el método de diseño estructural de reservorios circulares de concreto armado verificando que cumplan con los parámetros de la propuesta de norma E030 – 2014 para la zona de Cajamarquilla.

1.4. Justificación e importancia de la Investigación

La presente investigación, busca proporcionar un procedimiento de diseño estructural para reservorios circulares de concreto armado considerando los estudios, reglamentos y estándares de la actualidad que brindan los

conceptos de los efectos del fluido que se presentan en el reservorio y que dependiendo de las características y condiciones sísmicas del suelo de la zona de estudio se pueda obtener un correcto análisis previo al diseño estructural, teniendo en cuenta que debe verificarse el cumplimiento con la propuesta de Norma E030 – 2014.

La importancia de nuestra investigación es brindar un procedimiento para diseñar los elementos estructurales de los reservorios ante un previo análisis de los efectos que hubiese y que se indican en los reglamentos como el ASCE/SEI 7 – 2010 y normas extranjeras como el ACI350.3 - 06. Además debido a que nuestra norma E030 – 2014 no da énfasis en el comportamiento de las estructuras del tipo reservorios esta alternativa puede utilizarse para complementar el desarrollo de los métodos de análisis sísmicos de las mismas, de manera que los ingenieros estructurales puedan tener al alcance los conceptos necesarios para un correcto diseño estructural.

1.5. Alcances y limitaciones de la Investigación

1.5.1. Alcances

El presente proyecto de investigación obtuvo el reservorio de estudio de un proyecto de abastecimiento de agua y alcantarillado en Cajamarquilla en el distrito de San Juan de Lurigancho, la cual nos proporcionó las dimensiones hidráulicas del reservorio y el estudio de mecánica de suelos específico de la zona donde se ubica el reservorio, esta información es importante para que el diseñador pueda tener los datos necesarios para el realizar el análisis y diseño estructural del reservorio.

Como la ciudad en mención es una de las más pobladas y una de las que carece del servicio de agua potable, los proyectos futuros de abastecimiento de agua son inminentes y ante ello el diseño de los

reservorios brinda la garantía que se pueda distribuir el agua a la población.

El procedimiento está enfocado para la zona Cajamarquilla y su interpretación se basa del estándar ACI 350.3 – 06 y el reglamento ASCE/SEI 7 – 2010, la cual está relacionado indirectamente con los estudios como Housner, Graham & Rodríguez, entre otros investigadores. Esta no descarta la posibilidad de optimizar o parametrizar de mejor manera aquellas acciones sísmicas necesarias específicamente para los reservorios.

1.5.2. Limitaciones

El presente proyecto de investigación presenta como limitación de solo basarse de los estudios, estándares, reglamentos y normas vigentes hasta que futuros estudios brinden nuevas consideraciones para el desarrollo de análisis y diseño.

1.6. Viabilidad de la Investigación

La presente investigación contara con la información bibliográfica como el ACI 350.3 – 06, ASCE/SI 7 – 2010, NTP E030 – 2014, tesis en análisis y diseño de reservorios en el Perú, tesis en análisis y diseño de reservorios en el extranjero, datos recopilados de memorias de cálculo del diseño de reservorios, hojas de cálculo proporcionadas por ingenieros estructurales, conceptos y pautas de cursos de diseño de reservorios, el software de modelación, análisis y diseño de reservorios Sap2000, acceso a tutoriales de modelación en el programa Sap2000, facilidad de acceso a diplomados en diseño estructural de reservorios, se cuenta con los recursos económicos para la investigación, el tiempo de 6 meses es adecuado para la elaboración y culminación de nuestra investigación.

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la Investigación

2.1.1. En el ámbito Internacional

Nieto, C. & Zhañay, W. (2011). El presente trabajo consta del diseño de un tanque apoyado de Ferrocemento para la comunidad de Santa Rosa de Chinchín, para el cual se ha hecho uso de los requisitos del Código Ecuatoriano de la construcción y el Código para Diseño Sísmico de Estructuras Contenedoras de Líquidos (ACI 350.3 – 01) y Comentarios (350.3R – 01) para lo que a las cargas del sismo se refieren.

Una vez calculadas las cargas a las cuales estará sometida el tanque se procede a un pre diseño y posteriormente a la modelación en el programa Sap2000, con los resultados del análisis del programa procedemos al diseño con la teoría enseñada en clases por el Ing. Hugo Wainshtok Rivas en la cátedra Ferrocemento del curso de grado, y siguiendo la teoría de los esfuerzos admisibles. Los elementos del tanque han sido diseñados para soportar efectos de tracción y sobre todo efectos de un posible sismo.

Nieto & Zhañay en su tesis explica que antes de realizar el analisis de los tanques se hallan las cargas de sismo mediante la Norma ACI 350.3 – 06, estas seran asignadas al pre diseño del tanque y modelado en el programa Sap2000. Para el diseño de los elementos del tanque los autores indican que estas deben soportar los efectos de traccion y los efectos flexion.

Portillo, E. (2009), En el presente trabajo de graduación titulado análisis y diseño para estructuras de hormigón armado en tanques

elevados, se describe en una forma general los conceptos básicos para la construcción de este tipo de estructuras, enfocándose principalmente en las consideraciones que se deben tomar en cuenta como, el volumen de almacenamiento, la altura de la torre, las fuerzas sísmicas ya que Guatemala es un país con bastante actividad sísmica. Para el análisis y diseño se enfocará el tanque como un parapeto de péndulo invertido con una forma cuadrada, una losa maciza armada en dos sentidos, vigas de apoyo y columnas de sección cuadrada, eligiendo este tipo de sección en las columnas ya que estas son más fáciles de construir que una circular. Las columnas tendrán en la parte intermedia de su altura unas vigas que le darán mayor rigidez y evitar la esbeltez de las mismas, todo esto se hará con el fin de evitar las fallas de corte directo y flexión ocasionadas por los sismos, las flexiones ocasionadas por las cargas axiales y los momentos producidos por el peso de la estructura en conjunto con el agua. Se hará todo el análisis y diseño estructural basándose en las normas Código Uniforme de Edificación (UBC 97), Código Internacional de la Construcción (IBC – 2003), Instituto Americano del Concreto (ACI 318 – 05) y reglamentos de construcción que se maneja en Guatemala por el alto nivel sísmico en que se encuentra. Una vez obtenido todo el análisis estructural de un tanque elevado se procederá a hacer variaciones en los cálculos de volúmenes de almacenamiento de agua, alturas de las columnas, áreas de la losa maciza, todo esto se hará con el fin de establecer una base de datos, donde se podrá obtener una serie de puntos para realizar gráficas comparativas y poder determinar que para ciertos volúmenes de almacenamiento y diferentes áreas de losas macizas se podrá obtener una sección óptima para las columnas. Al final de todo el diseño se realizará un análisis comparativo entre las gráficas de; volumen vs sección de columna y

la gráfica de área vs sección de columna para establecer la columna óptima. Así poder determinar una relación de beneficio/utilidad en el diseño y elaboración de un tanque elevado de almacenamiento de agua o de cualquier otro líquido.

El tesista Portillo explica que para el diseño sus tanques elevados en Guatemala se consideran la altura, el volumen y los efectos que producen los movimientos sísmicos y estas se basan de los códigos americanos de construcción.

2.1.2. En el ámbito Nacional

Claro, R. (1981). En obras de habilitación urbana, saneamiento y obras industriales de gran envergadura, se utilizan estructuras especiales a almacenar líquidos. Entre ellas se encuentran los reservorios circulares apoyados de concreto armado.

El inicio del estudio se centra en la deducción de las ecuaciones generales de los esfuerzos en los muros de los tanques debido a la presión hidrostática que ejercen los líquidos almacenados, para dicha deducción se presentan dos métodos: el de la teoría de la membrana aplicada al estudio de las losas curvas de revolución de espesor constante y la segunda es una aplicación del método de las ecuaciones generales que permiten calcular las reacciones en los borde.

También se estudia la influencia de la temperatura, debido al cambio de ésta, entre el la temperatura exterior e interior; para determinar los esfuerzos que generan en las paredes del tanque.

Se presentan dos ejemplos de diseño para dos casos típicos, considerando tanques con diferente condiciones de borde. Se consideran losas circulares planas como fondo y cúpulas

semiesférica como tapa, no haciéndose el análisis y diseño de dichos elementos, pero se indican las referencias para acudir al estudio. Por último se indican algunas recomendaciones y precauciones que son necesarios para tener en cuenta durante el proceso constructivo para este tipo de estructuras.

Claro explica que el diseño de tanques circulares apoyados de grandes capacidades específicamente se concentra en las paredes de la estructura, donde se analizan las fuerzas que ejercen el líquido contenido, como también la influencia del cambio de temperatura externa e interna para este análisis.

Quezada, W & Salina, A. (2014). Los Reservorios Tipo Fuste son sistemas estructurales de almacenamiento y regulación de líquidos; comprendida por otros sistemas, como las redes de impulsión y las redes de distribución, estos se clasifican dependiendo de los líquidos y su aplicación, la capacidad, la ubicación y el tipo de materiales para su construcción. Para su construcción precisan la aplicación de la Ingeniería Civil, complementada por la Ingeniería Hidráulica. Para el Análisis de esta Estructura hemos utilizado el Software SAP2000 Versión 16, obteniendo así los resultados del comportamiento Sísmico para ello se hizo el Análisis Estático y Dinámico donde se usó el Método de Housner aplicando el concepto de Masa Impulsiva y Conectiva. Asimismo para el cálculo de estas masas se contempló los parámetros especificados en la Norma *SEISMIC DESIGN OF LIQUID CONTAINING CONCRETE STRUCTURES (ACI 350.3-01) and Commentary (350.3R-01)*.

Los tesisistas Quesada & Salinas explican que en el diseño de tanques elevados para la ciudad de Ttujillo, así como también las demás

partes del diseño. Analiza los resultados de programa Sap2000 para los efectos sísmicos por método estático y dinámico.

2.2. Bases Teóricas

2.2.1. Reservorio de Concreto Armado

Los reservorios son sistemas estructurales de almacenamiento y regulación de líquidos; forman parte fundamental en una red de abastecimiento comprendida complementariamente por otros sistemas, como las redes de impulsión y las redes de distribución.

Para su construcción precisan fundamentalmente la aplicación de la Ingeniería Civil, complementada por la Ingeniería Hidráulica. **(Chacaltana, F., Franco, A., & Reyes E. 2011)**

Los propósitos fundamentales de todo reservorio, **según Delgado, W., & Vigil, Ch. (2005)**, son los siguientes:

- a. Compensar las variaciones de los consumos que se producen durante el día, para ello el volumen de almacenamiento de agua está afectado en función al horario de suministro o bombeo.
- b. Mantener las presiones de servicio en la red de distribución, en este caso el reservorio está diseñado en base a la pérdida de carga en las tuberías más la presión mínima que debe existir en las redes.
- c. Mantener almacenada cierta cantidad de agua para atender situaciones de emergencia como son los incendios e interrupciones por daños de tuberías de impulsión.

Dado a la importancia que posee esta estructura, en su construcción el material que prima en estos sistemas es el uso del concreto

armado, que con las características que posee es ideal para garantizar su funcionamiento ante los movimientos sísmicos.

2.2.2. Ventajas y Desventajas de usar Concreto Armado

Para la Diplomatura de Diseño Estructural de la PUCP (2014), las ventajas y desventajas al usar el Concreto Armado como material en la construcción de los reservorios son las siguientes:

Ventajas:

- a. Su mantenimiento es menor por lo que a la larga son más económicas.
- b. El concreto armado tiene una mayor capacidad de resistir cargas y, por ende, el reservorio podría ser más grande y almacenar un volumen mayor.
- c. En nuestro medio existe mano de obra calificada y procesos constructivos adecuados que hacen posible que la construcción no sea complicada.
- d. Es más durable en ambientes agresivos ya que hay un mejor control de la corrosión ya que el concreto protege al acero de refuerzo.

Desventajas:

- a. A diferencia de los reservorios metálicos y de aluminio, el costo de construcción es mayor y la detección y control de fugas de agua es más complicado.
- b. No es posible el desmontaje de la estructura, por lo que el porcentaje de recuperación es casi nulo.

2.2.3. Clasificación

La Comisión Nacional del Agua (2007), describe la selección del tipo de reservorio dependiendo del material disponible en la región, de las condiciones topográficas y de la disponibilidad de terreno.

Por estas condiciones tenemos entre los reservorios los siguientes:

2.2.3.1. Reservorios enterrados

Estas estructuras, normalmente denominadas cisternas, se construyen totalmente bajo la superficie del terreno. Su empleo no está ligado directamente con el sistema de distribución de una red de agua, en casi la totalidad de casos es un almacenamiento primario el cual deriva a otra estructura de regulación.

Tienen la ventaja de conservar el agua a resguardo de las grandes variaciones de temperatura; no alteran el paisaje y sus cubiertas pueden utilizarse para diversas funciones.

Sus inconvenientes son el tener que efectuar excavaciones costosas, la dificultad de observar y mantener las instalaciones de conexión del abastecimiento y la red de distribución, así como, la dificultad para descubrir las posibles filtraciones y fugas del líquido.

2.2.3.2. Reservorios semienterrados

Por otro lado, en los reservorios semienterrados, una porción de la construcción se encuentra bajo el nivel del terreno y parte sobre éste. La construcción de este tipo de reservorio está definida por razones de topografía o cuando

el costo de la excavación es alto, ya sea porque esta no se justifica debido a su localización desventajosa o por razones de geotecnia. De no observarse ambos factores, traerían aparejados el costo elevado de la construcción, Por otra parte, permite un acceso a las instalaciones más fácilmente que el de los depósitos totalmente enterrados.

2.2.3.3. Reservorios apoyados

Los reservorios apoyados, que principalmente tienen forma rectangular y circular, son construidos directamente sobre la superficie del suelo como se muestra en la Figura 1. Por lo general, se utiliza este tipo de reservorios, cuando el terreno sobre el que se va a desplantar tiene la capacidad necesaria para soportar las cargas impuestas, sin sufrir deformaciones importantes. Resulta también conveniente, si fuese necesario, contar con una cierta altura para la descarga del líquido, a fin de disponer de una carga de presión hidrostática adecuada.

Estas tienen la ventaja de que su mantenimiento es más sencillo de efectuar y más fácil la instalación, operación y mantenimiento de las tuberías de entrada y salida.



Figura 1. Reservorio Apoyado

Fuente: CNA (2007)

Estas estructuras se sitúan en una elevación natural en la proximidad de la zona por servir de manera que la diferencia de nivel del piso del reservorio con respecto al punto más alto por abastecer sea de 15 m y la diferencia de altura entre el nivel del reservorio en el nivel máximo de operación y el punto más bajo por abastecer sea de 50 m.

Para capacidades medianas y pequeñas, como es el caso de los proyectos de abastecimiento de agua potable en poblaciones rurales, resulta tradicional y económica la construcción de este tipo de estructuras.

2.2.3.4. Reservorios elevados

Los reservorios elevados, pueden tomar la forma esférica, cilíndrica, y de paralelepípedo, son construidos sobre torres, columnas, pilotes, etc. como se muestra en la Figura 2.



Figura 2. Reservorio Elevado

Fuente: CNA (2007)

Un aspecto importante de los reservorios elevados es el aspecto estético, por su propia concepción son vistos desde puntos muy lejanos. No pueden darse reglas sobre este tema salvo la de buscar su integración en el entorno o paisaje.

Cada tipo de reservorio plantea un modelo de análisis distinto por los efectos que se puedan producir en estas estructuras. El comportamiento dinámico producida por la interacción fluido – estructura es el efecto más importante, debido a que esta genera aquellas cargas adicionales a tomar en cuenta en el análisis estructural.

2.2.4. Localización

Para la Comisión Nacional del Agua (2007), la selección del sitio más adecuado para ubicar un reservorio se obtiene tras la consideración de un conjunto de factores que muy a menudo son

contrapuestos entre sí, lo que exige un esfuerzo por parte del proyectista para conciliar los detalles contrapuestos del proyecto.

Estos factores son los siguientes:

- a. Es preferible que la alimentación del reservorio se efectúe por gravedad, dada su mayor economía, esta condición puede cumplirse sólo en ocasiones y en terrenos accidentados, pues en terrenos planos es necesario recurrir al bombeo.
- b. La alimentación de los reservorios a la red de distribución se debe efectuar por gravedad, por lo que el reservorio debe tener la suficiente altura para asegurar en cualquier instante y en todos los puntos de la red una presión suficiente. Es conveniente elevar el tanque algunos centímetros (según proyecto) sobre la cota estrictamente necesaria, para prever tanto incrementos de consumo como disminución del diámetro, por incrustación de las tuberías.
- c. La evaluación del impacto ambiental que originará el proyecto.

Todas las consideraciones del proyectista que garanticen la viabilidad del proyecto dan lugar para tantos estudios de mecánica de suelos posibles en cada zona elegida para ubicar el reservorio.

El correcto estudio brindara la información necesaria de las características del suelo para considerarlo en los análisis sísmicos de la estructura y también nos brindara aquellas propiedades de resistencia que pueda tener el suelo ante el peso de la estructura en el diseño de los elementos estructurales.

2.2.5. Daños de reservorios producidos por sismo

Penalba, D. (2010), dice que los diferentes fallos que presentan los reservorios tienen importantes implicaciones tanto económicas como sociales, debido a que la pérdida de suministro deja la instalación fuera de funcionamiento. En el caso que se produzca un fallo total en la estructura del reservorio puede provocar efectos más nocivos, ya que la pérdida del contenido del reservorio y su vertido al exterior conlleva grandes problemas para la zona.

Los daños detectados frente a sollicitaciones sísmicas en los reservorios, han sido los siguientes:

- a. Daños en el techo del depósito causado por los modos de chapoteo del líquido.
- b. Inestabilidad del depósito contra el volcamiento.
- c. Exceso de tensiones sobre el suelo, en donde es sobrepasada la capacidad de soporte de éste.
- d. Falla de las conexiones entre el depósito debido a la poca capacidad de estos elementos para adecuarse a las deformaciones del depósito.
- e. Socavación de las cimentaciones del depósito
- f. Deslizamiento horizontal del depósito.
- g. Tensiones verticales de compresión excesivas, debido a esfuerzos axiales y de flexión, producto de las presiones internas.



Figura 3. Reservorio dañado por sismos recurrentes

Fuente: INDECI

Para evitar estos daños determinar la correcta manera de análisis y diseño en los reservorios es de mucha importancia. No tener en consideración aquellos efectos producidos permite al riesgo que la estructura falle. Para ello existen diferentes estudios de reconocidos investigadores a través de la historia que nos exponen sus hallazgos de estas interacciones del fluido con la estructura.

2.2.6. Estudios de reservorios sometidos a sismo

El análisis del comportamiento sísmico ha sido estudiado por diferentes investigadores, considerando distintas hipótesis. Entre estas mencionamos los siguientes: **(Penalba, D. 2010)**.

- a. 1933, Westergaard. Resolvió el problema bidimensional consistente en el cálculo de las presiones hidrodinámicas sobre el paramento vertical de una presa rígida de sección triangular, sometida a una excitación horizontal armónica del terreno y en la dirección del río.
- b. 1948, Arias analizó depósitos rectangulares y cilíndricos frente a sollicitaciones horizontales, suponiendo la envoltura rígida.
- c. 1949, Jacobsen resolvió el problema correspondiente a depósitos cilíndricos, verificó experimentalmente los resultados de Westergaard para depósitos rectangulares.

- d. 1949, Graham y Rodríguez realizaron un completo análisis de las presiones impulsivas y convectivas en un recipiente rectangular.
- e. 1954, Housner estudió el comportamiento de las presiones dinámicas de un fluido en un depósito sometido a aceleraciones basales.
- f. 1960, el primer trabajo para determinar el factor de reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad fue desarrollado por Newmark y Veletsos en base a las clásicas reglas de igual desplazamiento y energía.
- g. 1960, Edwards estudió la validez del supuesto realizado por Housner, al suponer depósitos rígidos y formuló un procedimiento para incorporar las propiedades de las paredes cilíndricas del depósito.
- h. 1969, Newmark y Rosenblueth publicaron un estudio sobre hidrodinámica, donde incluyeron algunas correcciones a la solución planteada por Housner.
- i. 1974, Veletsos propuso un procedimiento para evaluar las fuerzas dinámicas inducidas por la componente lateral de un movimiento sísmico, en un depósito cilíndrico de sección circular lleno de líquido, incorporando los efectos de la flexibilidad del depósito.
- j. 1976, Epstein después de revisar el estado de arte y de la práctica del diseño y construcción de depósitos, sugirió un procedimiento de diseño basado en el conocimiento actualizado a la fecha.

A pesar de los numerosos estudios antes mencionados, en la práctica el análisis sísmico y el diseño de depósitos está basado en la metodología desarrollada por Housner, con algunas modificaciones que tienen en cuenta la flexibilidad del reservorio y otras variables que quedan plasmadas en diversas normas.

2.2.6.1. Sistema Mecánico Equivalente (1954)

Para representar el movimiento del fluido contenido de una forma simplificada, Housner realizó un modelo mecánico equivalente en la que una porción del líquido permanece rígidamente fijo a las paredes (masa impulsiva), y una serie de masas representado el movimiento oscilatorio unidas a las paredes del tanque mediante resortes de rigidez K así como se representa en la Figura 4. (Pupiales, A. 2013).

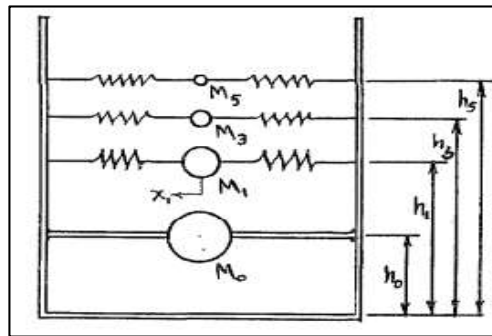


Figura 4. Sistema Mecánico Equivalente

Fuente: Housner, G. (1954)

Este primer modelo mecánico simplificado ha sido la base de modelos utilizados en la actualidad y contempla algunas suposiciones de respuesta que se detallan a continuación:

- El líquido contenido es incompresible, irrotacional, posee viscosidad despreciable y está inicialmente en reposo.
- Las paredes del tanque se consideran infinitamente rígidas.
- Los desplazamientos son pequeños por lo tanto se aproxima a un sistema lineal.

d. El fluido se encuentra siempre en contacto con las paredes (no existe cavitación).

Por otro lado, graves daños ocasionados por sismos sobre tanques de almacenamiento dan cuenta de la necesidad de considerar variables adicionales en la respuesta dinámica de estas estructuras, por ejemplo la suposición de que las presiones hidrodinámicas actúan sobre un tanque rígido puede considerablemente subestimar la magnitud resultante de estas presiones. Por esta razón, algunas modificaciones se adecuan a los modelos mecánicos simplificados para contemplar los efectos de la flexibilidad de las paredes del tanque y amortiguamientos diferenciados de los modos de vibración.

2.2.6.2. Sistema Mecánico Equivalente Simplificado (1963)

Esta es una adecuación del anterior modelo de 1954, muestra una simplificación en la que se considera una sola masa para representar el movimiento convectivo debido al oleaje de la superficie libre, sin embargo en esta aproximación aún se considera un reservorio de paredes rígidas para los efectos de cálculo. **(Pupiales, A. 2013)**

El comportamiento dinámico del fluido con la estructura durante una perturbación sísmica, **según Quezada, W., & Salinas, A. (2014)**, se distingue que el total de la masa del agua contenida en el tanque, una parte de la masa de agua queda impregnada rígidamente en las paredes del reservorio y además que esta se encuentra confinada y se ubica en la parte inferior contados a partir del piso del

reservorio. A esta masa se le conoce como Masa Impulsiva (W_i). Así como se representa en la Figura 5.

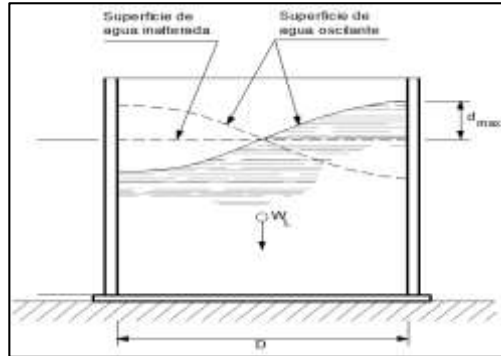


Figura 5. Comportamiento Dinámico

Fuente: Housner, G. (1963)

Asimismo el complemento de la masa impulsiva que se ubica ciertamente sobre esa, al no encontrarse confinada (ya que tiene libertad por un borde libre) oscila durante la perturbación sísmica generándose en ella un oleaje.

A esta masa complementaria se le conoce como Masa Convectiva (W_c), es fácil observar que la cantidad de la masa impulsiva es mayor que la masa convectiva.

Para tener en cuenta los efectos hidrodinámicos este método, que se muestra en la Figura 6, en la cual se aprecia la existencia de la masa Impulsiva (W_i) que se adhiere rígidamente a las paredes interiores del reservorio y que dicha masa al estar totalmente confinada, deberá unirse a las paredes del tanque a través de resortes cuya rigidez es infinita.

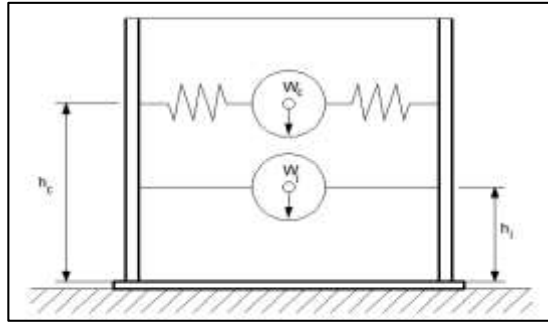


Figura 6. Modelo Mecánico Equivalente Simplificado

Fuente: Housner, G. (1963)

De la misma forma puede apreciarse la existencia de la Masa Convectiva (W_c) la cual tiene una posición por encima de la Masa Impulsiva (W_i) y que se adhiere a las paredes del reservorio a través de resortes cuya rigidez axial, corresponde a la del líquido contenido.

Las cuantificaciones de las masas dependen de la geometría de los reservorios (altura, diámetro o lado) y de la masa total de agua contenida.

Los parámetros a usar en un reservorio circular son los siguientes:

- a. Masa fija o impulsiva del fluido.

$$W_i = \frac{M_f \times \tanh\left(\frac{\sqrt{3}}{2} \times \frac{D}{H}\right)}{\frac{\sqrt{3}}{2} \times \frac{D}{H}} \quad (\text{Ec. 01})$$

- b. Masa móvil o convectiva del fluido.

$$W_c = \frac{363 \times M_f \times \tanh\left(\sqrt{13.50} \times \frac{H}{D}\right)}{512 \times \sqrt{13.50} \times \frac{H}{D}} \quad (\text{Ec. 02})$$

c. Constante de rigidez de los resortes de la masa convectiva.

$$K_c = 45 \times W_f \times \frac{\left(\frac{W_c \times H}{W_f \times D}\right)^2}{2H} \quad (\text{Ec. 03})$$

d. Altura de la posición de la masa impulsiva respecto a la base del reservorio.

$$h_i = 3H \times \frac{1 + \alpha \left(\frac{W_f - 1}{W_i}\right)}{8} \quad (\text{Ec. 04})$$

e. Altura de la posición de la masa convectiva respecto a la base del reservorio.

$$h_c = H \times 1 - \left(\frac{\cosh\left(\sqrt{13.5} \times \frac{H}{D}\right) - \beta}{\sqrt{13.5} \times \frac{H}{D} \times \sinh\left(\sqrt{13.5} \times \frac{H}{D}\right)} \right) \quad (\text{Ec. 05})$$

f. Periodo de oscilación de la masa convectiva.

$$t = 2\pi \times \sqrt{\frac{W_c}{K_c}} \quad (\text{Ec. 06})$$

Teniendo cada variable la siguiente denominación:

H = Altura del fluido almacenado en el reservorio.

D = Diámetro interior del reservorio.

W_f = Peso del fluido total.

$M_f =$ Masa del fluido total.

Cuando la interacción se da solo en las paredes del reservorio. $\alpha = 0$ y $\beta = 1$.

Cuando la interacción se da solo en las paredes y el fondo del reservorio. $\alpha = 4/3$ y $\beta = 2$

Estas expresiones permiten obtenerse los valores de la Masa Impulsiva (W_i) y Masa Convectiva (W_c), sus posiciones h_i y h_c (respecto a la base del reservorio) así como la rigidez total de los resortes K y el periodo de la Masa Convectiva. Los resortes de la Masa Impulsiva tienen una rigidez infinita o en otras palabras esta masa se comporta como diafragma rígido.

Rivera, J (2001), agrega que Housner (1963) en su planteamiento de su sistema mecánico equivalente, siendo el más simplificado considerando solo el primer modo de oscilación. Evaluó los errores de su método con respecto al planteado por Graham y Rodríguez, encontrándose como máximo, errores del 2.5%.

El método planteado por Housner es válido para relaciones de $D/H \geq 4/3$.

Por estos estudios y expresiones matemáticas del comportamiento dinámico del líquido contenido, los códigos y reglamentos extranjeros que usaremos en el desarrollo de la tesis exponen un procedimiento sustentándose de estos principios para obtener las consideraciones de diseño y análisis respectivo de los reservorios. Por estos resultados

se puede posteriormente determinar las fuerzas sísmicas que afectarían a la estructura por estas masas adicionales.

Esta explica la importancia conocer acerca de la interacción de Fluido – Estructura.

2.2.7. Interacción Fluido – Estructura

Según Pupiales, A. (2013) el estudio de la interacción Fluido – Estructura es un fenómeno de alta importancia para muchas aplicaciones en la ingeniería. Este fenómeno ocurre cuando un fluido interactúa con una estructura sólida mediante presiones que pueden deformar la estructura y por tanto alterar la configuración del flujo. De acuerdo a sus efectos, se pueden clasificar en tres grupos de interacciones:

- a. Deformación nula: el movimiento de sólidos suspendidos en una matriz líquida.
- b. Deformación constante en flujo continuo: la fuerza constante ejercida por un fluido dentro de un contenedor debido a la fricción viscosa entre las paredes y el líquido transportado.
- c. Oscilatorias: la deformación inducida en la estructura sólida la hace moverse de tal forma que el origen de la deformación es reducida y la estructura regresa a su estado original para que el proceso se repita.

En general la interacción Fluido – Estructura es un fenómeno complejo de resolver analíticamente por lo cual su estudio suele ser resuelto mediante métodos de análisis de simulación numérica y experimental; con esta finalidad, se utilizan diferentes métodos de

simulación de interacción asistida de software especializado basado en elementos finitos.

2.2.7.1. Presiones Hidrostáticas

Montalvo, W. (2012), la define como la presión que ejerce el peso de una columna de fluido sobre las paredes (Ver Figura 7) y como el fondo del recipiente que lo contiene (Ver Figura 8). Cuando actúa en un punto determinado de un fluido en reposo provoca una fuerza perpendicular a las paredes del recipiente y a la superficie de cualquier objeto sumergido que esté presente, su valor es directamente proporcional a la densidad del fluido y a la altura de la columna medida verticalmente.

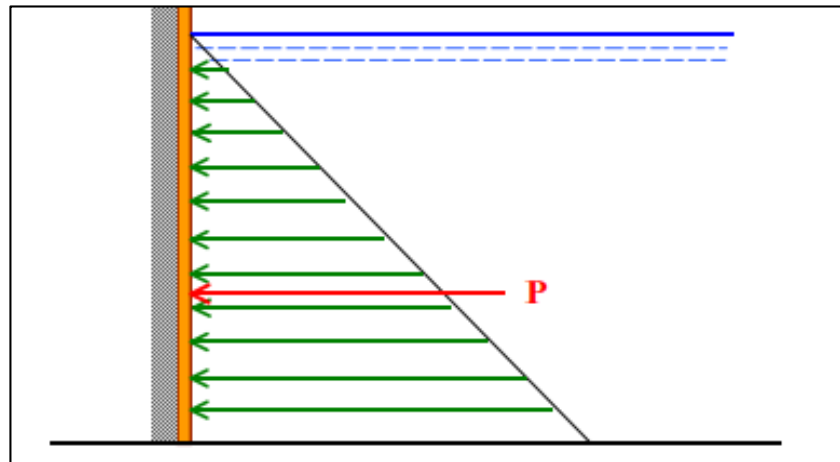


Figura 7. Presión Lateral en las Paredes del Reservorio

Fuente: Elaboración Propia

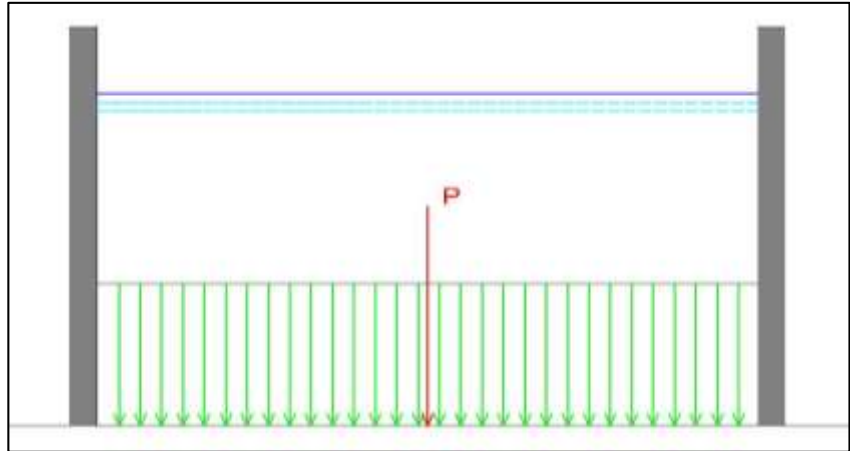


Figura 8. Peso del Agua en el Fondo del Reservorio

Fuente: Elaboración Propia

Las dimensiones y geometría de esta columna no tiene efecto en la presión hidrostática, es decir, su valor es independiente de la forma del recipiente que lo contiene.

Como se menciona en esta sección, las presiones hidrostáticas solo generan cargas como fluido en reposo.

La presión en el muro puede determinarse como una expresión matemática lineal donde la mayor carga se ubica en el fondo del reservorio, es decir, cuando la altura de la columna de agua es 0 y mientras determinamos las fuerzas en alturas superiores hasta el la altura total de la columna de agua la presión disminuye hasta no existe ese efecto. Esto es debido a que el fluido tiene el comportamiento de tener la forma de su contenedor y para mantenerse ejerce un empuje lateral estático que por reacción del contenedor lo mantiene en equilibrio.

La presión que ejerce el peso del agua que no es más que aquella carga en el sentido de la gravedad despejándose del volumen y el peso específico del líquido contenido. Esta puede ser una carga puntual o una carga distribuida en toda el área que la soporte.

2.2.7.2. Presiones Hidrodinámicas

Según Pupiales, A. (2013), el estudio del comportamiento de los líquidos en movimiento, dinámica de los fluidos o hidrodinámica, considera algunas variables tales como velocidad, densidad, temperatura y presión como funciones de tiempo y espacio. Particularmente, las presiones hidrodinámicas gobiernan la definición de la respuesta de un tanque de almacenamiento sometido a excitación dinámica debido a que durante un sismo, el líquido contenido ejerce presiones hidrodinámicas en las paredes y fondo del reservorio.

La respuesta sísmica de un reservorio es un fenómeno complejo dado que la interacción fluido– estructura y las fuerzas inerciales del líquido deben ser consideradas, sin embargo esta interacción puede ser simplificada con el concepto generalizado de sistemas de un grado de libertad representando sus modos de vibración principales.

El movimiento del líquido dentro de los reservorios provoca una sobrecarga en las paredes debido a las presiones hidrodinámicas, simplificada un modelo mecánico equivalente, masa – resorte, simula los efectos de la respuesta mediante dos componentes hidrodinámicas

asociadas a dos modos principales de vibración: convectivo e impulsivo.

La distribución de las presiones hidrodinámicas en un muro circular debido a la excitación sísmica, **por Palomino, A. (2014)**, varía alrededor de la circunferencia del tanque. Sin embargo, por conveniencia en el análisis de esfuerzos en las paredes del tanque, la presión hidrodinámica sobre las paredes del tanque debe aproximarse a una distribución de presiones hacia afuera de intensidad igual a la máxima presión hidrodinámica. (Ver Figura 9).

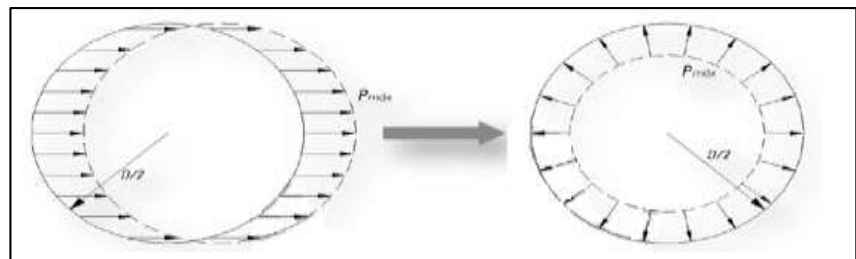


Figura 9. Distribución simplificada de la presión hidrodinámica en un muro circular

Fuente: Palomino A. (2014)

En ausencia de análisis más precisos, se debe asumir una distribución lineal equivalente para el cálculo del cortante en la base y la distribución del momento flector. (Ver Figura 10 y Figura 11)

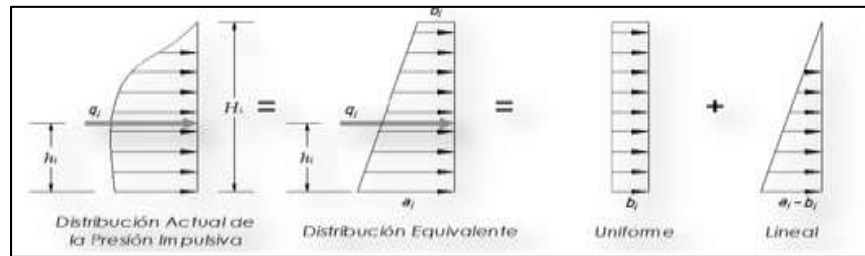


Figura 10. Distribución Lineal Equivalente de la presión hidrodinámica Impulsiva

Fuente: Palomino A. (2014)

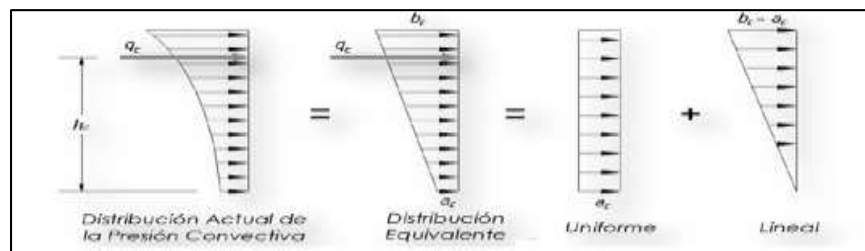


Figura 11. Distribución Lineal Equivalente de la presión hidrodinámica Convectiva

Fuente: Palomino A. (2014)

En adición a la presión hidrodinámica del agua, también se debe considerar el efecto de la presión de inercia que ejerce el muro sobre sí mismo.

La presión debida a la inercia del muro, que es constante a lo largo de la altura del muro para muros con espesor uniforme, deberá ser adicionada a la presión hidrodinámica impulsiva.

Muy aparte de las presiones hidrostáticas, se debe considerar las presiones hidrodinámicas las cuales son aquellas generadas por la acción sísmica. Determinar cada

una de estas cargas que afectan a la estructura es crucial para obtener resultados más cercanos de lo real.

2.2.8. Interacción Suelo – Estructura

Se define como la respuesta sísmica de la estructura está íntimamente ligada a la forma como los movimientos sísmicos del terreno afectan la estructura a través de su cimentación. Las características dinámicas del suelo subyacente, la rigidez y disposición de la cimentación y el tipo de sistema estructural de la edificación interactúan entre sí para caracterizar los efectos sísmicos sobre ella. El hecho de que no se tome en cuenta la rigidez de la cimentación y las características dinámicas del suelo subyacente en el análisis sísmico de la estructura puede conducir a variaciones apreciables entre la respuesta sísmica estimada y la respuesta real de la estructura. De ser necesario se deben incluir los efectos de la interacción suelo-estructura en el análisis sísmico.

2.2.8.1. Modelo Winkler (1867)

Según Santana, A. (2010), el modelo Winkler propone que el desplazamiento transversal v en cualquier punto del suelo que actúa como soporte es directamente proporcional a la presión q aplicada en dicho punto y además independiente de los demás puntos adyacentes al mismo, es decir:

$$q(x) = K v(x) \quad (\text{Ec. 07})$$

Siendo K el coeficiente de balasto del terreno. Según este modelo el comportamiento de cualquier punto del terreno es completamente independiente de los demás puntos del

mismo. Imaginemos una viga apoyada sobre el terreno con una carga distribuida constante en toda su longitud, los desplazamientos del terreno en contacto con la viga serían constantes e independientes de que la viga sea flexible o infinitamente rígida. (Ver Figura 12)

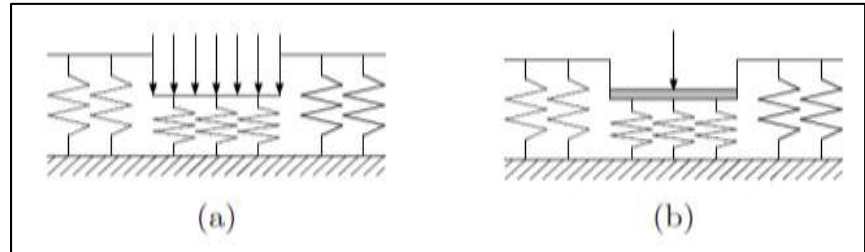


Figura 12. Placa flexible sometida a una carga uniforme y Placa flexible sometida a una carga concentrada.

Fuente: Santana, A. (2010)

Este modelo es incapaz de contemplar las deformaciones fuera del área cargada y por tanto no es recomendable su aplicación cuando el terreno tiene cohesión o capacidad a cortante.

2.2.8.2. Coeficiente de Balasto (K)

Leoni, A. (2005), lo define como la relación entre la tensión capaz de generar una penetración de la placa en el terreno, es decir que este coeficiente es la pendiente de la recta que une el origen de coordenadas con el punto de la curva “tensión – deformación” que genera un asentamiento.

Morrison, N. (1993), define que los diferentes valores del Módulo de Reacción del Suelo (conocido también como

Coeficiente de Balasto o Modulo de Winkler) en están en función de la resistencia admisible del terreno en cuestión.

Los valores de la constante elástica del terreno están dados en kg/cm³ y la resistencia del suelo debe ser en kg/cm². (Ver Tabla 1)

Tabla 1. Tabla de Coeficiente de Balasto

Modulo de Reacción del Suelo
Datos para SAFE

Est Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Est Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Est Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.93	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Fuente: Morrison, N. (1993)

Por el aporte de estos investigadores la verificación del desplazamiento transversal es determinada despejando valores del esfuerzo admisible y el coeficiente de balasto en la expresión matemática de Winkler.

2.2.8.3. Estudios de Mecánica de Suelos

Para la Comisión Nacional del Agua, (2007), el proyecto de la cimentación de los reservorio del tipo considerado, siempre deberá basarse en un estudio de mecánica de suelos realizado en el sitio mismo de la construcción. Este

estudio deberá permitir definir las características mecánicas del subsuelo hasta una profundidad en la que los esfuerzos transmitidos por la estructura dejen de ser significativos. Para ello se realizarán exploraciones de campo, pruebas de campo y de laboratorio. Con base en los resultados, se definirá el tipo de cimentación más adecuado y se revisará que, con la solución propuesta, no se rebasará ninguno de los estados límite de falla o de servicio definidos.

2.2.9. Normatividad para los Parámetros Sísmicos

Según Quezada, W., & Salinas, A. (2014), comenta que nuestra Norma indica las condiciones mínimas para un comportamiento sísmico acorde con los principios de diseño sismo-resistente.

Para el caso de estructuras especiales tales como reservorios, se requirieron consideraciones adicionales que complementen las exigencias aplicables de la presente Norma.

Además de lo indicado en esta Norma, se deberá tomar medidas de prevención contra los desastres que puedan producirse como consecuencia del movimiento sísmico, tales como: fuego, fuga de materiales peligrosos u otros, en concordancia con tal filosofía se establecen en esta Norma los siguientes principios para el diseño:

- a. La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- b. La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

Cuando se analizan reservorios, debe pensarse que se tiene un sistema compuesto por mínimo dos materiales (el líquido contenido, que normalmente es agua y la estructura contenedora) y que por tanto estos elementos tienen diferentes características y comportamientos.

Las Normas que mencionaremos a continuación son las que actualmente contienen una amplia información específicamente para el análisis de reservorios.

- a. ACI 350.3 –06 (USA)
- b. IBC 2012 (USA)
- c. UBC 97´ (USA)
- d. ASCE/SEI 7-2010 (USA)

El estándar **ACI 350.3 – 06** es aquella que sintetiza la amplia información de los otros estándares debido a que cada sección se comenta por estos, por lo que nos basaremos de este estándar. Sus conceptos detallan sobre el comportamiento dinámico del líquido contenido la cual será considerada importante para el análisis de este tipo de estructuras.

La Norma Técnica Peruana **NTP. E030 – 2014**, no detalla la información necesaria para considerar en el desarrollo del análisis de estructuras de tipo reservorios, sin embargo dejaremos en énfasis que sus métodos que presenta son las que usaremos en el desarrollo de la tesis complementándose de los conceptos y procedimientos del estándar ya mencionado que completaran aquellas consideraciones necesarias para un correcto análisis estructural.

Los métodos son el método estático y el método dinámico para el análisis de reservorios.

Para el desarrollo se obtendrán las acciones sísmicas la cuales se basan en la características de la zona sísmica (Z), del perfil de suelo (S, T_P, T_L), del uso de la edificación (U), del sistema sismorresistente (R) y las características dinámicas de la edificación (T, C).

2.2.9.1. Zonificación (Z)

Según el Capítulo 2, Sección 1 del NTP E030 – 2014, el territorio nacional se considera dividido en tres zonas (Ver Figura 13). La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en información neo tectónica.

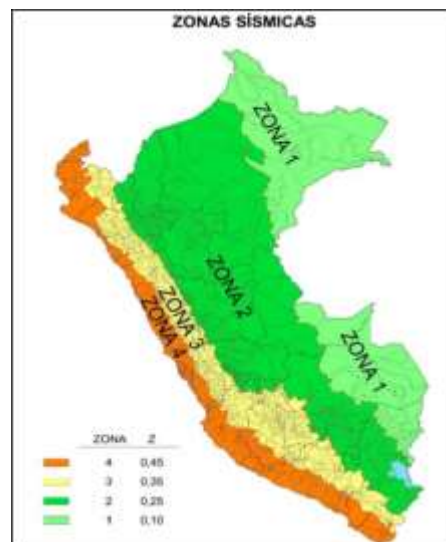


Figura 13. Mapa de Zonificación

Fuente: NTP E030 - 2014

A cada zona se asigna un factor Z (Ver Tabla 2). Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años.

Tabla 2. Factor de Zona

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Fuente: NTP E030 - 2014

Según el Anexo N°1, Zonificación Sísmica de la NTP E030 – 2014, encontramos el Factor Zona correspondiente a la ubicación del reservorio de estudio.

2.2.9.2. Condiciones Geotécnicas (S)

Según el Capítulo 2, Sección 3 del NTP E030 – 2014, para determinar los perfiles de suelo se consideran clasificando la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (\bar{V}_s), o alternativamente el promedio ponderado de los \bar{N}_{60} obtenidos mediante un ensayo estándar de penetración (SPT) para suelos granulares o el promedio ponderado de la resistencia al corte no drenada (\bar{S}_u) para suelos cohesivos. Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación.

Para los suelos granulares se calcula \bar{N}_{60} considerando solamente los espesores de cada uno de los estratos

granulares. Para los suelos cohesivos la resistencia al corte no drenado \bar{s}_u se calcula como el promedio ponderado de los valores correspondientes a cada estrato cohesivo.

Este método también es aplicable si se encuentran suelos heterogéneos (cohesivos y granulares). En tal caso, si a partir de $N\bar{6}0$ para los estratos con suelos granulares y de \bar{s}_u para los estratos con suelos cohesivos se obtienen clasificaciones de sitio distintas, se toma la más desfavorable, es decir, la que corresponde al tipo de perfil más flexible.

En los casos en los que no sea obligatorio realizar un Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) o cuando no se disponga de las propiedades del suelo hasta la profundidad de 30 m, se permite que el profesional responsable estime valores adecuados sobre la base de las condiciones geológicas conocidas.

Los tipos de perfiles de suelos son cinco:

a. Perfil Tipo S0: Roca Dura

A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte $\bar{V}_s > 1500$ m/s. Las mediciones deberán corresponder al sitio del proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor intemperismo o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 m, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden ser usadas para estimar el valor de \bar{V}_s .

b. Perfil Tipo S1: Roca o Suelos Muy Rígidos

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte $500 \text{ m/s} < \bar{V}_s \leq 1500 \text{ m/s}$, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada $q_u \geq 500 \text{ kPa}$ (5 kg/cm²).
- Arena muy densa o grava arenosa densa, con $\bar{N}_{60} > 50$.
- Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condiciones no drenadas $\bar{s}_u > 100 \text{ kPa}$ (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

c. Perfil Tipo S2: Suelos Intermedios

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte $180 \text{ m/s} < \bar{V}_s \leq 500 \text{ m/s}$, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena gruesa a media, densa, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT $15 < \bar{N}_{60} \leq 50$.
- Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenadas 50 kPa (0,5 kg/cm²) $< \bar{s}_u \leq 100 \text{ kPa}$ (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

d. Perfil Tipo S3: Suelos Blandos

Corresponden a este tipo los suelos medianamente flexibles con velocidades de propagación de onda de corte $\bar{V}_s \leq 180$ m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena gruesa a fina, o grava arenosa, con valores del SPT $\bar{N}_{60} \leq 15$.
- Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condiciones no drenadas $25 \text{ kPa (0,25 kg/cm}^2) < \bar{s}_u \leq 50 \text{ kPa (0,5 kg/cm}^2)$ y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.
- Cualquier perfil que no correspondan al tipo S4 y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad $PI > 20$, contenido de humedad $\omega \geq 40\%$, resistencia no drenada $\bar{s}_u < 25$ kPa.

e. Perfil Tipo S4: Condiciones Excepcionales

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S4 cuando el EMS así lo determine.

La determinación de las condiciones geotécnica que defina al perfil de suelo se muestra a continuación. (Ver Tabla 3):

Tabla 3. Clasificación del suelo

CLASIFICACION DE LOS PERFILE DE SUELO			
PERFIL	V_s	N_{60}	S_u
S0	>1500 m/s	-	-
S1	500 m/s a 1500 m/s	>50	> 100kPa
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50kPa a 100 kPa
S3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S4	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: NTP E030 – 2014.

Para el cálculo de la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (\bar{V}_s), alternativamente el promedio ponderado de los \bar{N}_{60} y el promedio ponderado de la resistencia al corte no drenada (\bar{S}_u), se pueden seguir lo que indica el Capítulo 2, Sección 3.1 de la NTP.

2.2.9.3. Parámetros de Sitio (S , T_P y T_L)

Según el Capítulo 2, Sección 4 del NTP E030 – 2014, indica que Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y los periodos T_P y T_L . (Ver Tabla 4 y Tabla 5):

Tabla 4. Factor “S”

FACTOR "S"				
SUELO ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: NTP E030 - 2014

Tabla 5. Periodo "T_P" y "T_L"

Periodo "T _P " y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
T _L (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: NTP E030 - 2014

Teniendo cada variable la siguiente denominación:

T_P = Periodo que define la plataforma del espectro

T_L = Periodo que define el inicio de la zona del espectro con desplazamiento constante.

2.2.9.4. Factor de Amplificación Sísmica (C)

Según el Capítulo 2, Sección 5 del NTP E030 – 2014, indica que de acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

Para $T < T_P$,

$$C = 2,5 \quad (\text{Ec. 08})$$

Para $T_P < T < T_L$,

$$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \quad (\text{Ec. 09})$$

Para $T > T_L$,

$$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right) \quad (\text{Ec. 10})$$

Teniendo cada variable la siguiente denominación:

T = Periodo de la estructura.

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

Sin embargo estas expresiones solo son específicamente para el comportamiento de una edificación. En los reservorios se debe tener en cuenta que existen 2 componentes que amplifican sismicamente las fuerzas y estas son las ya mencionadas anteriormente como la componente convectiva y la componente impulsiva.

Estos factores de amplificación sísmica se detallan en el método estático.

2.2.9.5. Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)

Según la Tabla N°5 del Capítulo 3, Sección 1 del NTP E030 – 2014, indica que la clasificación de acuerdo al coeficiente de uso, cuya categoría es de edificaciones esenciales, con un factor $U=1.50$.

Sin embargo según el ACI 350.3 – 06 el valor del Factor de Uso o Factor de Importancia (I) se determina considerando a las características del material contenido en el reservorio. (Ver Tabla 6).

Tabla 6. Factor de Importancia

TABLA (a) - FACTOR DE IMPORTANCIA I	
USO DE ESTANQUE	FACTOR I
Estanques que contienen material peligroso	1.5
Estantes cuyo material contenido es usable para distintos propósitos después de un terremoto, o estanques que son parte de sistemas de salvataje	1.25
Otros	1

Fuente: ACI 350.3-06.

Comparando ambos factores se optara usar la NTP E030 – 2014 para el desarrollo de nuestra tesis.

2.2.9.6. Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R) :
Según la Tabla N°07 del Capítulo 3, Sección 4 de la NTP E030 – 2014, los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismo resistente en cada dirección.

Este factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas tiene una aplicación exclusiva para las edificaciones. En cambio para estructuras especiales como los reservorios se optaran por otros estándares.

Para ello optaremos por el estándar **ACI 350.3 – 06**, la cual define el Factor de Reducción o Factor de Modificación de Respuesta R por las características de muro-zapata y del tipo de reservorio a diseñar. Estos factores se basan al comportamiento por las componentes impulsivas y convectivas que se producen y así obteniéndose el valor de R_i y R_c . (Ver Tabla 7)

Tabla 7. Factor de Modificación de la Respuesta

TABLA (b) – FACTOR DE MODIFICACION DE LA RESPUESTA R			
TIPO DE ESTRUCTURA	Ri		Rc
	SUPERFICIAL O EN PENDIENTE	ENTERRADO	
A. Anclados, base flexible	3.25	3.25	1
B. Empotrados o simple apoyo	2	3	1
C. No anclados, llenos o vacíos **	1.5	2	1
D. Estanques elevados	2		1

Fuente: ACI 350.3-06.

2.2.10. Método Estático

Según el Capítulo 4, Sección 5, de la NTP E030 – 2014, este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

Para este método se debe tener en consideración el cálculo de lo siguiente:

a. Fuerza Cortante en la Base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P, \frac{C}{R} \geq 0.125 \quad (\text{Ec. 11})$$

b. Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i , correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

(Ec. 12)

Donde k es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

(Ec. 13)

- a) Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.
- b) Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

La Fuerza Cortante en la Base o Cortante Basal es la respuesta de la estructura ante las fuerzas sísmicas y esta se obtendrá de las solicitaciones del peligro sísmico, las características del edificio y el peso de la estructura.

La Distribución de la Fuerza Sísmica corresponde a las Fuerzas Sísmicas que actúan en cada entrepiso las cuáles serán las que se asignen en el programa para el análisis del método estático.

Sin embargo para este procedimiento se deberán considerar el comportamiento sísmico del líquido contenido en el reservorio y el **ACI 350.3 - 06**, nos muestra el procedimiento de cálculo de las cargas que actúan en la estructura durante un movimiento sísmico, considerando las componentes dinámicas que generan el líquido contenido según explicado anteriormente.

Mediante ellas obtendremos la Fuerza Cortante en la Base o Cortante Basal Total y las Fuerzas Sísmicas o Fuerzas Dinámicas Laterales que actuaran en el reservorio.

2.2.10.1. Definición del Reservorio

La **Sección 2.1, ACI 350.3 – 06**, define a la estructura como del Tipo 2.1 (1) que son estructuras de almacenamiento de líquido circulares, a nivel de rasante de base empotrada de concreto armado.

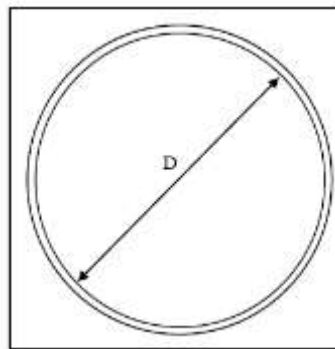


Figura 14. Reservorio Circular en Planta

Fuente: ACI 350.3 – 06.

2.2.10.2. Requerimientos de Diseño

1. Los muros, pisos y cubiertas de estructuras contenedoras de líquidos deben ser diseñados para resistir los efectos de ambas aceleraciones de diseño (horizontal y vertical), combinadas con los efectos de cargas estáticas de diseño aplicables.

2. Respecto a la aceleración horizontal, el diseño debe tomar en cuenta: los efectos de transferencia del corte basal total entre el muro y la zapata y entre el muro y el

cielo; y la presión dinámica actuante en el muro sobre la base.

3. Efectos de la aceleración máxima horizontal y vertical deben ser combinados bajo el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

2.2.10.3. Carga Sísmica de Diseño

En esta sección indicaremos el cálculo de las cargas sísmicas de diseño para su posterior análisis estático:

a. Peso de la Pared Cilíndrica.

$$W_w = \pi \left[\left(\frac{D}{2} + t \right)^2 - \left(\frac{D}{2} \right)^2 \right] \cdot H \cdot \gamma_c \quad (\text{Ec. 14})$$

b. Peso de la Cúpula

$$W_r = \frac{\pi}{2} \left[(D + t) \cdot h_c + \left(\frac{D}{2} \right)^2 \right] \cdot t_c \cdot \gamma_c \quad (\text{Ec. 15})$$

c. Coeficiente de Masa Efectiva ϵ

Según Sección 9.6.2, ACI 350.3 – 06, el coeficiente ϵ representa la razón de equivalencia entre la masa dinámica de la placa (o shell) del estanque, y su masa total.

$$\epsilon = \left[0.0151 \left(\frac{D}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{D}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 16})$$

d. Peso Dinámico Efectivo de la Pared Cilíndrica

$$W_e = \epsilon W_w \quad (\text{Ec. 17})$$

e. Peso Total del Líquido Almacenado

$$W_L = \pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2 \cdot H_L \cdot \gamma_L \quad (\text{Ec. 18})$$

Modelo Dinámico

Según Sección 9.1, ACI 350.3 – 06, las características dinámicas del suelo soportante de una estructura contenedora de líquidos, sujeto a aceleraciones sísmicas, debe computarse de acuerdo a las siguientes expresiones:

Masas Equivalentes de Líquidos Acelerados

Según sección 9.3.1, ACI 350.3 – 06, el cálculo de los pesos impulsivo y convectivo son las siguientes expresiones (Ver Diagrama 1):

f. Peso Equivalente de la Componente Impulsiva

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left[0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)\right]}{0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)} \quad (\text{Ec. 19})$$

g. Peso Equivalente de la Componente Convectiva

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.230 \left(\frac{D}{H_L}\right) \tanh\left[3.68 \left(\frac{H_L}{D}\right)\right] \quad (\text{Ec. 20})$$

Teniendo cada variable la siguiente denominación:

- W_i** = Peso Equivalente de la Componente Impulsiva.
- W_c** = Peso Equivalente de la Componente Convectiva.
- W_L** = Peso Total del Líquido Almacenado.
- D** = Diámetro de Reservoirio Circular.

$H_L =$ Profundidad de Diseño del Líquido Depositado.



Diagrama 1. Factores W_i/W_L y W_c/W_L versus D/H_L .

Fuente: ACI 350.3 – 06.

2.2.10.4. Alturas a los Centros de Gravedad

CASO 1: Altura en centros de gravedad, excluyendo la presión basal (EBP)

a. Altura sobre la base de la pared al centro de gravedad de la fuerza impulsiva:

Para reservorio con $\frac{D}{H_L} < 1.333$:

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \left(\frac{D}{H_L} \right) \quad (\text{Ec. 21})$$

Para reservorio con $\frac{D}{H_L} \geq 1.333$:

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375 \quad (\text{Ec. 22})$$

b. Altura sobre la base de la pared al centro de gravedad de la fuerza convectiva:

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right] - 1}{3.68\left(\frac{H_L}{D}\right) \sinh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right]} \quad (\text{Ec. 23})$$

Otra alternativa de obtener esta altura es mediante el siguiente diagrama que mediante la razón D/H_L se obtiene el respectivo factor de altura impulsiva y/o convectiva para obtener el centro de gravedad respectivo. (Ver Diagrama 2)



Diagrama 2. Factores h_i / H_L y h_c / H_L versus D / H_L , para reservorio circular.

Fuente: ACI 350.3 – 06.

Teniendo cada variable la siguiente denominación:

h_i = Altura sobre la base del muro al centro de gravedad de la fuerza impulsiva.

h_c = Altura sobre la base del muro al centro de gravedad de la fuerza convectiva.

CASO 2: Altura en centros de gravedad, incluyendo la presión basal (IBP)

a. Altura sobre la base de la pared al centro de gravedad de la fuerza impulsiva:

Para reservorio con $\frac{D}{H_L} < 0.75$

$$\frac{h'_i}{H_L} = 0.45 \quad (\text{Ec. 24})$$

Para reservorio con $\frac{D}{H_L} \geq 0.75$

$$\frac{h'_i}{H_L} = \frac{0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)}{2 \tanh\left[0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)\right]} - \frac{1}{8} \quad (\text{Ec. 25})$$

b. Altura sobre la base de la pared al centro de gravedad de la fuerza convectiva:

$$\frac{h'_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right] - 2.01}{3.68\left(\frac{H_L}{D}\right) \sinh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right]} \quad (\text{Ec. 26})$$

Otra alternativa de obtener esta altura es mediante el siguiente diagrama que mediante la razón D/H_L se obtiene el respectivo factor de altura impulsiva y/o convectiva para obtener el centro de gravedad respectivo. (Ver Diagrama 3)

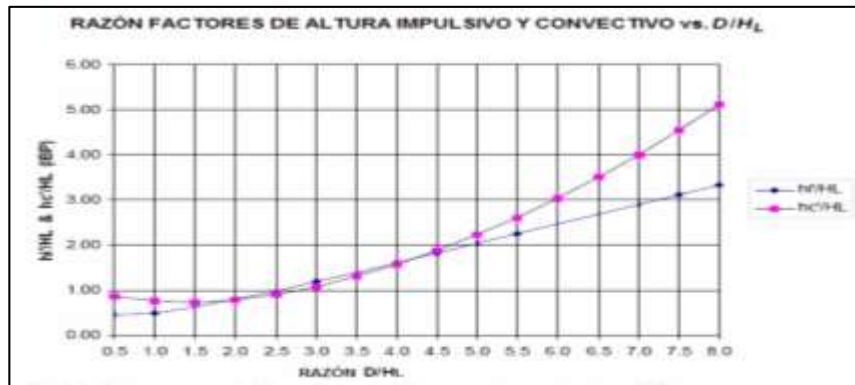


Diagrama 3. Factores h'_i / H_L y h'_c / H_L versus D / H_L , para reservorio circular.

Fuente: ACI 350.3 – 06.

A continuación se muestra la representación de las cargas en ambos casos y notamos que la presencia de la presión basal aumenta la altura del centro de gravedad para los pesos equivalentes de la componente impulsiva y convectiva. (Ver Figura 15)

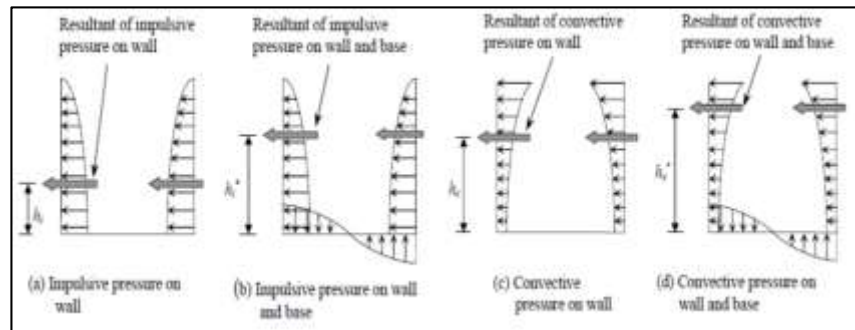


Figura 15. Descripción cualitativa de la distribución de la presión hidrodinámica en la pared del tanque y la base

Fuente: ACI 350.3 – 06

2.2.10.5. Propiedades Dinámicas

Según Sección 9.3.4, ACI 350.3 – 06, detalla las expresiones para el cálculo del periodo fundamental de la componente impulsiva y la componente convectiva respectivamente.

a. A. Para el cálculo del periodo fundamental de oscilación del reservorio más la componente impulsiva (T_i) usamos la siguiente expresión:

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad (\text{Ec. 27})$$

Teniendo cada variable la siguiente denominación:

ω_i = Frecuencia angular del modo impulsivo de vibración.

C_i, C_w = Factor de amplificación de espectro para movimientos horizontales de la componente de impulsión.

Para el cálculo de ω_i y C_i se usan las siguientes expresiones:

$$\omega_i = C_i \frac{1}{H_L} \sqrt{10^3 E_c \frac{g}{\gamma_c}} \quad (\text{Ec. 28})$$

$$C_i = C_w \sqrt{\frac{t_w}{10r}} \quad (\text{Ec. 29})$$

Para el cálculo de C_w se usa la siguiente expresión:

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

(Ec. 30)

Otra alternativa de obtener el coeficiente C_w es mediante el siguiente diagrama que mediante la razón D/H_L se obtiene lo solicitado. (Ver Diagrama 4)

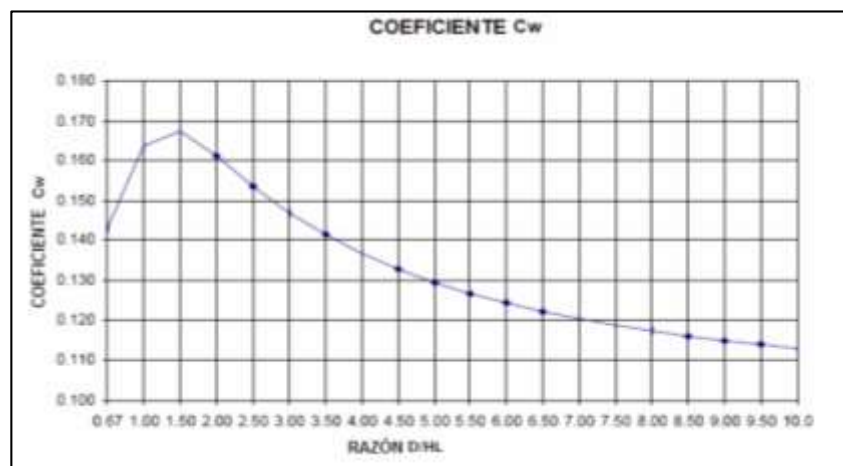


Diagrama 4. Coeficiente C_w para reservorios circulares.

Fuente: ACI 350.3 – 06

b. Para el cálculo del periodo fundamental de oscilación del reservorio más la componente convectiva (T_c) usamos la siguiente expresión:

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} \quad (\text{Ec. 31})$$

Teniendo cada variable la siguiente denominación:

ω_c = Frecuencia angular del modo impulsivo de vibración.

Para el cálculo de ω_c y λ se usan las siguientes expresiones:

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{D}} \quad (\text{Ec. 32})$$

$$\lambda = \sqrt{3.68 g \tanh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right]} \quad (\text{Ec. 33})$$

Teniendo cada variable la siguiente denominación:

λ = Coeficiente definido.

Otra alternativa de obtener el coeficiente $2\pi/\lambda$ es mediante el siguiente diagrama que mediante la razón D/H_L se obtiene lo solicitado. (Ver diagrama 5)

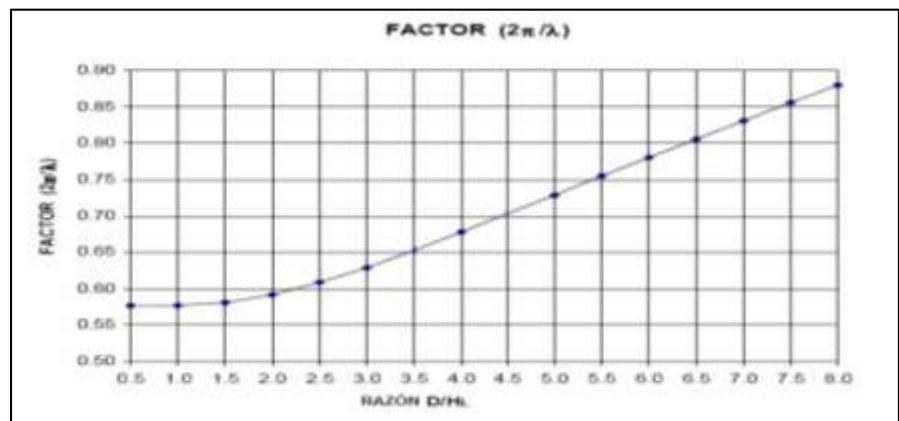


Diagrama 5. Factor $2\pi/\lambda$ para reservorios circulares.

Fuente: ACI 350.3 – 06.

Para el cálculo de K_c usamos la siguiente expresión:

$$T_c = \sqrt{\frac{W_c}{K_c}} \quad (\text{Ec. 34})$$

Siendo conocido T_c , W_c y ω_c despejamos y obtenemos la siguiente expresión:

$$K_c = 0.836 W_L \frac{g}{H_L} \left(\tanh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right] \right)^2 \quad (\text{Ec. 35})$$

Teniendo cada variable la siguiente denominación:

K_c = Rigidez del líquido para la masa convectiva.

Las presiones convectivas son generadas por el oleaje de la masa de agua, por ello posee una rigidez K_c representada por el resorte debido a no estar confinada por la existencia del borde libre. (Modelo de Housner. 1963).

c. Para el cálculo del periodo natural de vibración del movimiento vertical del líquido (T_v) usamos la siguiente expresión:

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma_L D H_L^2}{2g t_w E_c}} \quad (\text{Ec. 36})$$

2.2.10.6. Parámetros de Respuesta Espectral (S_s , S_1)

Los parámetros S_s y S_1 representan la aceleración espectral que experimenta una estructura con un periodo de 0.2s y 1.0s. Para lugares específicos de construcción del reservorio, S_s y S_1 son obtenidos de la página del USGS cuyo link de acceso a la herramienta se adjunta a continuación:

<http://geohazards.usgs.gov/designmaps/ww/>

Debemos tener en cuenta que estos parámetros tienen las siguientes características:

- (a). El amortiguamiento crítico es de 5%
- (b). Los valores que se obtienen son aceleraciones pico del suelo (PGA) que han sido transformados para una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años.
- (c). Las aceleraciones espectrales, S_s y S_1 , obtenidas de la herramienta web (*Web Tool*) están clasificadas en función del Estudio de Peligrosidad Sísmica Probabilística (*Probabilistic Seismic Hazard Assessment*, PSHA) realizado y se muestran en 3 colores (Verde, Amarillo y Rojo) cuya descripción se muestra a continuación:

Verde: Indica que los valores de S_s y S_1 son provenientes de un completo reciente estudio de PSHA, desarrollado específicamente por la nación o región que abarca el lugar.

Amarillo: Está asignado a valores de S_s y S_1 provenientes de un estudio de PSHA que han sido sustituidos por uno o más estudios recientes.

Rojo: Indica que los valores de S_s y S_1 provienen de un estudio de PSHA desarrollado por un área mucho más grande que una nación o región.

De ser valores Rojos estos no dan valores confiables para analizar los efectos en el reservorio por ello se expondrá una propuesta que ayuda a identificar estos valores de S_s y

S₁ relacionando reglamento ASCE/SEI 7 – 2010 con la NTP E030 – 2014 en proyecciones.

2.2.10.7. Propuesta del Espectro al 1% de probabilidad de excedencia en 50 años (S_s, S₁, F_a y F_v).

Según la Comunidad de Ingeniería Civil (2014), al citar la normativa ASCE/SEI 7 – 2010 traerá algunos vacíos debido al uso de distintos parámetros que no se tienen en la E030 – 2014. En esta sección se hará una comparación de los factores para poder implementar un nuevo espectro de diseño acorde al ASCE/SEI 7 – 2010.

El ASCE/SEI 7 – 2005 aún usaba mapas para periodos cortos y largos con una probabilidad del 2% de excedencia en 50 años (2/50, para un periodo de retorno aproximadamente de 2500 años). Con la llegada del ASCE/SEI 7 – 2010 se tienen actualmente mapas de riesgo sísmico con 1% de probabilidad de excedencia en 50 años (1/50 periodo de retorno de 5000 años aproximadamente). En el Perú y en muchos países aún usamos mapas de riesgo sísmico con un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (475 años de periodo de retorno), esto hace que no se tengan parámetros para poder comparar y poder usar algunos requisitos de la ASCE/SEI.

En la publicación “*Estimated Seismic Design Values for Canadian Missions Abroad*” (Adams, Halchuk, & Awatta, 2010), se presentan factores a tomar en cuenta para modificar valores de aceleración del suelo trabajados en PGA con una probabilidad 10/50 a probabilidades 2/50.

La probabilidad 2/50 es una buena aproximación al 1/50, como se puede verificar comparando los mapas del ASCE/SEI 7 – 2005 y del ASCE/SEI 7 – 2010. Para el caso del Perú se plantea que para obtener la aceleración en periodos cortos S_s se deben de multiplicar los valores de nuestras zonas sísmicas por 4.4, y para los periodos largos S_1 (1.0 s) por 1.8. Tomando en cuenta dicha consideración se muestran las aceleraciones PGA 2/50, S_a (0.2), S_a (0.5), S_a (1.0) y S_a (2.0), todas para una probabilidad del 2/50 años que bien también las podemos usar para 1/50. (Ver Tabla 8):

Tabla 8. Valores S_s y S_1 planteados para la E030

Factores de Zona Norma Vigente "Z"		Factores de Zona para una probabilidad de 2/50					
ZONA	Z	PGA 10/50	PGA 2/50	S_a (0.2), S_s	S_a (0.5)	S_a (1.0), S_1	S_a (2.0)
1	0.1	0.1	0.190	0.440	0.350	0.180	0.100
2	0.25	0.25	0.475	1.100	0.875	0.450	0.250
3	0.35	0.35	0.665	1.540	1.225	0.630	0.350
4	0.45	0.45	0.855	1.980	1.575	0.810	0.450

Fuente: Comunidad Ingeniera Civil (2014)

En el ASCE/SEI 7 – 2010 Los parámetros de aceleración, S_s y S_1 , se multiplican por factores de sitio, F_a y F_v respectivamente, para obtener los parámetros de la aceleración de respuesta espectral para un sismo considerado máximo, S_{MS} y S_{M1} , los cuales se multiplican por 2/3 para obtener los parámetros de aceleración espectral de diseño, S_{DS} y S_{D1} . Al multiplicar por 2/3 la probabilidad vuelve a ser 10/50.

El espectro de diseño elaborado es según el ASCE/SEI 7 – 2010 y la utilización de los parámetros S_{DS} y S_{D1} . Los periodos T_0 y T_s se obtiene de la siguiente forma:

$$T_0 = 0.2 \frac{SD1}{SDS}; \quad T_s = \frac{SD1}{SDS}$$

Mientras que T_L es el periodo de transición a periodos largos y se obtienen de mapas que se presentan en el ASCE/SEI 7 – 2010. (Ver Figura 16)

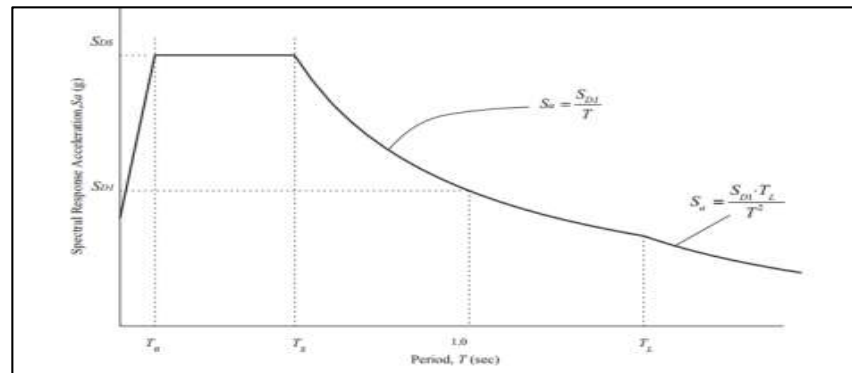


Figura 16. Espectro de Diseño

Fuente: ASCE/SEI 7 – 2010

Revisando la variación del espectro de norma de la E030 – 2014 y el espectro del ASCE/SEI 7 – 2010, tienen similitud, el inconveniente de la adaptación es el T_L en el proyecto de norma. El T_L se obtiene de mapas de coeficientes de riesgo y transición a periodos largos para el movimiento sísmico del terreno, y el menor valor planteado es de 4s en el ASCE/SEI 7 – 2010; por lo tanto se sugiere al Comité revisar este valor. Un valor apropiado para T_L podría estar entre 4s y 8s.

Sobre los factores de sitio, el ASCE/SEI 7 – 2010 presenta dos cuadros, para afectar S_s y S_1 con F_a y F_v respectivamente. (Ver Tabla 9 y Tabla 10)

Si bien se puede apreciar una semejanza entre los valores de F_a de la Tabla 9 y los valores de la Tabla 3 de la E030 (Tabla 4 de nuestra tesis), no se homologan bien, ya que para el ASCE/SEI 7 – 2010 los coeficientes de sitio para periodos cortos tienen valores de S_s distintos a nuestras zonificaciones. De la Tabla 9 calculamos que para la Zona 1 se tiene un S_s para la Zona 3 se tiene un S_s igual a 1.54g, y para la zona 4 se tiene un S_s igual a 1.98g, por lo tanto no cubrimos todos los rangos para F_a por las condiciones propias del Perú.

También algo a tener en cuenta es nuestra clasificación de perfiles de suelo. En las Tablas 9 y 10 se muestra la clasificación del ASCE/SEI 7-10 para los sitios desde la A hasta la F. En dicha Tabla y comparando con la que presenta el proyecto de Norma, el S_0 es equivalente al tipo A, y el S_3 al tipo E, pero nuestros perfiles S_1 y S_2 cubren mayores rangos de la velocidad de onda de corte. Se sugiere al Comité evaluar estas condiciones.

Tabla 9. Coeficiente F_a

Table 11.4-1 Site Coefficient, F_a					
Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _g) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period					
Site Class	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_s .

Fuente: ASCE/SEI 7 – 2010

Tabla 10. Coeficiente F_v

Table 11.4-2 Site Coefficient, F_v					
Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _g) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period					
Site Class	$S_s \leq 0.1$	$S_s = 0.2$	$S_s = 0.3$	$S_s = 0.4$	$S_s \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_s .

Fuente: ASCE/SEI 7 – 2010

Lo expuesto en el párrafo anterior hace que para adaptar una tabla similar al ASCE/SEI 7 – 2010 tengamos que interpolar valores dependiendo de las aceleraciones S_s con valores propuestos para el F_a y con valores propuestos para el F_v . Estos valores mencionados son “propuestos” y obtenidos en base a comparación, por lo que recomendaría la evaluación de un experto. (Ver Tabla 11 y Tabla 12)

Tabla 11. Coeficiente F_a propuestos.

F_a	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
	$S_S = 0.44$	$S_S = 1.10$	$S_S = 1.54$	$S_S = 1.98$
S_0	0.80	0.80	0.80	0.80
S_1	1.00	1.00	1.00	1.00
S_2	1.45	1.00	1.00	1.00
S_3	1.89	0.90	0.90	0.90

Fuente: Comunidad Ingeniera Civil (2014)

Tabla 12. Coeficiente F_v propuestos.

F_v	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
	$S_1 = 0.18$	$S_1 = 0.45$	$S_1 = 0.63$	$S_1 = 0.81$
S_0	0.80	0.80	0.80	0.80
S_1	1.00	1.00	1.00	1.00
S_2	2.08	1.50	1.50	1.50
S_3	3.26	2.40	2.40	2.40

Fuente: Comunidad Ingeniera Civil (2014)

2.2.10.8. Factores de Amplificación Espectral C_i , C_c y C_t

Según Sección 9.4, ACI 350.3 – 06, detalla las expresiones para el cálculo de los factores de amplificación espectral, dichos factores son necesarios para obtener las Fuerzas Inerciales que actúan en el reservorio

a. Cálculo de la amplificación espectral de la componente impulsiva (C_i)

Para $T_i \leq T_s$:

$$C_i = S_{DS} \quad (\text{Ec. 37})$$

Para $T_i > T_s$:

$$C_i = \frac{S_{D1}}{T_i} \leq S_{DS} \quad (\text{Ec. 38})$$

Dónde:

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (\text{Ec. 39})$$

Siendo:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_s F_a \quad (\text{Ec. 40})$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_1 F_v \quad (\text{Ec. 41})$$

Teniendo cada variable la siguiente denominación:

S_{DS} = Aceleración de diseño para periodo corto.

S_{D1} = Aceleración de diseño para periodo 1 segundo.

b. Cálculo de la amplificación espectral de la componente convectiva (C_c)

Para $T_c \leq 1.6 / T_s$ segundos:

$$C_c = \frac{1.5S_{D1}}{T_c} \leq 1.5S_{DS} \quad (\text{Ec. 42})$$

Para $T_c > 1.6 / T_s$ segundos:

$$C_c = 6 \frac{0.4S_{DS}}{T_c^2} = \frac{2.4S_{DS}}{T_c^2} \quad (\text{Ec. 43})$$

c. Cálculo de la amplificación espectral de movimiento vertical (C_t)

Para $T_v \leq T_s$

$$C_t = S_{DS} \quad (\text{Ec. 44})$$

Para $T_v > T_s$

$$C_t = \frac{S_{D1}}{T_v} \quad (\text{Ec. 45})$$

2.2.10.9. Presiones Sísmicas sobre la Base

Según Sección 4.1, ACI 350.3 – 06, los muros de estructuras contenedoras de líquidos (reservorios) serán diseñados para las siguientes fuerzas dinámicas sumadas a las presiones hidrostáticas:

- a. Fuerzas de Inercia del muro P_w y la cúpula P_r .
- b. Presión impulsiva hidrodinámica P_i del líquido contenido.
- c. Presión convectiva hidrodinámica P_c del líquido contenido.
- d. Presión dinámica de tierra debido a suelos saturados y no saturados contra la porción enterrada del muro.
- e. Los efectos de la aceleración vertical.

Fuerzas Dinámicas Laterales

La **Sección 4.1.1**, indica que las fuerzas dinámicas laterales serán determinadas como las siguientes expresiones:

$$P_w = C_i I \left[\frac{\varepsilon W_w}{R_i} \right] \quad (\text{Ec. 46})$$

$$P_r = C_i I \left[\frac{W_r}{R_i} \right] \quad (\text{Ec. 47})$$

$$P_i = C_i I \left[\frac{W_i}{R_i} \right] \quad (\text{Ec. 48})$$

$$P_c = C_c I \left[\frac{W_c}{R_c} \right] \quad (\text{Ec. 49})$$

Teniendo cada variable la siguiente denominación:

- P_w** = Fuerza de Inercia del Muro.
- P_r** = Fuerza de Inercia de la Cubierta.
- P_i** = Fuerza Total Impulsiva
- P_c** = Fuerza Total Convectiva.
- εW_w** = La Masa Efectiva del Muro del Tanque.
- W_r** = La Masa efectiva de la Cubierta del Tanque.
- W_i** = Componente Impulsiva de la Masa del Líquido.
- W_c** = Componente Convectiva de la Masa del Líquido.
- Z** = Factor de Zona Sísmica.
- C_i** = Factor de Amplificación Espectral Impulsiva.
- C_c** = Factor de Amplificación Espectral Convectiva.
- I** = Factor de Seguridad.
- R_{wi}** = Factor de Modificación de Respuesta Impulsiva.
- R_{wc}** = Factor de Modificación de Respuesta Convectiva.

Cortante Basal Total

La **Sección 4.1.2**, indica que el corte basal debido a fuerzas sísmicas aplicado en el fondo del reservorio será determinado por la siguiente ecuación:

$$V = \sqrt{(P_i + P_w + P_r)^2 + P_c^2} \quad (\text{Ec. 50})$$

Momentos Dinámicos Laterales

La **Sección 4.1.2**, indica que el momento de flexión en la sección transversal completa del reservorio, apenas sobre la base de la pared del reservorio (EBP):

$$M_w = P_w h_w \quad (\text{Ec. 51})$$

$$M_r = P_r h_r \quad (\text{Ec. 52})$$

$$M_i = P_i \cdot h_i \quad (\text{Ec. 53})$$

$$M_c = P_c \cdot h_c \quad (\text{Ec. 54})$$

$$M_b = \sqrt{(M_i + M_w + M_r)^2 + M_c^2} \quad (\text{Ec. 55})$$

Teniendo cada variable la siguiente denominación:

- M_w** = Momento de Inercia en el Muro.
- M_r** = Momento de Inercia en la Cobertura.
- M_i** = Momento Total Impulsivo.
- M_c** = Momento Total Convectivo.
- M_b** = Momento Flexión sobre la Base.

El momento de volteo en la base del reservorio, incluyendo el fondo del reservorio y la estructura soportante (IBP):

$$M'_i = P_i \cdot h'_i \quad (\text{Ec. 56})$$

$$M'_c = P_c \cdot h'_c \quad (\text{Ec. 57})$$

$$M_o = \sqrt{(M'_i + M_w + M_r)^2 + M'^2_c} \quad (\text{Ec. 58})$$

Teniendo cada variable la siguiente denominación:

- M'i** = Momento Total Impulsivo
- M'c** = Momento Total Convectivo.
- M_o** = Momento de Volteo en la Base.

Definido las Fuerzas Dinámicas Laterales o Fuerzas Sísmicas y obteniéndose el Cortante Basal se procederá a incluir estas resultados a la modelación. Se dejara en claro que este análisis corresponde a las Fuerzas de Sismo que actuaran en el Reservorio las cuales serán asignados junto a las Cargas Hidrostáticas por el líquido contenido y el Peso Propio de los Elementos Estructurales en la modelación.

2.2.11. Método Dinámico

Se define el análisis dinámico, **según Wikipedia**, define que el análisis dinámico de estructuras se refiere al análisis de las pequeñas oscilaciones o vibraciones que puede sufrir una estructura alrededor de su posición de equilibrio. El análisis dinámico es importante porque ese movimiento oscilatorio produce una modificación de las tensiones y deformaciones existentes, que deben

tenerse en cuenta por ejemplo para lograr un diseño sísmico adecuado.

El análisis dinámico incluye estudiar y modelizar al menos estos tres aspectos:

- a. Análisis modal de frecuencias y modos propios de vibración. Tanto las frecuencias naturales de vibración de una estructura como los modos principales de vibración dependen exclusivamente de la geometría, los materiales y la configuración de un edificio o estructura resistente.
- b. Análisis de la sollicitación exterior.
- c. Análisis de las fuerzas dinámicas inducidas.

Según el Capítulo 4, Sección 6, de la NTP E-030, este método en cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral.

a. Modos de Vibración

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

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

b. Aceleración Espectral

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

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

(Ec. 59)

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

Sin embargo el espectro de respuesta apropiado para estructura de tipo reservorio se manifiesta de diferente forma. Esta se detallara en los subcapítulos siguientes.

2.2.11.1. Combinación Modal

Palomino A. (2014), La combinación modal está relacionada con los resultados de las fuerzas, desplazamientos, esfuerzos, etc., que se desean obtener cuando en un análisis se consideran las propiedades dinámicas de la estructura a diseñar.

La técnica de combinación modal más usada es la que se indica a continuación.

Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS)

En este método la respuesta total es obtenida por la sumatoria de los cuadrados de las respuestas y tomando su raíz cuadrada para tener un resultado mucho mejor (Rosenblueth 1951).

Este método es válido sin embargo solo cuando las frecuencias de la estructura son ampliamente separadas. Para estructuras que tienen raíces repetidas o raíces cercanamente espaciadas, el método CQC es mejor, sin

embargo, cuando los valores propios (Eigen Values) son ampliamente espaciados, los resultados de los métodos CQC y SRSS convergen en resultados muy idénticos.

Basado sobre lo que se acaba de mencionar se tiene:

$$\lambda_n = \sqrt{\sum_{i=1}^n \lambda_i^2} \quad (\text{Ec. 60})$$

Para realizar el Análisis Modal en Reservorios, el ítem b. de la sección 15.7.2 del ASCE/SEI 7-10 nos indica lo siguiente: Los componentes Impulsivos y Convectivo deben ser combinados por sumatoria directa o por el Método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS) cuando los periodos modales estén separados.

2.2.11.2. Espectro de Respuesta

Palomino A. (2014), indica que en concordancia con las secciones 9.4.1 y 9.4.2 del código ACI 350.3 – 06, la forma que debe tener el espectro de respuesta para ambas componentes es de la siguiente manera.

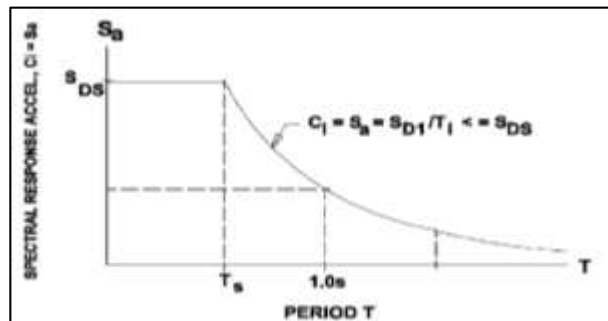


Figura 17. Forma del Espectro de Diseño Simplificado

Fuente: ACI 350.3 – 06

a. Componente Impulsiva

1°. Para periodos menores o iguales a T_s , la aceleración de respuesta espectral de diseño, S_{ai} , debe tomarse igual a S_{DS} .

2°. Para periodos mayores a T_s , la aceleración de respuesta espectral de diseño, S_{ai} , debe tomarse como se indica a continuación:

$$S_{ai} = \frac{S_{D1}}{T} \leq S_{DS} \quad (\text{Ec. 61})$$

b. Componente Convectiva

1°. Para periodos menores o iguales a $1.6/T_s$, la aceleración de respuesta espectral de diseño, S_{ac} , debe tomarse como se indica a continuación:

$$S_{ac} = \frac{1.5S_{D1}}{T} \leq 1.5S_{DS} \quad (\text{Ec. 62})$$

2°. Para periodos mayores a $1.6/T_s$, la aceleración de respuesta espectral de diseño, S_{ac} , debe tomarse como se indica a continuación:

$$S_{ac} = \frac{2.4S_{DS}}{T^2} \quad (\text{Ec. 63})$$

Los espectros que se generara tanto para el movimiento Impulsivo y Convectivo corresponderá a un espectro de diseño elástico. Para obtener un espectro de diseño inelástico la ecuación seleccionada debe ser afectado por el

Factor de Importancia (I) y debe influir dividiéndose entre el Factor de Reducción, solamente que será R_i para el movimiento Impulsivo y $1.5 R_c$ para el movimiento Convectivo. Este espectro inelástico es el que se utiliza en la modelación del reservorio en el programa.

2.2.11.3. Distribución de Fuerzas Dinámicas

Según la Sección 5.1, ACI 350.3 – 06, para tener en cuenta las complejas variaciones de presiones hidrodinámicas horizontales y verticales, las estructuras contenedoras de líquidos deben ser diseñadas según los siguientes cortes dinámicos y distribuciones de presiones en adición a la distribución de cargas estáticas.

Adicionalmente la Sección 5.3.3, ACI 350.3 – 06, indica que las paredes cilíndricas deben ser cargadas según la propia fuerza de inercia del muro distribuida uniformemente a través de toda la circunferencia.

Con la mitad de la Fuerza impulsiva (P_i) aplicada simétricamente con un $\theta = 0$ y actuando al exterior de una mitad del muro, la otra mitad de P_i , aplicada simétricamente con $\theta = \pi$ actuando al interior de la mitad opuesta del muro.

Con la mitad de la Fuerza convectiva (P_c) aplicada simétricamente con un $\theta = 0$ y actuando al exterior de una mitad del muro, la otra mitad de P_c , aplicada simétricamente con un $\theta = \pi$ actuando al interior de la mitad opuesta del muro.

Las presiones de tierra y las presiones hidrostáticas de aguas subterráneas, aplicadas en la porción enterrada de la mitad de arrastre del reservorio.

La Figura 18 muestra la posición de la fuerza resultante de cada efecto en el reservorio.

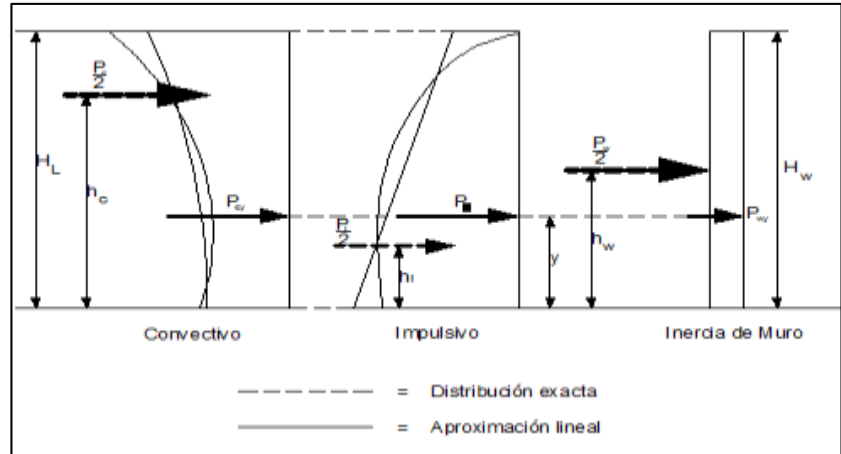


Figura 18. Gráfica Distribución Vertical de Fuerzas Dinámicas.

Fuente: ACI 350.3 – 06

Para muro con espesor constante, el cálculo es:

$$P_{wy} = \frac{P_w}{2H_w} \quad (\text{Ec. 64})$$

Para espesores con secciones variables son:

$$P_{iy} = \frac{P_i \left[4H_L - 6H_i - (6H_L - 12h_i) \cdot \frac{y}{H_L} \right]}{H_L^2} \quad (\text{Ec. 65})$$

$$P_{cy} = \frac{P_c \left[4H_L - 6H_c - (6H_L - 12h_c) \cdot \frac{y}{H_L} \right]}{H_L^2} \quad (\text{Ec. 66})$$

La distribución horizontal de las presiones dinámicas a través del diámetro del reservorio (D), se asumen así:

$$P_{wy} = \frac{P_{wy}}{\pi R} \quad (\text{Ec. 67})$$

$$P_{iy} = \frac{2P_{iy}}{\pi R} \cdot \cos \theta \quad (\text{Ec. 68})$$

$$P_{cy} = \frac{16P_{cy}}{9\pi R} \cdot \cos \theta \quad (\text{Ec. 69})$$

Aceleración Vertical

Debido a la aceleración vertical del suelo, el peso efectivo del líquido se incrementa, esto induce una presión adicional sobre las paredes del tanque, cuya distribución es similar a la de la presión hidrostática.

La Sección 4.1.4, ACI 350.3 – 06, indica que este efecto debe ser incluido en el diseño de los componentes del tanque. En ausencia de un análisis más detallado, la aceleración vertical será igual a 2/3 de la aceleración horizontal (b).

La carga hidrostática (q_{hy}) del contenido del reservorio será multiplicada por la aceleración espectral (\ddot{u}_v) para presentar la aceleración vertical.

La presión hidrodinámica será:

$$P_{hy} = \ddot{u}_v q_{hy} \quad (\text{Ec. 70})$$

Dónde:

$$\ddot{u}_v = C_t I \left[\frac{b}{R_i} \right] \geq 0.2S_{DS} \quad (\text{Ec. 71})$$

Una vez obtenidas las fuerzas dinámicas el ACI 350.3 – 06 recomienda la forma en cómo se debe asignar estas cargas distribuidas en la dirección del reservorio.

2.2.11.4. Transferencia de Corte

Según la Sección 5.2.2, ACI 350.3 – 06, Las juntas muro-zapata y muro-cobertura, deben ser diseñadas para las fuerzas de corte sísmico.

Para bases de estanques empotrados el cortante basal sísmico se transmiten parcialmente por membranas de corte (tangencialmente) y la diferencia del corte radial que causa flexión vertical. (Ver Figura 18)

Para reservorios con una razón altura/diámetro de 1:4 (D/HL =4.0) aproximadamente en 20% de la fuerza de corte sísmico se transmite por la reacción radial basal a la flexión vertical.

El 80%, se transmite como un corte de transferencia tangencial Q. Para transmitir este corte tangencial Q, una fuerza distribuida q, se requiere para la interface muro/zapata, donde:

$$q = \frac{Q}{\pi R} \sin\theta \quad (\text{Ec. 72})$$

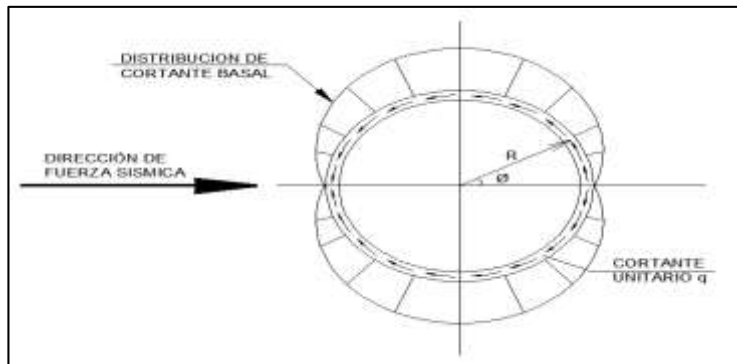


Figura 19. Transferencia de corte

Fuente: ACI 350.3 – 06

El corte máximo tangencial ocurre en un punto del muro del reservorio, orientado en 90 grados según la dirección sísmica de diseño evaluado y está dado por:

$$q_{\max} = \frac{Q}{\pi R} = \frac{0.8V}{\pi R} \quad (\text{Ec. 73})$$

El corte radial es generado por la respuesta a la flexión del muro cercano a la base, por tanto es proporcional a las fuerzas hidrodinámicas como se muestran en la Figura 19.

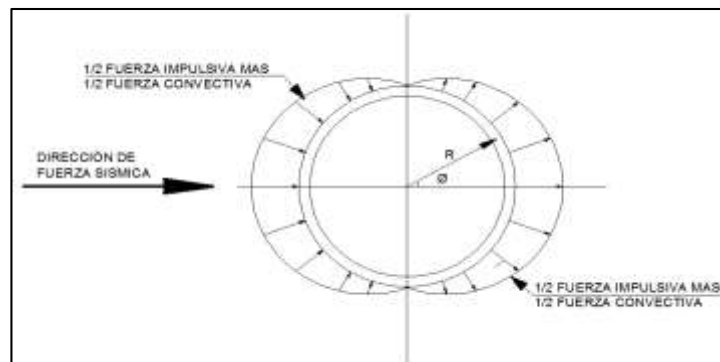


Figura 20. Distribución de Fuerzas Impulsivas y Convectivas

Fuente: ACI 350.3 – 06

2.2.11.5. Esfuerzos

La **Sección 6.2, ACI 350.3 – 06**, indica que los esfuerzos de flexión vertical y esfuerzo de corte en el muro y en la base del muro debido a la acción de las fuerzas laterales sísmicas serán calculados como si fueran shells, usando una distribución de presiones aceptables.

Las fuerzas de membrana hidrodinámica (anillo) en el muro cilíndrico correspondientes a cualquier nivel del líquido, y sobre la base del reservorio serán determinadas por las siguientes ecuaciones:

$$N_y = \sqrt{(N_{iy} + N_{wy})^2 + N_{cy}^2 + N_{hy}^2} \quad (\text{Ec. 74})$$

El esfuerzo del anillo:

$$\sigma_y = \frac{N_y}{12t_w} \quad (\text{Ec. 75})$$

2.2.12. Modelación Computacional mediante el Programa Sap2000

El programa Sap2000 es uno de los softwares líder en la ingeniería estructural. Se pueden analizar cualquier tipo de estructuras con este programa, e incluso diseñar elemento por elemento de manera precisa con los reglamentos más conocidos (ACI En EU, RCDF en México, EUROCODIGO en Europa, etc.).

La primera aproximación a un modelo computacional de los reservorios, se logra mediante el uso de elementos *Shell*, y con la incorporación de parámetros dinámicos aplicables al modelo.

Los elementos *Shell* son elementos área, típicamente triangulares o cuadriláteros (Ver Figura 21) y son utilizados para modelar comportamientos combinados del tipo membrana y placa (flexión). Dado el comportamiento de los reservorios circulares que involucran efectos axiales y flexionantes, los elementos que mejor representan estas características son los *Shell*.

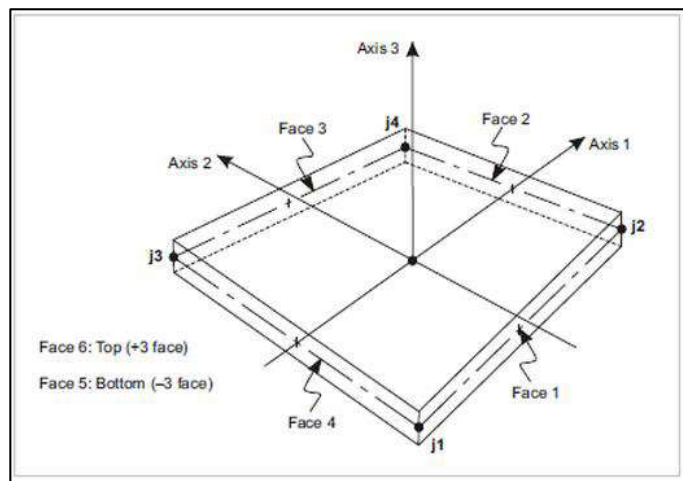


Figura 21. Elemento *Shell*

Fuente: Manual Sap2000

Para calibrar las variables de diseño y modelación en el programa Sap2000, se realizan modelos tridimensionales de los reservorios de estudio mediante la aplicación de elementos *Shell* en las paredes, y una distribución adecuada de las masas que representan los efectos hidrodinámicos del líquido. Los resultados de estos modelos permitirán representar la interacción Fluido – Estructura.

2.2.13. Borde Libre

La altura de desborde del agua debe ser tomada en cuenta para evitar que se generen presiones hidrodinámicas en el techo del reservorio.

El desborde del agua es causado por el desplazamiento vertical del fluido que produce la aceleración horizontal sísmica, S_a .

Según la Sección 7.1, ACI 350.3 – 06, indica que la aceleración sísmica hace que el fluido contenido comience a batirse, con desplazamiento vertical de la superficie del fluido. El desplazamiento vertical máximo (d_{max}) será:

$$d_{max} = \frac{D}{2} C_c I \quad (\text{Ec. 76})$$

El cálculo del borde libre permite que la cubierta no este soportando cargas por acción de la vibración que producen las fuerzas convectivas.

Sin embargo la norma indica que para reservorios con cubiertas no es necesario el cálculo del borde libre por lo que no se realizara el cálculo respectivo.

2.2.14. Parámetros de la Norma E030 – 2014

Los parámetros que definiremos a continuación son aquellas que se comparan con los resultados para verificar la confiabilidad del análisis.

2.2.14.1. Fuerza Cortante Mínima

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

2.2.14.2. Desplazamientos Laterales Relativos Permisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla 13.

Tabla 13. Límites para la distorsión del entrepiso

Límites para la distorsión del entrepiso	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0.0007
Acero	0.0100
Albañilería	0.0050
Madera	0.0100
Edificios de concreto armado de ductilidad limitada	0.0050

Fuente: NTP E030 – 2014

Para realizar la verificación de los resultados con las exigencias de nuestra Norma E030 – 2014, se debe tener en cuenta estos requisitos expuestos. Para nuestro caso que es una estructura de concreto armado debe cumplir que sea menor al Límite para la distorsión establecida y que las fuerzas cortante del análisis estático y dinámico deben diferenciarse según indica el ítem anterior. Una vez verificada se opta por ser concluida la validez del desarrollo.

2.2.15. Elementos Estructurales

Según el Palomino, A. (2014), nos brinda el procedimiento para pre dimensionar todos los elementos estructurales del reservorio según las normas vigentes.

2.2.15.1. Predimensionamiento de la Cúpula Esférica

Es la cobertura de la cuba del reservorio. Donde se analiza, aplicando la Teoría de Membranas, los esfuerzos que se producen en la cúpula con peso propio, la sobrecarga, así como los efectos de flexión producidos en el apoyo.

Se aplicará además un ensanche de la cobertura en el extremo exterior debido a las fuerzas de corte producidas en ese punto.

El Predimensionamiento requerido para el reservorio se debe tener en cuenta lo siguiente:

Cálculo de la Geometría de la Cúpula

Para calcular la geometría de la cúpula como se ve en la Figura 21, deberemos obtener la relación óptima de f/D para domos esféricos del mediante el grafico del ACI-SP-28, *Concrete Thin Shells*.

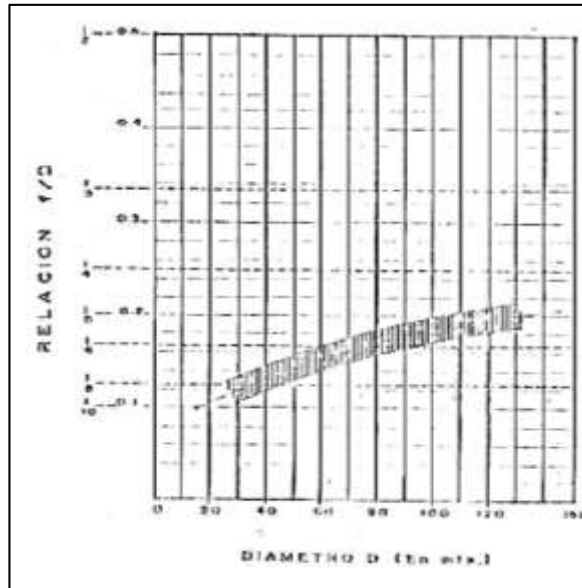


Diagrama 6. Dimensiones óptimas de una cúpula

Fuente: ACI – SP – 28

Como se conoce el diámetro del reservorio despejamos para obtener la flecha (f).

a. Cálculo del radio interno de la cúpula (r_d).

$$\boxed{(r_d - f)^2 = \left(r_d^2 - \frac{D}{2}\right)} \quad (\text{Ec. 77})$$

$$\boxed{r_d = \frac{4f^2 + D^2}{8f}} \quad (\text{Ec. 78})$$

b. Cálculo del ángulo semi central (θ)

$$\boxed{\theta = \sin^{-1}\left(\frac{D}{2r_d}\right)} \quad (\text{Ec. 79})$$

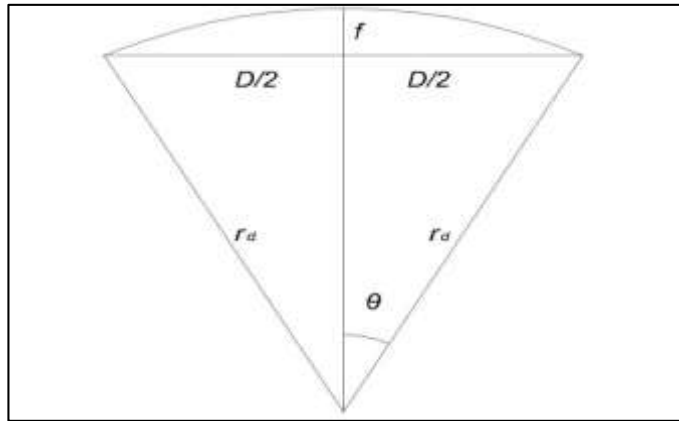


Figura 22. Geometría de la cúpula

Fuente: Elaboración Propia

Cálculo del espesor de la Cúpula

El espesor del domo mediante la ecuación **G-1** en la **Sección G.2.3.1.2, ACI 350-06**. La siguiente expresión permite que el espesor de la resistencia a los esfuerzos de compresión y la protección necesaria ante la corrosión en el refuerzo:

$$h_d = r_d \sqrt{\frac{1.5P_u}{\phi B_i B_c E_c}}, \quad \phi = 0.7 \quad (\text{Ec. 80})$$

Teniendo cada variable la siguiente denominación (Ver Figura 22):

P_u = Presión unitaria de diseño factorada la cúpula

B_i = Factor de reducción del pandeo por imperfecciones geométricas.

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

B_c = Factor de reducción del pandeo por creep, no linealidad y fisuración del concreto.

$$B_c = \begin{cases} 0.44 + 0.003L, & \text{para } 12 \frac{Lb}{ft^2} \leq L \leq 30 \frac{Lb}{ft^2} \\ 0.53, & \text{para } L \geq 30 \frac{Lb}{ft^2} \end{cases}$$

E_c = Módulo de elasticidad del concreto [Lb/in²].

r_d = Radio interno del domo [in].

L = Carga viva sin factorar.

Según el ACI 350-06, el espesor mínimo de los domos corresponde a 3 in o 7 cm:

$$\therefore h_{d-min} = 0.07m.$$

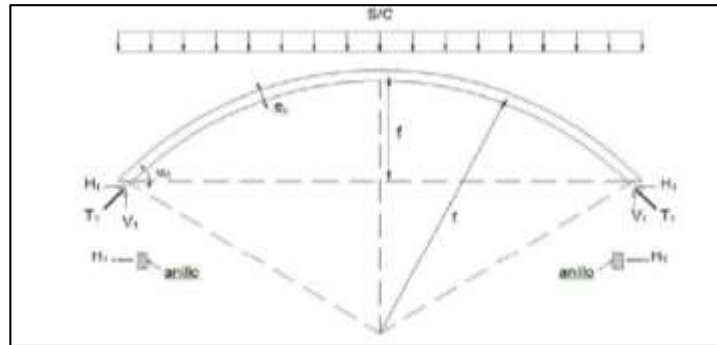


Figura 23. Comportamiento de cargas en cúpula

Fuente: Elaboración Propia

A continuación realizamos el cálculo de las demás variables de la expresión para verificar el cumplimiento del enunciado.

2.2.15.2. Predimensionamiento de la Viga Anillo

Corresponde a la viga necesaria debido a las cargas no verticales producidas por la cúpula esférica por ello se debe

diseñar este elemento para que sea capaz de soportar cargas horizontales. Se verificarán los esfuerzos de tracción en el concreto de la estructura.

Se requiere que este elemento sea de un concreto con una resistencia igual o mayor a la pared cilíndrica ya que va a ir en contacto con el agua y es necesaria una impermeabilidad en dicho elemento.

El Predimensionamiento requerido para el reservorio se debe tener en cuenta lo siguiente:

a. La tensión meridional en la unión del muro con el domo se determina mediante la siguiente expresión:

$$T = \frac{P_u r_d}{1 + \cos \theta} \quad (\text{Ec. 81})$$

b. La tensión anular se obtiene de la componente de la tensión meridional hallada. (Ver Figura 23)

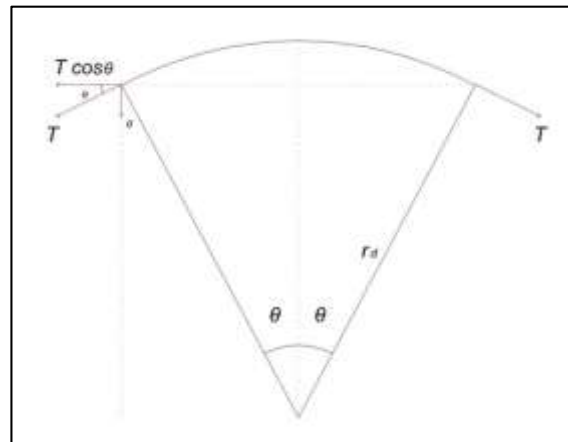


Figura 24. Componentes de la tensión meridional

Fuente: Elaboración Propia

c. Luego la tensión anular en la viga es:

$$T_d = \frac{D}{2} T \cos \theta \quad (\text{Ec. 82})$$

d. Calculamos área de refuerzo requerida para la tensión hallada mediante la siguiente expresión:

$$A_{st} = \frac{T_b}{\phi f_y}, \quad \phi = 0.9 \quad (\text{Ec. 83})$$

e. Hallamos el área de acero:

$$A_c = \frac{T_d}{f_r} - (n - 1)A_{st}, \quad f_r = 2\sqrt{f'_c}, \quad n = \frac{E_c}{E_s} \quad (\text{Ec. 84})$$

2.2.15.3. Predimensionamiento de la Pared Cilíndrica

Corresponde al muro del reservorio la cual va a soportar la presión del líquido contenido, para ello se diseñará por flexión y al igual que todos los elementos en contacto con el agua se considerará una resistencia de $f'_c=280 \text{ Kg/cm}^2$ como mínimo según alcances de la ACI 350 – 06.

El Predimensionamiento requerido para el reservorio se debe tener en cuenta lo siguiente:

Las dimensiones mínimas que debe tener un muro se describen en la sección 14.5.3 y 14-6 del ACI 350 – 06.

Para muros portantes:

$$t = \text{máx} \left(\frac{H}{25}; 20 \right) [cm] \quad (\text{Ec. 85})$$

Para muros no portantes:

$$t = \text{máx} \left(\frac{H}{30}; 15 \right) [cm] \quad (\text{Ec. 86})$$

El espesor mínimo de muros convencionales reforzados colados in-situ que están en contacto con líquidos y tienen una altura menor a 3mts debe ser de 30cm (Sección 14.6.2, ACI 350 – 06).

2.2.15.4. Predimensionamiento de la Cimentación

Corresponde a una losa de fondo de tipo platea con zapata continua de borde en forma de anillo circular de concreto armado que servirá como base de apoyo de la pared cilíndrica.

El Predimensionamiento requerido para el reservorio se debe tener en cuenta lo siguiente:

a. Predimensionamiento de la Zapata

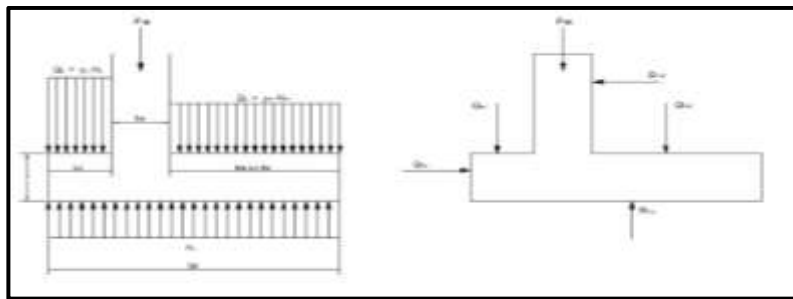


Figura 25. Cargas Verticales y Horizontales de Servicio.

Fuente: Elaboración Propia

La profundidad de la zapata se determinará por la recomendación del EMS. El ancho de la Zapata se determina determinando el Peso Total entre la Capacidad

Portante del Suelo (q_s). Las ecuaciones estarán en la sección del diseño de la cimentación

b. Predimensionamiento de la Losa

El ACI 350 – 06 en su Apéndice H.3 nos proporciona valores del espesor apoyadas directamente sobre el suelo. Este es el caso de la losa de fondo que en su mayor parte, estará sometida a esfuerzos de compresión. El espesor mínimo debe ser:

$$hs = \begin{array}{ll} \text{Losas con una capa de refuerzo,} & 4in \\ \text{Losas con refuerzo preesforzados,} & 5in \\ \text{Losas con dos capas de refuerzo,} & 6in \end{array}$$

2.2.16. Diseño Estructural

El propósito del diseño es el de lograr una probabilidad aceptable de que la estructura que se vaya a construir no sufra deterioro alguno, de tal suerte que éstos desmeriten el uso para el cual fue destinada o que inclusive pudiesen provocar el colapso de la misma.

Habrá que diseñar los reservorios de tal suerte que se evite la presencia de fugas. Por consiguiente, se emplearán procedimientos de diseño que eliminen las grietas u otras fuentes potenciales de aquellas. Si bien, para estos propósitos es importante una práctica constructiva correcta y adecuada y habrán de emplearse materiales con la calidad especificada.

2.2.16.1. Refuerzo Mínimo, para Contracción y Temperatura

De conformidad con el ACI 318 – 95, el refuerzo mínimo en cualquier sección sujeta a flexión será igual a:

$$A_{s,\min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

(Ec. 87)

Teniendo cada variable la siguiente denominación:

- b** = Ancho unitario.
- d** = Peralte efectivo.
- f_c'** = Resistencia a compresión del concreto.
- f_y** = Resistencia a la fluencia del acero.

Enseguida se transcriben los requisitos del **subcapítulo 7.12, de ACI 318 – 95**, aplicables a los reservorios:

Para los esfuerzos de contracción y temperatura, es necesario proporcionar refuerzo normal al refuerzo para flexión en las losas estructurales, donde el refuerzo a flexión se extienda en una sola dirección.

El área mínima de refuerzo para temperatura y fraguado se proporcionará de conformidad con las siguientes relaciones de área de refuerzo al área bruta del concreto, pero no menor a 0.0014.

- a. Las losas donde se utilice acero de refuerzo de grados 40 o 50: 0.002.
- b. Las losas donde se utilice acero de refuerzo de grado 60: 0.0018.

2.2.16.2. Acciones Permanentes

a. Carga Muerta

Se considerará el peso de los elementos estructurales e instalaciones hidráulicas que constituyen el reservorios.

La E-020 del reglamento nacional de construcción suministrar valores de los pesos volumétricos de los materiales empleados, para calcular el peso propio de los elementos que son parte del reservorio.

Las cargas permanentes incluirán los pesos de las tuberías y válvulas de gran diámetro, tomando en cuenta el tamaño, número y el espaciamiento de los tubos, incluyendo las cargas reales y tomando en consideración las ampliaciones planeadas.

2.2.16.3. Acciones Variables

a. Carga de la Presión de Agua

La altura del nivel de agua que se considerará en el diseño será hasta el nivel de vertido de excedencias.

Para valuar las deformaciones en la estructura y en la cimentación, se supondrá que el depósito está lleno al 70% de su capacidad, cuando se trate de depósitos de reservorios de regulación y 100% en los depósitos para el proceso de potabilización y tratamiento.

b. Carga de la Presión de Suelo

Los estudios de geotecnia establecerán los coeficientes para los empujes de suelos en el sitio donde se vayan a construir los depósitos.

En el caso de los depósitos enterrados o semienterrados, para el diseño de los muros exteriores se tomarán en cuenta los empujes activos del suelo y las posibles sobrecargas en éstos, debidas por ejemplo, a vehículos pesados en la proximidad del depósito.

En el diseño de las vigas y trabes se utilizarán los pesos reales de los equipos, incluyendo los efectos de las cargas móviles.

c. Carga Viva en la Cubierta

En los reservorios apoyados sobre el nivel del terreno, la carga viva en la cúpula se tomará igual o mayor a 50kg/m².

d. Otras Cargas Variables

Otros valores de las cargas vivas para los cambios de temperatura podrán tomarse cuando las variaciones durante las estaciones sean considerables.

2.2.16.4. Acciones Accidentales

e. Carga por Sismo

Se ha comprobado que durante los sismos, los reservorios que contienen algún fluido pueden fallar y derramar el líquido contenido.

La E- 030 suministra información en cuanto a los coeficientes sísmicos y los espectros de diseño aplicables, de conformidad con la sismicidad local y las características del suelo donde se construyan los reservorios.

Para su análisis sísmico, los reservorios de agua potable se deberán considerar como estructuras esenciales, es decir, pertenecientes a la categoría "A"

Al proyectar los reservorios para resistir las acciones sísmicas, se deberá tomar en cuenta la masa hidrodinámica del líquido contenido.

Cuando se considere el efecto DCL sismo simultáneamente con el peso del agua, se supondrá que el depósito está lleno al 100% de su capacidad. En los tanques de regulación se considerará el 80% de su capacidad.

La **presión hidrodinámica** deberá incluir las **presiones impulsivas**, así como las **convectivas**.

En los reservorios cerrados se efectuará el diseño tomando en cuenta un borde libre, el cual evite que el oleaje provocado por el sismo sobrecargue la losa de cubierta, mediante el golpeteo del agua al chapotear sobre la cara inferior de dicha cúpula. Además, el diseño sísmico de los reservorios deberá incluir los efectos sísmicos de las presiones del suelo exterior al reservorio y las cargas muertas de la estructura.

2.2.16.5. Métodos de Diseño

Para el diseño de miembros de concreto armado existen dos métodos aceptados en la práctica. Ambos son aplicables para el diseño de los reservorios. El primero de ellos, que se basa en el criterio de resistencia última, utiliza cargas factoradas, las resistencias especificadas del acero y del concreto f_y y f'_c , y factores de reducción de la resistencia. El segundo es el método alternativo de diseño, el cual emplea cargas de servicio y esfuerzos de trabajo.

El diseñador puede optar por cualquiera de los dos métodos para el proyecto de los depósitos que se cubren en este tratado. Ambos requieren limitaciones especiales para su

empleo en el diseño de los reservorios para el almacenamiento de agua potable, con objeto de que éstos sean resistentes a la filtración del agua y de asegurarles una prolongada vida útil.

a. Requisitos de Resistencia

Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencia de diseño, por lo menos iguales a las resistencias requeridas, calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas. En toda sección de los elementos estructurales deberá cumplirse:

Tabla 14. Combinaciones de Carga

COMBO	D	F	H	E*	L	Lr
C1	1.4	1.4	-	-	-	-
C2	1.2	1.2	1.6	-	1.6	0.5
C3	1.2	-	-	-	1	1.6
C4	1.2	-	-	1	1	-
C5	0.9	-	-	1	-	-
C6	0.9	1.2	0.6	1	1	1

Fuente: ACI 350 – 06

Teniendo cada variable la siguiente denominación:

- D** = Carga Muerta
- F** = Carga de Agua
- H** = Carga por Presión de Suelo
- E*** = Carga Sísmicas
- L** = Carga Viva
- Lr** = Sobre Carga de Techo

b. Factores de Reducción de Resistencia.

Se usaran las indicas en la Sección 9.3.2 de la NTP E060:

Flexión sin carga axial: 0.90.

Cortante y torsión: 0.85.

Aplastamiento en el concreto: 0.70.

c. Requisitos para Deflexiones

a) Los elementos de concreto armado que estén sujetos a flexión, se diseñarán con una rigidez tal que se limiten las deflexiones o deformaciones que afecten adversamente la resistencia o las condiciones de servicio de la estructura de la cual forman parte.

b) Cuando el depósito esté cubierto o cuando existan circunstancias especiales que requieran limitar las deflexiones, será aceptable una relación $l / 250$, donde “ l ” es e claro del elemento estructural.

c) Al revisar la deflexión de un muro, es importante considerar el grado de empotramiento de la base. Cuando un muro esté cimentado en un suelo que permita la rotación, deberá calcularse la deflexión del muro tomando en cuenta el efecto de dicha rotación además de la deflexión normal debida a la carga lateral.

d. Requisitos para Agrietamiento

El control del agrietamiento en las estructuras de los reservorios de agua potable, es un requisito primordial para evitar la filtración del agua, por lo que se establecen límites estrictos para el agrietamiento y el ancho permisible de las grietas.

La filtración de adentro hacia afuera y viceversa del agua clara o contaminada, debe evitarse a toda costa para proteger la salud del público.

Se habrá satisfecho el estado límite de agrietamiento, si el ancho superficial de las grietas no resulta mayor al valor especificado, de conformidad con el grado de exposición a que estará sujeta la estructura y que el proyectista habrá previamente establecido para cada elemento.

Los anchos de las grietas se limitarán de tres maneras diferentes:

a) Distribuyendo el refuerzo de tal manera que se formen un cierto número de grietas muy finas, en vez de pocas grietas de un grosor que pueda resultar excesivo. Esto se logra distribuyendo varillas de diámetros pequeños en el refuerzo principal, en vez de un área igual de diámetros mayores.

b) Limitando la separación de las varillas de refuerzo en las zonas de momentos máximos.

2.2.16.6. Diseño de la Cúpula Esférica

Para el cálculo de la cobertura se analizara (aplicando la teoría de membranas) los esfuerzos que se producen en la cúpula con peso propio, la sobrecarga, así como los efectos de flexión producidos en el apoyo.

Teniendo cada variable la siguiente denominación:

F₁₁ = Fuerza en la dirección de los paralelos.

F22 = Fuerza en la dirección del meridiano.

a. El cálculo del refuerzo de acero en dirección de meridiano y en dirección paralelo se determinan de con las siguientes expresiones:

$$A_{s \min} = \rho_{\min} b h_d \quad (\text{Ec. 91})$$

$$A_s = \frac{F}{f_s} \quad (\text{Ec. 92})$$

Teniendo cada variable la siguiente denominación:

f_s = Resistencia del Acero permisible a tensión.

ρ_{min} = 0.0035, Refuerzo mínimo para cargas según reglamento.

b = Ancho Unitario, 1.00m.

h_d = Espesor de la Cúpula Esférica.

b. Se verifica el Esfuerzo del Concreto en Tracción de la cúpula con la expresión del Esfuerzo del Concreto en Tracción Normado, de cumplirse determina al refuerzo como el acero mínimo.

$$\sigma_c = \frac{F}{h_d} \quad (\text{Ec. 92})$$

$$\sigma_{ct} = 0.9\sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec. 93})$$

c. Diseño del Ensanche de Borde de Cúpula

Las deformaciones del borde de la cúpula debidas a los esfuerzos de membrana, en general son incompatibles con

los alargamientos del anillo, por lo que dan lugar a esfuerzos de flexión que tomaremos en cuenta las cúpulas de dimensiones importantes; no obstante siempre es conveniente engrosar un poco el espesor de la cúpula en las proximidades de sus bordes. (Ver Figura 26).

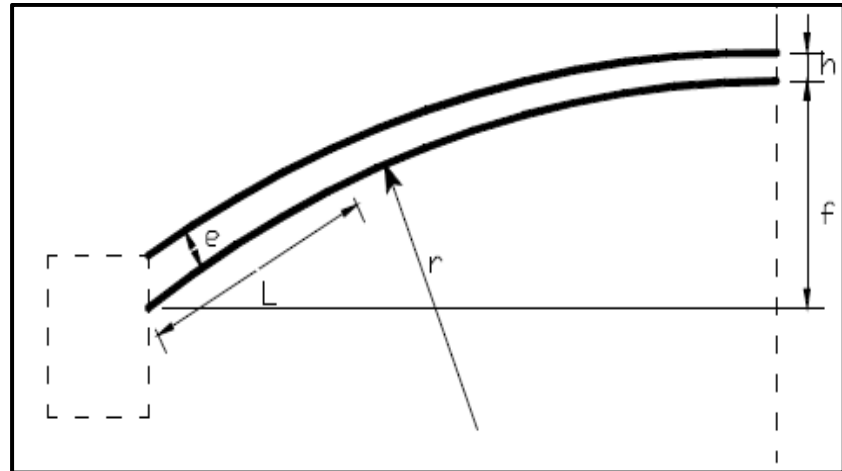


Figura 26. Ensanche de Cobertura

Fuente: Elaboración Propia

Siendo las siguientes expresiones:

$$L = 16h, e = 2h$$

(Ec. 94)

2.2.16.7. Diseño de la Viga Anillo

La cúpula es un casquete de superficie esférica en cuyo paralelo de borde sea $\phi < 90^\circ$, los esfuerzos de membrana F_{11} son las fuerzas de tracción que soporta la viga, y no son verticales, por este motivo es necesario disponer de una viga de borde circular que sea capaz de absorber la componente horizontal de los esfuerzos en el meridiano F_{11} .

Teniendo cada variable la siguiente denominación:

F11 = Fuerza en la dirección de los meridianos.

a. El cálculo del refuerzo de acero se determina de la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{T}{f_s} \quad (\text{Ec. 93})$$

A_{smin} Ver (E. 87)

Siendo:

$$f_s = 0.5f_y \quad (\text{Ec. 94})$$

b. Verificación del Esfuerzo de Tracción del Concreto.

Se compara lo siguiente; $\sigma_{ct} \leq 2\sqrt{f'_c}$

$$\sigma_{ct} = \frac{T}{(A_c + (n-1)A_s)} \quad (\text{Ec. 95})$$

Esfuerzo Maximo de Tracción del Concreto

$$2\sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec. 96})$$

De cumplir el enunciado considera un refuerzo de estribo mínimo de Varillas de 3/8" @ 20.00 cm

2.2.16.8. Diseño de la Pared Cilíndrica

Se realizan los diseños por Tracción y Flexión:

Diseño por Tracción

Se hallara la Fuerza F11 (N_{θ}) de las Paredes Cilíndricas a diferentes alturas del muro para distribuir mejor el refuerzo.

a. Se utiliza la Ecuación 93 para el cálculo del Acero.

Diseño por Flexión

Se hallara el Momento M22 (M_{ϕ}) de las Paredes Cilíndricas:
Se realizara el diseño de la pared cilíndrica en el Estado Elástico Agrietado:

b. Para determinar el Área de acero es:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} \quad (\text{Ec. 97})$$

c. Para determinar el esfuerzo permisible del acero a la compresión:

$$f_s = 0.6 f_y \quad (\text{Ec. 98})$$

d. Para determinar la fuerza de inercia j y la constante K será:

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (\text{Ec. 99})$$

$$k = \frac{1}{\frac{1+f_s}{n \times f_c}} \quad (\text{Ec. 100})$$

e. Para determinar la relación entre los módulos de elasticidad (n) se divide entre E_c y E_s .

2.2.16.9. Diseño de la Cimentación

Este elemento corresponde al diseño del refuerzo de la zapata corrida las cargas transmitidas por el muro y la losa de cimentación la cual se encarga del peso del fluido.

a. Se verifica la capacidad de soporte del suelo.

$$\sigma_{adm} = \frac{P}{A_z} \quad (\text{Ec. 101})$$

$$A_z = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} \quad (\text{Ec. 102})$$

$$d = \sqrt{D^2 - \frac{4}{\pi} A_z} \quad (\text{Ec. 103})$$

b. Para el cálculo del refuerzo de la zapata corrida se debe considerar lo siguiente:

Calculo del Acero Horizontal Radial inferior y superior.

$$A_s = \frac{M_u}{f_s \times j \times d} \quad (\text{Ec. 104})$$

Calculo del Acero por Tracción.

$$As = \frac{T_U}{f_s}$$

(Ec. 105)

c. Para el cálculo del refuerzo de la losa de fondo se debe considerar lo siguiente:

Calculo del Acero Horizontal Circunferencial inferior y superior.

Calculo del Peralte a la compresión.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M}{0.85 f'_c \beta \phi}}$$

(Ec. 106)

Calculo del área de acero.

$$As = \frac{M}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

(Ec. 107)

Calculo del área de acero mínimo.

$$A_{smin} = 0.0018bd$$

(Ec. 108)

El procedimiento de diseño estructural se realiza una vez analizado en las diferentes modelaciones computacionales para como resultados las respuestas antes los efectos ya mencionados anteriormente. Las fórmulas de nuestra Norma E060 y otros métodos nos ayudaran a obtener aquel refuerzo necesario que resistas los efectos que no pueda soportar el concreto. En el desarrollo de la tesis obtendremos el cálculo de todos nuestros elementos.

2.3. Definiciones Conceptuales

- a. **Presiones hidrostáticas:** es la presión o fuerza que el peso de un fluido en reposo puede llegar a provocar. Se trata de la presión que experimenta un elemento por el sólo hecho de estar sumergido en un líquido.

- b. **Presiones hidrodinámicas:** la presión que un fluido (agua o aire, por ejemplo) ejerce sobre un cuerpo que se desplaza en su seno. Para cuerpos romos (no fuselados), la presión hidrodinámica se calcula mediante la fórmula siguiente (que se deduce a partir del Principio de Bernoulli).

- c. **Modo de vibración Impulsivo:** componente hidrodinámica asociada a la suposición que una porción del líquido se mueve rígidamente con el reservorio.

- d. **Modo de vibración Convectivo:** componente hidrodinámica asociada al oleaje de la superficie libre del líquido.

- e. **Método estático:** Sustituye la fuerza sísmica lateral por una fuerza estática equivalente. Con él la estructura se diseña para resistir una fuerza aplicada en el terreno igual al constante C_s , coeficiente de diseño sísmico, y se multiplica por el peso total de la estructura.

- f. **Método de Dinámico:** O análisis modal, permite la determinación de la respuesta de la estructura, diseñada estáticamente bajo la acción de una fuerza dinámica. Con ello se puede valorar la seguridad de esa respuesta y, de ser necesario, modificar el diseño de la edificación para satisfacer el comportamiento que busca en una estructura en tales

acciones. En este método existen dos maneras de encontrar el espectro de respuesta de la estructura: el método elástico e inelástico

- g. Análisis Estructural:** Se refiere al uso de las ecuaciones de la resistencia de materiales para encontrar los esfuerzos internos, deformaciones y tensiones que actúan sobre una estructura resistente, como edificaciones o esqueletos resistentes de maquinaria. Igualmente el análisis dinámico estudiaría el comportamiento dinámico de dichas estructuras y la aparición de posibles vibraciones perniciosas para la estructura.
- h. Diseño Estructural:** Se realiza a partir de un adecuado balance entre las funciones propias que un material puede cumplir, a partir de sus características naturales específicas, sus capacidades mecánicas y el menor costo que puede conseguirse. El costo de la estructura siempre debe ser el menor, pero obteniendo el mejor resultado a partir de un análisis estructural previo.
- i. Concreto Armado:** Es la combinación de materiales que formen el concreto reforzado con varillas de acero que juntas permitan que se obtengan las propiedades requeridas según el diseño, los cuales que con el pasar del tiempo obtengan la capacidad de resistir las fuerzas de compresión, tracción y flexión.
- j. Elementos Estructurales:** Corresponde a aquellos elementos diseñados independientemente para soportar las fuerzas que actúan por interacción de los mismos y fuerzas externas.

2.4. Formulación de Hipótesis

2.4.1. Hipótesis General

Al diseñar la estructura de un reservorio circular apoyado de concreto armado para la zona de Cajamarquilla en Lurigancho se cumplen los parámetros de la propuesta de norma E030 -2014.

2.4.2. Hipótesis Específicas

- a. Al aplicar métodos que se usen para el diseño estructural de un reservorio circular apoyado de concreto armado se cumplan con los parámetros de la propuesta de Norma E030 – 2014 del reglamento nacional de edificaciones.
- b. Proponiendo criterios para el desarrollo del método de diseño empleado se cumplen con los parámetros de la propuesta de Norma E030 – 2014, para la zona de Cajamarquilla.

2.4.3. Variables

- a. **Variable Independiente.-** Diseño estructural de reservorios circulares de concreto armado para la zona de Cajamarquilla en Lurigancho.
- b. **Variable Dependiente.-** El cumplimiento de los parámetros de la propuesta de Norma E030 -2014.

2.4.4. Definición Conceptual de las Variables

- a. **Definición Conceptual de la Variable Independiente.-** Proceso creativo que usa la ciencia, conocimientos de los principios de estática, dinámica, mecánica de sólidos, análisis estructural, etc.; y experiencia en resolver un problema con el fin de que exista una obra.
- b. **Definición Conceptual de la Variable Dependiente.-** La Norma E030 – 2014 Sismorresistente del Reglamento Nacional de

Edificaciones, la cual otorga parámetros que varían en relación a sus anteriores ediciones.

2.4.5. Operacionalización de las Variables

- a. **Operacionalización de la Variable Independiente.-** La estructura, que sea segura y que cumpla su propósito (requisitos de diseño).
- b. **Operacionalización de la Variable Dependiente.-** La forma de diseño estructural.

CAPÍTULO III DISEÑO METODOLÓGICO

3.1. Tipo de la Investigación

Cualitativo, ya que consta analizar los métodos de diseño de reservorios existentes verificando con la propuesta de Norma E030 – 2014.

Correlacional, porque el procedimiento de diseño estructural, será medido por los parámetros de la propuesta de Norma E030 – 2014.

3.2. Diseño de la Investigación

Es de tipo **experimental**, porque el procedimiento será en laboratorio y los datos serán facilitados de norma, manuales y planos ya existentes, y **experimental puro**, porque el procedimiento de diseño será realizado con diversos tipos métodos.

3.3. Variables

3.3.1. Variable Independiente

Diseño Estructural

Tipo cualitativo - ordinal

Índices:

- a. Cargas de Diseño: viva, muerta, sismo, etc.
- b. Tipo de Suelo.
- c. Ubicación de la Estructura.
- d. Importancia de uso de la Estructura.
- e. Método de diseño de los elementos de la estructura, por flexión, por compresión, por torsión.
- f. Propiedades del fluido contenido.
- g. Propiedades de los elementos estructurales: Resistencia a la compresión del concreto, Resistencia a la fluencia del acero, etc.

- h. Normas Técnicas Peruanas E020, E030, E050 y E060.
- i. Estándar ACI 350.3-06.
- j. Estándar AISCE/SEI 07-10.

3.3.2. Variable Dependiente

Parámetro de la propuesta de Norma E030 – 2014

Tipo cualitativo - ordinal

Índices:

- a. Cargas de Diseño: viva, muerta, sismo, etc.
- b. Tipo de Suelo.
- c. Ubicación de la Estructura.
- d. Importancia de uso de la Estructura.
- e. Método de diseño de los elementos de la estructura, por flexión, por compresión, por torsión.
- f. Propiedades del fluido contenido.
- g. Propiedades de los elementos estructurales: Resistencia a la compresión del concreto, Resistencia a la fluencia del acero.
- h. Normas Técnicas Peruanas E020, E030, E050 y E060.
- i. Estándar ACI 350.3-06
- j. Estándar AISCE/SEI 07-10

CAPÍTULO IV PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Propiedades y Predimensionamiento

Determinaremos las dimensiones iniciales de cada elemento estructural de nuestro reservorio denominado RAP 02, en ella se consideraran todas las propiedades y características que mostraremos a continuación:

4.1.1. Propiedades y Características Generales

Se presentan las propiedades de los materiales, características geométricas y características del fluido. (Ver Tabla 14, Tabla 15 y Tabla 16):

Tabla 15. Propiedades de los Materiales

Descripción	Símbolo	Unidad	Valor
Peso volumétrico del concreto	γ_c	kgf / m ³	2,400.00
Resistencia del concreto	f'_c	kgf / cm ²	280.00
Resistencia del acero	f_y	kgf / cm ²	4,200.00
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	kgf / cm ²	250,998.01
Módulo de elasticidad del acero	E_s	kgf / cm ²	2,100,000.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 16. Características Geométricas

Descripción	Símbolo	Unidad	Valor
Diámetro interior	D	m	12.00
Altura de la pared	H_w	m	5.81
Altura del líquido	H_L	m	5.31

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 17. Características del Fluido

Descripción	Símbolo	Unidad	Valor
Volumen	V	M3	600.00
Peso específico del agua	γ_{liquido}	Kg/m3	1000.00

Fuente: Elaboración Propia

4.1.2. Cargas en la Cúpula

Se realizó un Metrado de cargas para determinar posteriormente las dimensiones iniciales para la cúpula.

Tabla 18. Cargas en la Cúpula Esférica

Descripción	Símbolo	Unidad	Valor
Peso Propio	D	kg/m2	168.00
Carga Viva	L	kg/m2	50.00
Carga Muerta	CM	kg/m2	100.00

Fuente: Elaboración Propia

$$P_u = 401.6 \text{ kg/m}^2 \quad \text{Ver Ec. 70}$$

4.1.3. Cálculo del Predimensionamiento de la Cúpula Esférica

Se desarrollara según lo indicado anteriormente, calculando la geometría y el espesor de la cúpula:

a. Cálculo de la flecha de la cúpula.

$$f = 1.5 \quad \text{Ver Diagrama 6}$$

b. Cálculo del Radio interno de la Cúpula (r_d):

$$r_d = 13.09 \text{ m} \quad \text{Ver Ec. 78}$$

c. Cálculo del Angulo Semi central (θ) del arco que forma la cúpula con la estructura.

$$\theta = 28.0725^\circ \quad \text{Ver Ec. 79}$$

d. Cálculo del Espesor de la cúpula.

$$h_d = 0.1 \text{ m} \quad \text{Ver Ec. 80}$$

4.1.4. Cálculo del Predimensionamiento de la Viga Anillo

a. Tensión meridional entre el muro y la cúpula

$$T = 2720.21 \text{ kg} \quad \text{Ver Ec. 81}$$

b. Tensión anular de la viga:

$$T_d = 14401.12 \text{ kg} \quad \text{Ver Ec. 82}$$

c. El área de refuerzo requerida:

$$A_{st} = 3.81 \text{ cm}^2 \quad \text{Ver Ec. 83}$$

$$n = 8.125 \quad \text{Ver Ec. 84}$$

$$A_c = 403.18 \text{ cm}^2 \quad \text{Ver Ec. 84}$$

Las dimensiones de la viga o anillo circular, se hallan del área de acero.

$$B = 0.40 \text{ m}$$

$$H = 0.40 \text{ m}$$

4.1.5. Cálculo del Predimensionamiento de la Pared Cilíndrica

Por ser una estructura circular, se consideran muros portantes por lo tanto el espesor del muro (t) es:

$$t = 0.25 \text{ m} \quad \text{Ver Ec. 85}$$

4.1.6. Cálculo del Predimensionamiento de la Cimentación

Al ser una losa con 2 capas de refuerzo, según el ACI 350-06 en el apéndice H.3, nos pide un espesor mínimo de 6in, por lo tanto el espesor de losa (e), será:

$$e = 0.15 \text{ m}$$

4.2. Determinación de los Parámetros Sísmicos

Se determinan los Parámetros Sísmicos según como se expuso anteriormente en las bases teóricas:

4.2.1. Según la Norma E030 – 2014

Se determina la Categoría de Edificio, el Tipo de Zonificación y los Parámetros de Sitio:

Categoría del Edificio	A	U	1.50
Zonificación	4	Z	0.45
Parámetros de Sitio	S₀	T_p	0.30
		T_l	3.00
		S	0.80

4.2.2. Según la Norma ACI 350.3 – 06

Se determina el coeficiente de Modificación de Respuesta obtenida de la Tabla 7.

Fuerza Impulsiva **R_{wi} 2.00**
(Enterrado - Base fija o articulada)

Fuerza Convectiva **R_{wc} 1.00**
(Base fija o articulada)

4.3. Procedimiento de Análisis por el Método Estático

Se desarrolla los cálculos respectivos para el Método Estático según como se expuso anteriormente en las bases teóricas.

4.3.1. Cálculos de las Cargas Sísmicas de Diseño

Se determinan los cálculos de los Pesos a considerar en el análisis:

a. Cálculo del Peso de la Pared Cilíndrica

$$W_w = 165.59 \text{ ton} \quad \text{Ver Ec. 14}$$

b. Cálculo del Peso de la Cúpula

$$W_r = 27.90 \text{ ton} \quad \text{Ver Ec. 15}$$

c. Cálculo del Coeficiente de Masa Efectiva ϵ

$$\epsilon = 0.6693 \quad \text{Ver Ec. 16}$$

d. Cálculo del Peso Dinámico Efectivo de la Pared Cilíndrica

$$W_e = 138.34 \text{ ton} \quad \text{Ver Ec. 17}$$

e. Cálculo del Peso Total del Líquido Almacenado

$$W_L = 600.54 \text{ ton} \quad \text{Ver Ec. 18}$$

f. Cálculo de la razón Factor de Masa Impulsiva

$$W_i/W_L = 0.49 \quad \text{Ver Ec. 19}$$

g. Cálculo de la razón Factor de Masa Convectiva

$$W_c/W_L = 0.48 \quad \text{Ver Ec. 20}$$

h. Cálculo del Peso Equivalente de la Componente Impulsiva

$$W_i = 294.85 \text{ ton} \quad \text{Ver Ec. 18 y 19}$$

i. Cálculo del Peso Equivalente de la Componente Convectiva

$$W_c = 289.00 \text{ ton} \quad \text{Ver Ec. 18 y 20}$$

4.3.2. Cálculos de las Alturas a los Centro de Gravedad

Se optó por las expresiones del CASO 1; se excluirán las presiones en la base dado que el reservorio es apoyado.

Las consideraciones a tomar son; H_L 5.31 m y la relación $D/H_L = 2.6$

a. Cálculo de la Altura de la Fuerza Impulsiva

$$h_i / H_L = 0.375 \quad \text{Ver Ec. 22}$$

$$h_i = 1.99 \text{ m}$$

b. Cálculo de la Altura de la Fuerza Convectiva

$$h_c / H_L = 0.59 \quad \text{Ver Ec. 23}$$

$$h_c = 3.12 \text{ m}$$

4.3.3. Cálculos de las Propiedades Dinámicas

Se determinan los cálculos de los Periodos de la Masa Impulsiva y Convectiva para el análisis:

a. Cálculo de los factores de amplificación de espectro C_i , C_w para la masa impulsiva

$$C_w = 0.157 \quad \text{Ver Ec. 30}$$

$$C_i = 0.321 \quad \text{Ver Ec. 29}$$

b. Cálculo de la Frecuencia de la Masa Impulsiva

$$\omega_i = 195.41 \text{ rad/seg} \quad \text{Ver Ec. 28}$$

c. Calculo del Periodo de la Masa Impulsiva

$$T_i = 0.032 \text{ seg} \quad \text{Ver Ec. 27}$$

d. Calculo del Coeficiente definido para la Masa Convectiva

$$\lambda = 5.781 \quad \text{Ver Ec. 33}$$

e. Calculo de la Frecuencia de la Masa Convectiva

$$\omega_c = 1.67 \text{ rad/seg} \quad \text{Ver Ec. 32}$$

f. Cálculo del Periodo de la Masa Convectiva

$$T_c = 3.76 \text{ seg} \quad \text{Ver Ec. 31}$$

4.3.4. Cálculos de los Factores de Amplificación Espectral C_i , C_c y C_t

Con la propuesta de Norma E030, no se puede hallar los valores S_s y S_1 que son factores de sitio para poder determinar el periodo corto de la zona como indica el método de la Norma ACI 350.3 – 06, por lo que nos basaremos en la Norma ASCE/SEI 07 – 2010, que para encontrar los periodos debemos entrar a una base de datos en la siguiente página web www.geohazards.usgs.gov/designmaps/ww, para lo cual necesitaremos las coordenadas del reservorio.

a. Coordenadas UTM, obtenidas del Google Earth:

Coordenada X	=	292071.348
Coordenada Y	=	86756848.838
Zona	=	18L
Hemisferio		Sur

b. Coordenadas geográficas:

Longitud	=	-76.90956042559651
Latitud	=	-11.973579646710363

Obteniéndose los siguientes resultados:

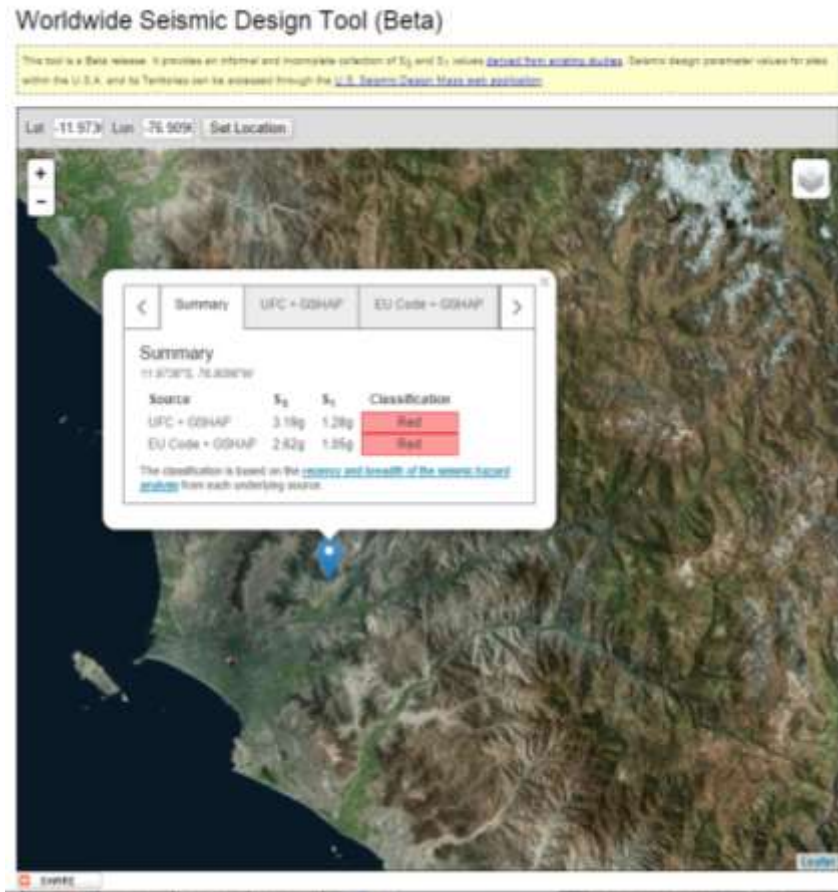


Figura 27. Valores S_s y S_1

Fuente: Elaboración Propia

Siendo los resultados poco confiables, por presentarse como clasificación roja y además son valores muy altos para un tipo de suelo rígido donde predomina solamente roca.

Por ser poco confiables los resultados se utilizará propuesta de un espectro de sismo al 1% de probabilidad de excedencia en 50 años, que fue realizada con la norma ASCE/SEI 07.

$$S_s = 1.98 \quad \text{Ver Tabla 11}$$

$$S_1 = 0.81 \quad \text{Ver Tabla 12}$$

$$S_s = 0.80 \quad \text{Ver Tabla 11}$$

$$S_1 = 0.80 \quad \text{Ver Tabla 12}$$

- c. Cálculo de la Aceleración de Diseño pero Periodo corto SDS y para el Periodo de 1 segundo SD1:

$$S_{Ds} = 1.056 \text{ g} \quad \text{Ver Ec. 40}$$

$$S_{D1} = 0.432 \text{ g} \quad \text{Ver Ec. 41}$$

$$T_s = 0.41 \text{ s} \quad \text{Ver Ec. 39}$$

4.3.5. Cálculos de los Factores de Amplificación Espectral C_i , C_c y C_t

- a. Cálculo de la Amplificación Espectral Convectiva, siendo la condición; $T_c > 1.6T_s$:

$$C_c = 0.178 \quad \text{Ver Ec. 43}$$

- b. Cálculo de la Amplificación Espectral Impulsiva, siendo la condición; $T_i \leq T_s$:

$$C_i = 1.056 \quad \text{Ver Ec. 37}$$

- c. Cálculo de la Amplificación Espectral Vertical, siendo la condición; $T_v \leq T_s$:

$$C_t = 1.056 \quad \text{Ver Ec. 44}$$

4.3.6. Cálculos de las Presiones Sísmicas sobre la Base

Se desarrollan los cálculos de las Fuerzas Dinámicas Laterales y la Cortante Basal Total como se detallan en las bases teóricas.

a. Calculo de las Fuerzas Dinámicas Laterales

$$P_w = 109.56 \text{ ton} \quad \text{Ver Ec. 46}$$

$$P_r = 22.10 \text{ ton} \quad \text{Ver Ec. 47}$$

$$P_i = 233.52 \text{ ton} \quad \text{Ver Ec. 48}$$

$$P_c = 77.51 \text{ ton} \quad \text{Ver Ec. 49}$$

b. Calculo de la Cortante Basal Total

$$V = 373.32 \text{ ton} \quad \text{Ver Ec. 50}$$

4.4. Procedimiento de Análisis por el Método Dinámico

Se desarrolla los cálculos respectivos para el Método Dinámico según como se expuso anteriormente en las bases teóricas.

4.4.1. Determinación del Espectro de Respuesta

Para determinar el Espectro de Respuesta inelástica que necesitamos para asignarla en la modelación del reservorio se optó inicialmente elaborarse por la Norma ASCE/SEI 7 – 2010, con los parámetros sísmicos antes mencionados puesto que son los mismos.

Tener en cuenta que en el desarrollo de este modelo el amortiguamiento del movimiento Convectivo es del orden de 0.5 a 2% comparado con el 5% asumido para el movimiento Impulsivo. Notar que el ítem a. de las Bases de Diseño de la sección 15.7.2 del ASCE/SEI 7 - 2010 indica que la componente de fuerza Convectiva debe tomarse con un amortiguamiento del 0.5%. Esto requiere la multiplicación del coeficiente de aceleración espectral de diseño S_{D1} por 1.5.

Obtenido el espectro, este nos dio resultados por lo que se optó por el espectro según la Norma ACI 350.3 – 06 como se muestra (Ver Figura 29 y Figura 30).

4.4.1.1. Espectro de respuesta para Masa Impulsiva por Norma ASCE/SEI 07 – 2010:

Se muestra el espectro de respuesta inicial considerando la Masa Impulsiva. (Ver Figura 28)

T (s)	Sa/g
0.00	0.317
0.02	0.433
0.04	0.549
0.06	0.665
0.08	0.781
0.10	0.792
0.12	0.792
0.14	0.792
0.16	0.792
0.18	0.792
0.20	0.792
0.25	0.792

T (s)	Sa/g
0.30	0.792
0.35	0.792
0.40	0.792
0.45	0.720
0.50	0.648
0.55	0.589
0.60	0.540
0.65	0.498
0.70	0.463
0.75	0.432
0.80	0.405
0.85	0.381

T (s)	Sa/g
0.90	0.360
0.95	0.341
1.00	0.324
2.00	0.162
3.00	0.108
4.00	0.061
5.00	0.039
6.00	0.027
7.00	0.020
8.00	0.015
9.00	0.012
10.00	0.010

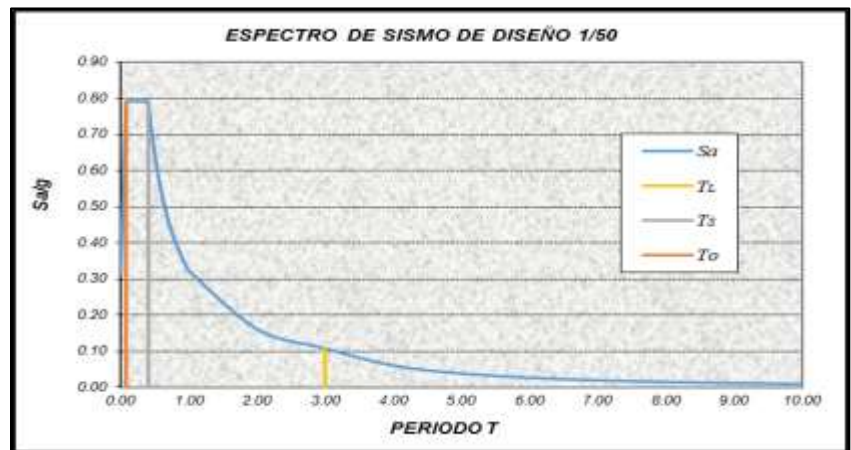


Figura 28. Espectro de Masa Impulsiva del ASCE/SEI 07

Fuente: Elaboración Propia

4.4.1.2. Espectro de respuesta para Masa Convectiva por norma ASCE/SEI 07 - 2010

Se muestra el espectro de respuesta inicial considerando la Masa Convectiva. (Ver Figura 29)

T (s)	Sa/g
0.00	0.422
0.02	0.577
0.04	0.732
0.06	0.887
0.08	1.042
0.10	1.056
0.12	1.056
0.14	1.056
0.16	1.056
0.18	1.056
0.20	1.056
0.25	1.056

T (s)	Sa/g
0.30	1.056
0.35	1.056
0.40	1.056
0.45	0.960
0.50	0.864
0.55	0.785
0.60	0.720
0.65	0.665
0.70	0.617
0.75	0.576
0.80	0.540
0.85	0.508

T (s)	Sa/g
0.90	0.480
0.95	0.455
1.00	0.432
2.00	0.216
3.00	0.144
4.00	0.081
5.00	0.052
6.00	0.036
7.00	0.026
8.00	0.020
9.00	0.016
10.00	0.013

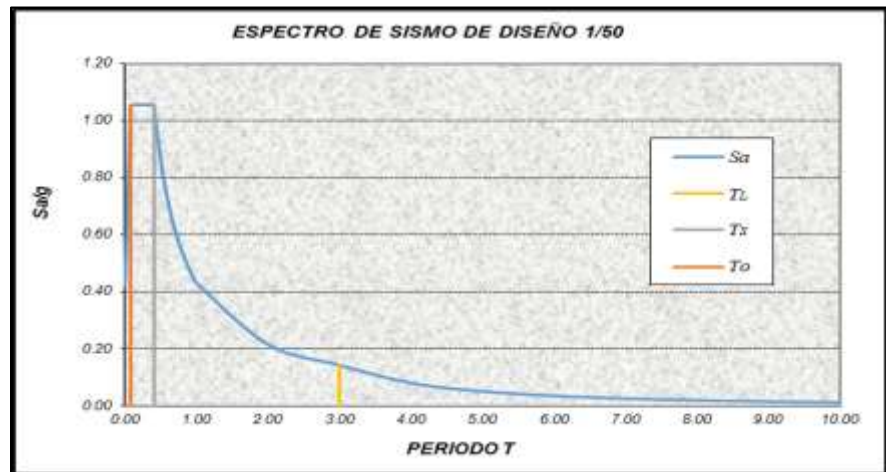


Figura 29. Espectro de Masa Convectiva del ASCE/SEI 07.

Fuente: Elaboración Propia

4.4.1.3. Espectro de respuesta para Masa Impulsiva por la Norma ACI- 350.3 – 06

Se muestra el espectro de respuesta utilizado en la modelación del reservorio, considerando la Masa Impulsiva. (Ver Figura 30).

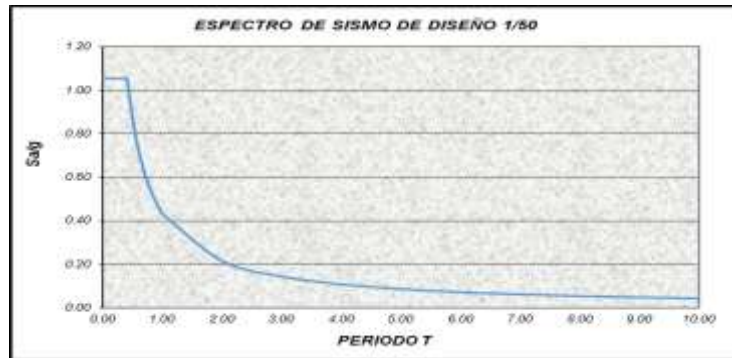


Figura 30. Espectro de Masa Impulsiva del ACI 350.3-06

Fuente: Elaboración Propia

4.4.1.4. Espectro de respuesta para Masa Convectiva por la Norma ACI-350.3 – 06

Se muestra el espectro de respuesta utilizado en la modelación del reservorio, considerando la Masa Impulsiva. (Ver Figura 31).

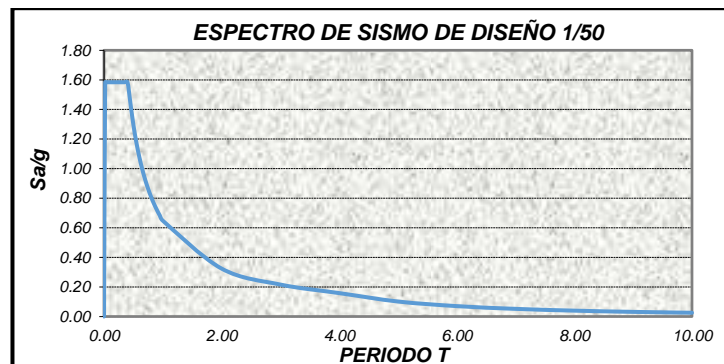


Figura 31. Espectro de Masa Convectiva del ACI 350.3-06

Fuente: Elaboración Propia

4.4.2. Cálculo de la Distribución de Fuerzas Dinámicas

Se calcula las fuerzas dinámicas a distintas distancias de la pared y en la dirección del movimiento sísmico. (Ver Tabla 19).

Tabla 19, Distribución de Fuerzas Dinámicas

Y(m)	P_{wy} (t/m)	P_{iy} (t/m)	P_{cy} (t/m)	P_{vy} (t/m)	P_y (t/m)
5.81	0.500	0.18	0.79	-0.26	1.08
5.23	0.500	0.45	0.73	0.04	1.20
4.65	0.500	0.72	0.68	0.35	1.44
4.07	0.500	0.99	0.62	0.66	1.74
3.49	0.500	1.26	0.57	0.96	2.09
2.91	0.500	1.53	0.51	1.27	2.45
2.32	0.500	1.80	0.45	1.58	2.83
1.16	0.500	2.35	0.34	2.19	3.61
0.58	0.500	2.62	0.29	2.50	4.00
0.00	0.500	2.89	0.23	2.80	4.40

Fuente: Elaboración Propia

Cada fuerza dinámica fue analizada y relacionada con las formulas expuestas anteriormente en las bases teóricas para así poder realizar una combinación modal de todos estos efectos mediante la SRSS también definida anteriormente.

4.5. Modelo Computacional

Mediante el software Sap2000 se empezara a modelar el reservorio apoyado, se asignaran las cargas calculadas anteriormente de los métodos estático y dinámico para posteriormente obtener como resultados los esfuerzos máximos y mínimos de la combinación de ambos métodos.

a. Inicialmente se realiza el modelo de la estructura del reservorio tomando en cuenta sus dimensiones, material y restricciones en la

base; las paredes del reservorio son definidas mediante un mallado “grueso” que en este primer modelo es de 12 divisiones en altura y 74 divisiones radiales. (Ver Figura 32)

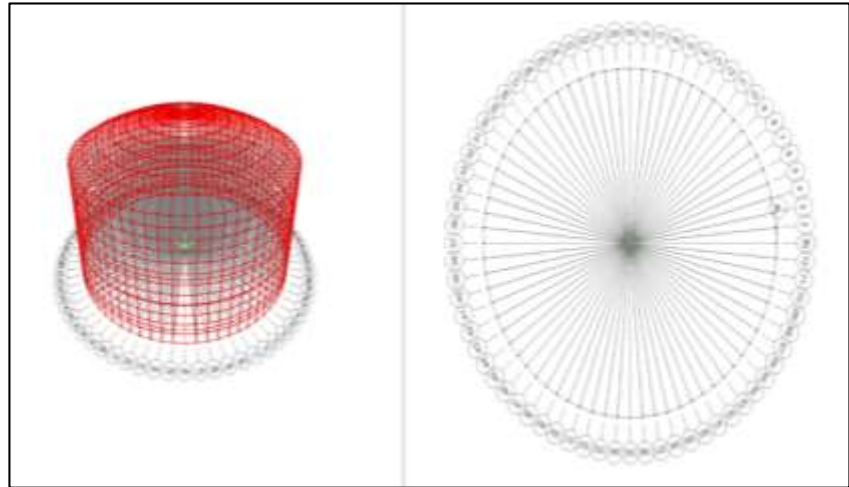


Figura 32. Modelo en Sap2000

Fuente: Elaboración Propia

b. Se definen los materiales, acero de refuerzo $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ y concreto $f'_c = 280\text{kg/cm}^2$, como también las secciones área (losa, cúpula y muro) y la sección frame (viga).

c. La distribución de las componentes de masa hidrodinámica convectiva e impulsiva obedece las bases de estudio correspondientes a los efectos hidrodinámicos según Housner, y los procedimientos de la Norma.

d. La masa convectiva W_c , asociada al oleaje de la parte superior del líquido contenido, se ubica a su altura correspondiente h_c sobre la base (Ver Figura 33), y para representar los efectos oscilatorios convectivos, se une la masa convectiva desde el centro del cilindro hacia las paredes y mediante el modelo de resortes se coloca la

rigidez tal que se alcance el periodo convectivo del oleaje del líquido. Para esto, en el programa Sap2000, se debe modificar el módulo de elasticidad del material, en un proceso de prueba y error, hasta lograr ajustar la respuesta modal convectiva.

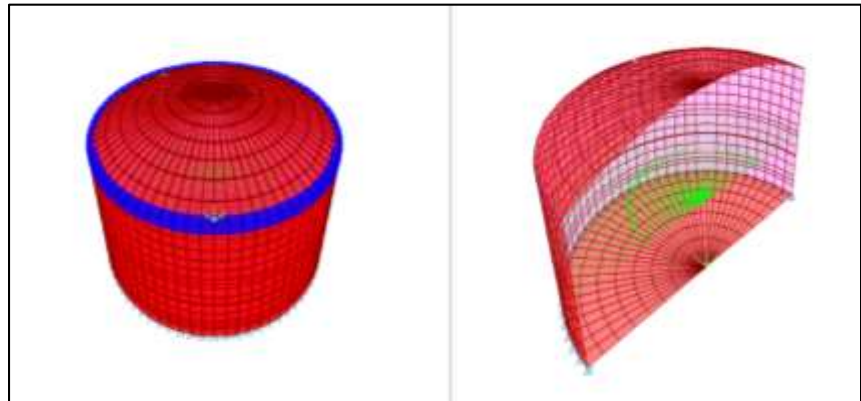


Figura 33. Ubicación de la Componente Convectiva y Asignación de Resortes.

Fuente: Elaboración Propia

e. Definimos *Load Patterns* (Ver Figura 34), considerando la cortante impulsiva estática y convectiva como cargas de sismo, usando coeficientes, y las cargas de peso propio (muerta), presión de suelo, agua y peso de agua y losa (*Superdead*).

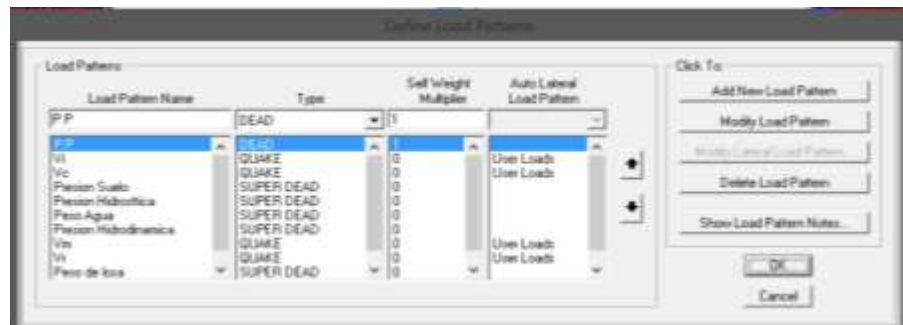


Figura 34. Definimos las de Cargas Estáticas.

Fuente: Elaboración Propia

f. Asignamos las cargas laterales estáticas halladas en el método estático, las fuerzas impulsivas y convectivas a la altura de sus masas, mientras que las fuerzas laterales de la cúpula y el muro al centro de masa vertical de éstas. (Ver figuras 35, 36, 37 y 38)

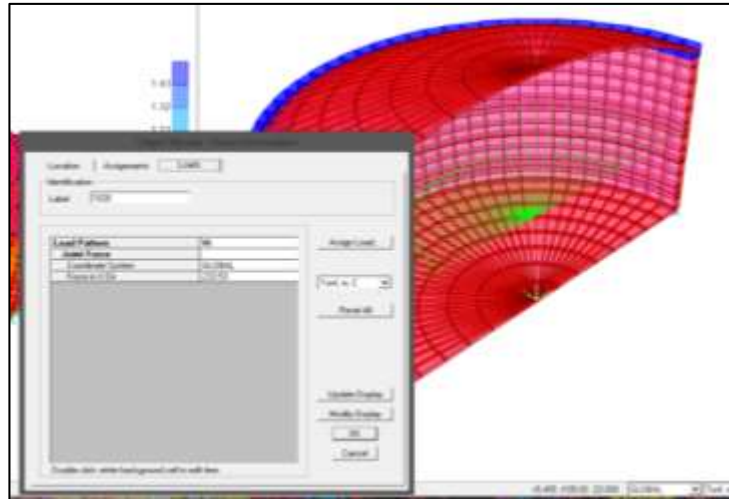


Figura 35. Asignación de Carga Estática Impulsiva.

Fuente: Elaboración Propia

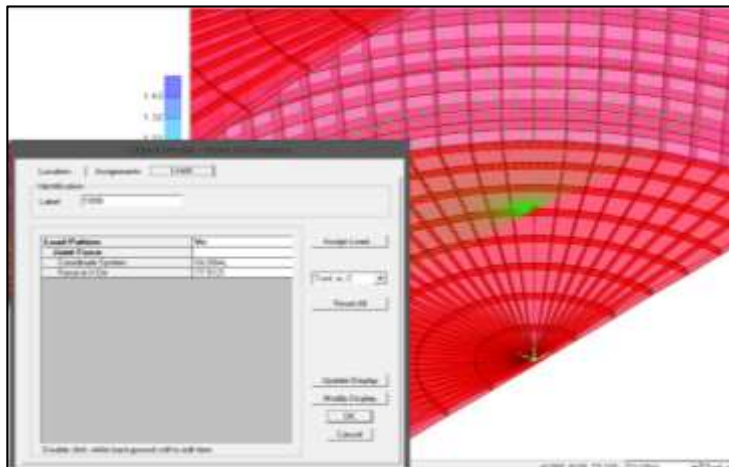


Figura 36. Asignación de Carga Estática Convectiva.

Fuente: Elaboración Propia

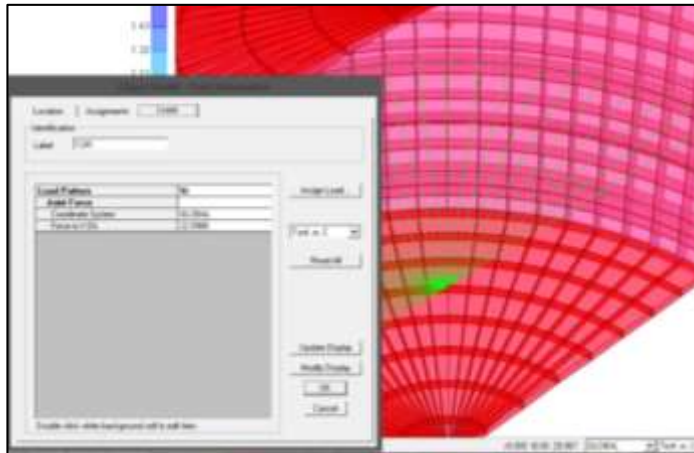


Figura 37. Asignación de Carga Estática de la Cúpula.

Fuente: Elaboración Propia

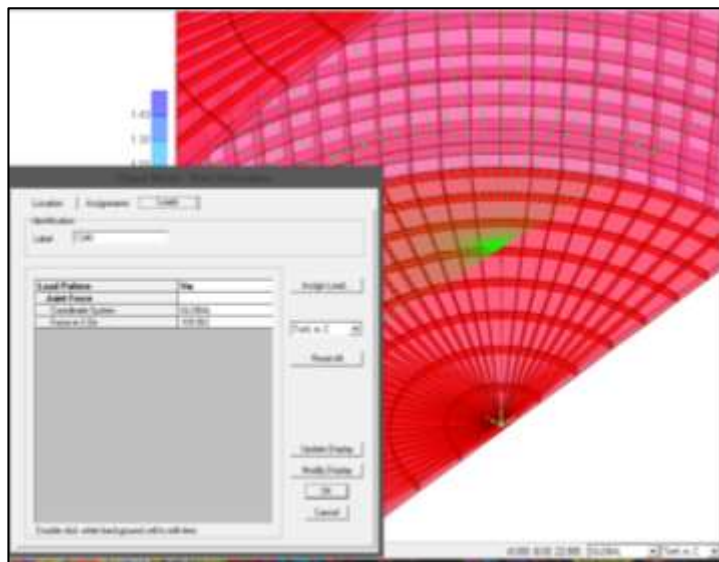


Figura 38. Asignación de Carga Estática del Muro.

Fuente: Elaboración Propia

g. Definimos de las ecuaciones de Housner, la rigidez del componente convectivo, para definirlo en el programa. (Ver Ec. 03)

h. Para el componente Convectivo del RAP – 02 se obtiene un $K_c = 74,087.23$, que se debe dividir entre el número de resortes colocados en el programa (72) obteniéndose un $K_{ic} = 1.0289$, (Ver Figura 39).



Figura 39. Asignación del coeficiente de rigidez del Componente Convectivo.

Fuente: Elaboración Propia

i. Mientras que la componente convectiva se dibuja a una altura, antes hallada, de 1.99m, y ya q su comportamiento es igual que el del tanque se considera un diafragma rígido. (Ver Figura 40).

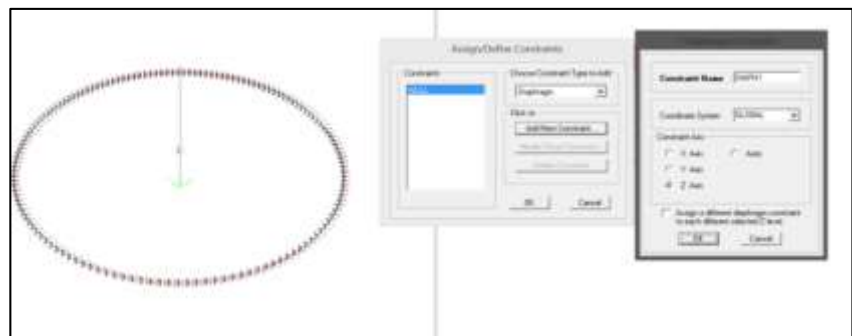


Figura 40. Asignación diafragma rígido en la altura Impulsiva.

Fuente: Elaboración Propia

j. Verificando se colocan las presiones de agua que será la altura del líquido por el peso específico del agua, como se muestra a continuación (Ver Figura 41).

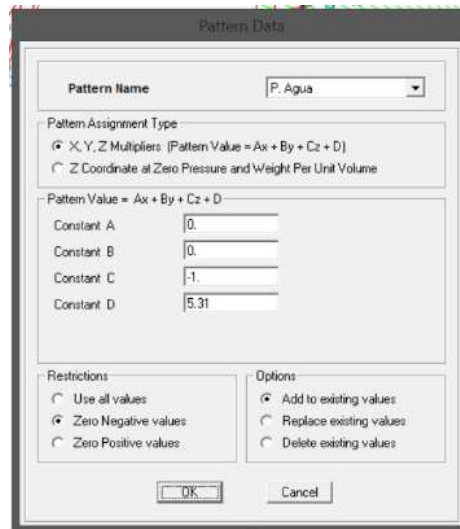


Figura 41. Asignación de cargas de agua

Fuente: Elaboración Propia

k. La losa de fundación es sometido al peso del agua, en este caso $5.31\text{m} \times 1000\text{Kg}/\text{m}^3 = 5.31 \text{ Ton}/\text{m}^2$, y el peso propio (Ver Figura 42), ya que la losa se diseñó para q el programa la considere con peso y masa 0, para poder obtener las fuerzas laterales impulsivas y dinámicas más cercanas. Se debe colocar también un resorte que se hallará con la capacidad a la resistencia de compresión del suelo ($8\text{Kg}/\text{cm}^2$) con lo que se obtiene un coeficiente de balastro de $8\text{Kg}/\text{cm}^3$ como se muestra en la Tabla 1, obtenido de Winkler.

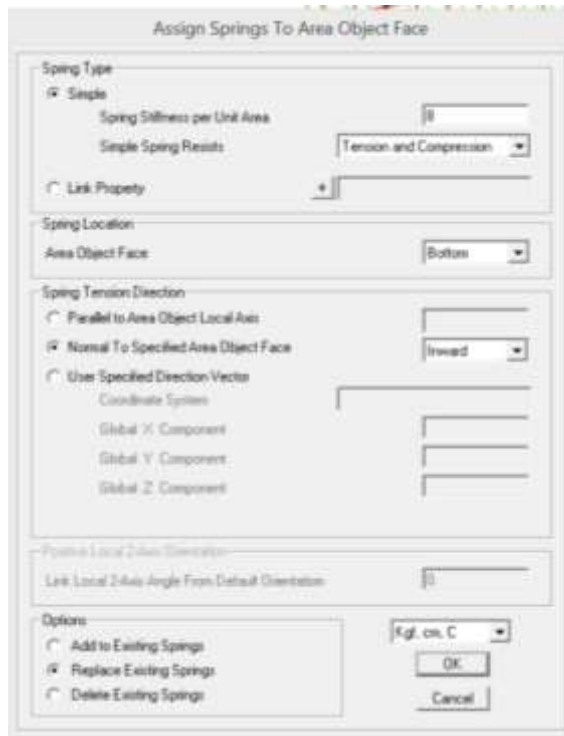


Figura 42. Asignación del Coeficiente de Balasto

Fuente: Elaboración Propia



Figura 43. Asignación de la cargas de la losa

Fuente: Elaboración Propia

- I. Se asigna la Carga de Techo, $L_r = 50 \text{ kg/m}^2$, según la NTP E020. (Ver Figura 44).

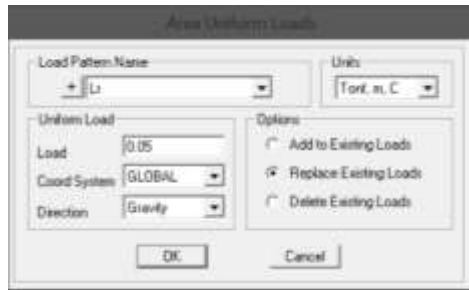


Figura 44. Asignación de carga viva al techo

Fuente: Elaboración Propia

m. Asignamos las cargas hidrodinámicas (Ver Figura 46 y 47), calculadas anteriormente del archivo en Excel adjunto, la cuales combinadas representan lo siguiente (Ver Figura 45).

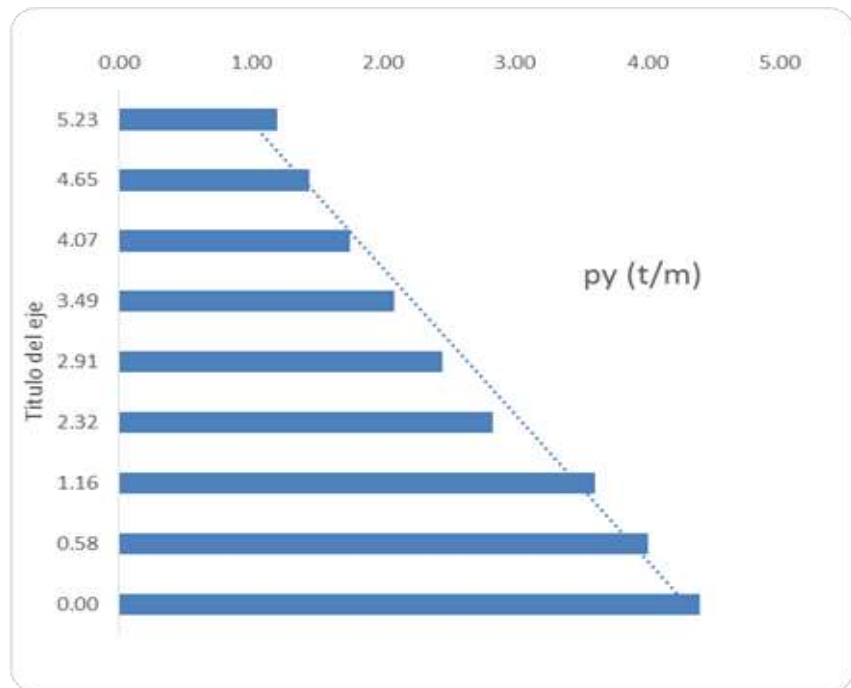


Figura 45. Combinación de las Cargas Dinámicas.

Fuente: Elaboración Propia

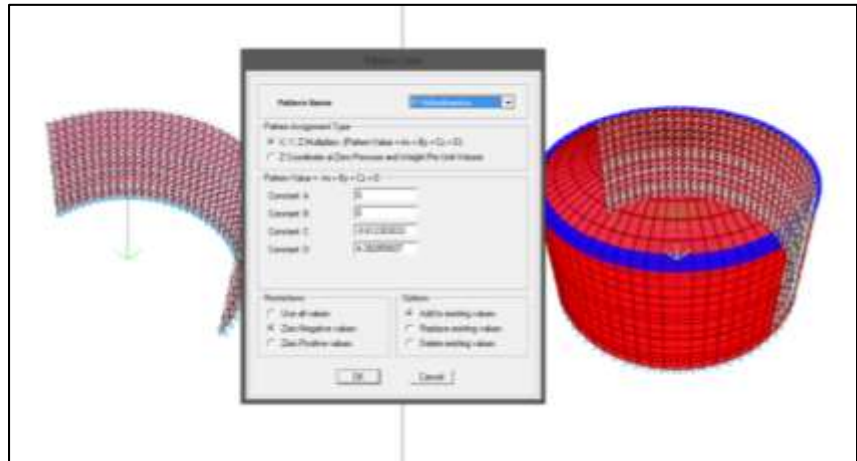


Figura 46. Ecuación de la Combinación Dinámica.

Fuente: Elaboración Propia

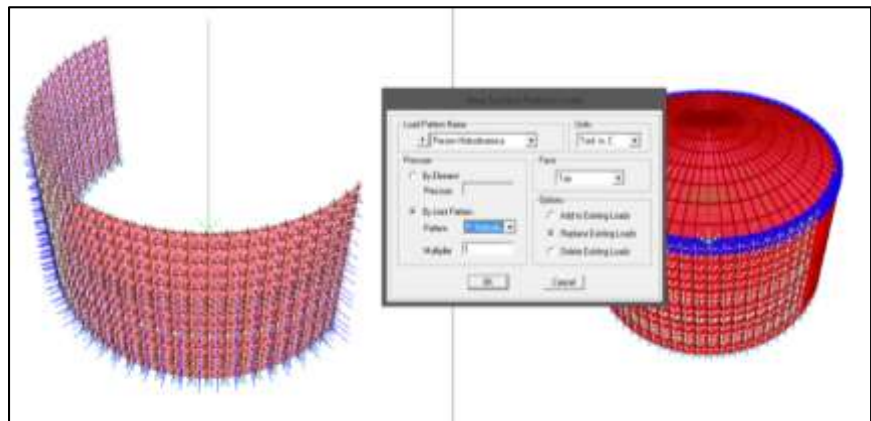


Figura 47. Asignación de las cargas Hidrodinámicas

Fuente: Elaboración Propia

n. Definimos y asignamos nuestros espectros de respuesta, antes obtenidos, multiplicados por la gravedad en las dos direcciones, 9.80 en XX y 2.94 en YY.

o. Para el diseño usaremos el espectro generado por la norma ACI 350.3 – 06, ya que nos da más valores de cortante basal más elevados que el de la norma ASCE/SEI 07 – 2010. (Ver Figura 47)

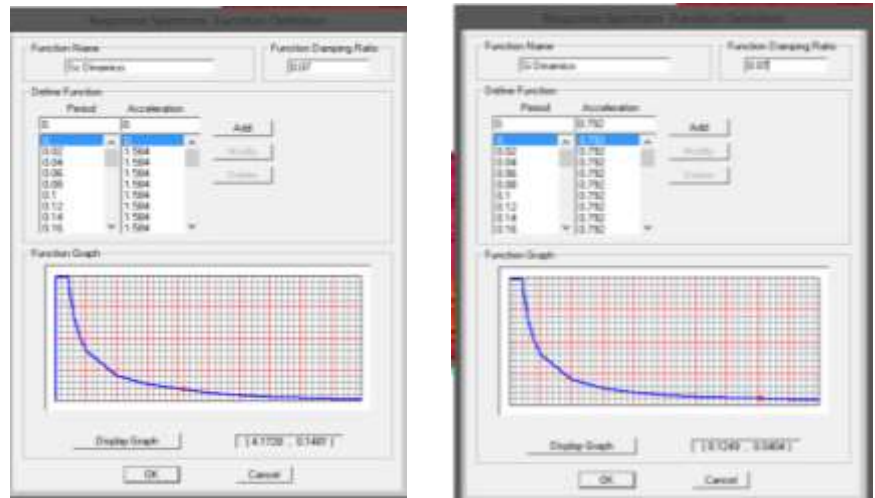


Figura 48. Asignación del Espectro de Respuesta.

Fuente: Elaboración Propia

p. Se definen en el software las Combinaciones de Carga del ACI 350 – 06 visto anteriormente en la Tabla 14.

q. Adicionalmente se creara el combo envolvente, con todos las combinaciones ya mencionadas en forma *envelope* para así determinar obtener los esfuerzos máximos y mínimos que se presentan en el reservorio.

r. Las cargas de agua serán la suma de las cargas hidrostáticas, hidrodinámicas y el peso del agua.

4.6. Análisis e Interpretación de los Resultados

Los analizaran cada resultado obtenido del análisis del reservorio y obtendremos los datos necesarios para realizar el diseño y el detalle del refuerzo final.

4.6.1. Desplazamientos

El desplazamiento lateral se realiza con los efectos sísmicos sobre la estructura. Se observa que el desplazamiento espectral con la malla

de elementos finitos actual es de 0.03cm para una altura de 5.81m obteniendo una distorsión de 0.0001 siendo el permitido de 0.007, por lo tanto cumple. (Ver Figura 49)

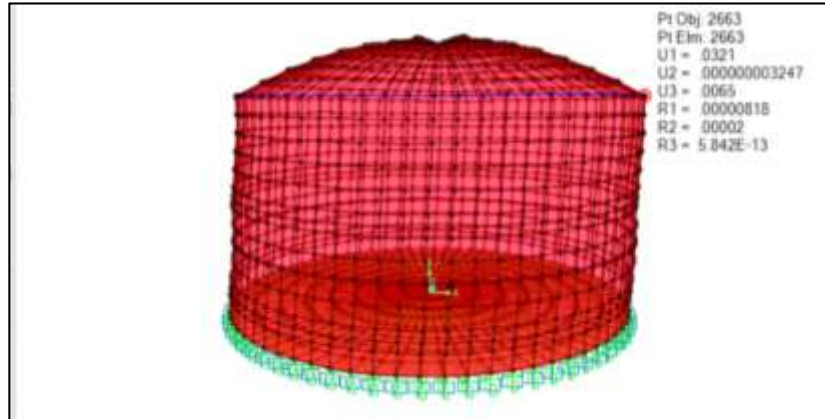


Figura 49. Desplazamiento Horizontal en dirección XX

Fuente: Elaboración Propia

El máximo desplazamiento vertical 0.0975cm (ver Figura 50). Para consideraciones de limitar las vibraciones verticales, un criterio conservador de deflexión es dividir la longitud del elementos entre 700. Así tendríamos los siguientes:

$$L/700 = 1200/700 = 1.71 \text{ cm} \geq 0.09 \text{ cm}$$

Por lo tanto, con la estructuración planteada tenemos la seguridad que no tendremos vibraciones verticales de entrepiso no deseadas, producidas por cargas estáticas.

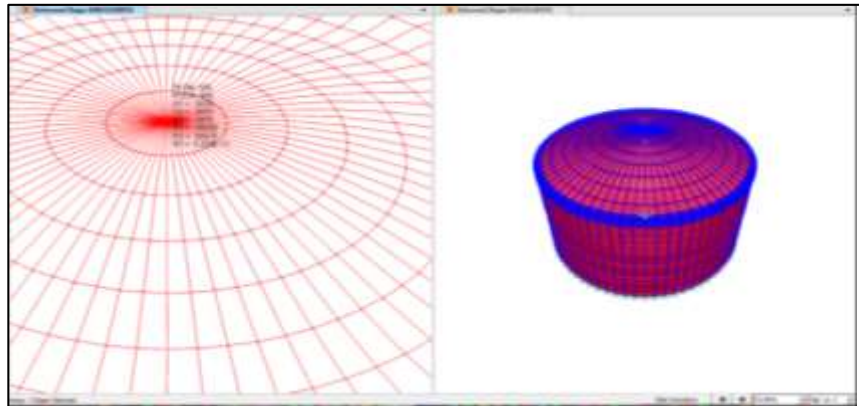


Figura 50. Desplazamientos Verticales por Envolvente

Fuente: Elaboración Propia

4.6.2. Cortantes Basales

Las Cortantes Basales en la base por el método estático y método dinámico (*GlobalFx*), son similares. (Ver Figura 51).

Output Case Test	Case Type Test	Step Type Test	GlobalFX Tont	GlobalFY Tont	GlobalFZ Tont	GlobalMX Tont	GlobalMY Tont	GlobalMZ Tont
SIMC	Combination	Max	338.4117	0.0000011	0.0002545	0.00048	1576.88967	0.00102
SMD DYNAMIC	Combination	Min	-338.4117	-0.0000011	-0.0002545	-0.00048	-1576.88967	-0.00102
SMD STATIC	Combination	Max	373.3272	0.0000001218	9.852E-14	0.00000002547	790.36002	0.0000001485
SMD STATIC	Combination	Min	-373.3272	-0.0000001218	-9.852E-14	-0.00000002547	-790.36002	-0.0000001485

Figura 51. Cortantes en la bases, por método estático y dinámico

Fuente: Elaboración Propia

4.6.3. Fuerzas Meridianas y Paralelas por envolvente en la cúpula

La fuerza resultante por envolvente en el paralelo es de 3.80 Ton,(Ver Figura 52) , mientras que la máxima fuerza en el meridiano de la cúpula es de 1.53Ton. (Ver Figura 53)

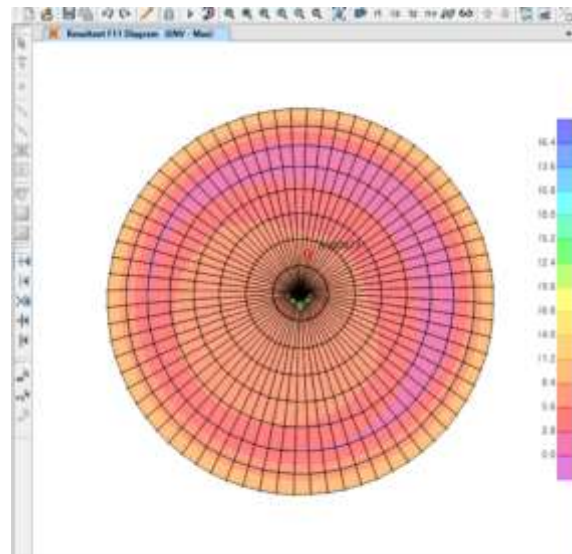


Figura 52. Fuerzas 1-1 o en paralelo de la cúpula.

Fuente: Elaboración Propia

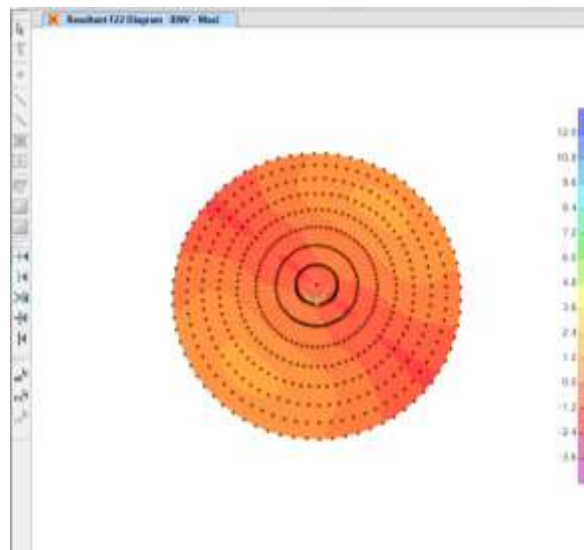


Figura 53. Fuerzas 2-2 o meridianas de la cúpula.

Fuente: Elaboración Propia

4.6.4. Fuerzas Axial por Envolvente en la Viga

La fuerza axial por envolvente es de 13.7 Ton (Ver Figura 54).

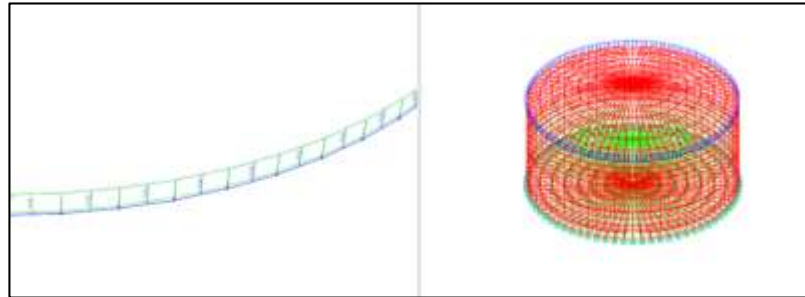


Figura 54. Fuerza axial en la Viga Anular

Fuente: Elaboración Propia

4.6.5. Momentos Flectores por Envolvente

Los momentos máximos por envolvente M22 es de 7.5 Ton-m (Ver Figura 53), mientras que el máximo M11 es de 1.5 Ton-m. (Ver Figura 54)

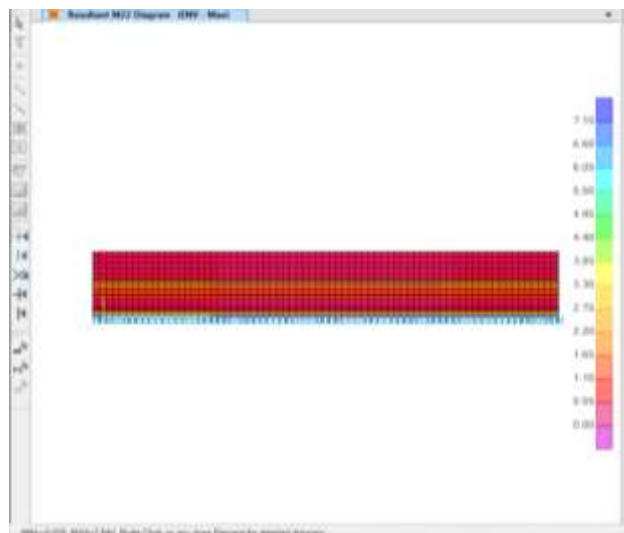


Figura 55. Momentos 2-2 en la pared cilíndrica

Fuente: Elaboración Propia

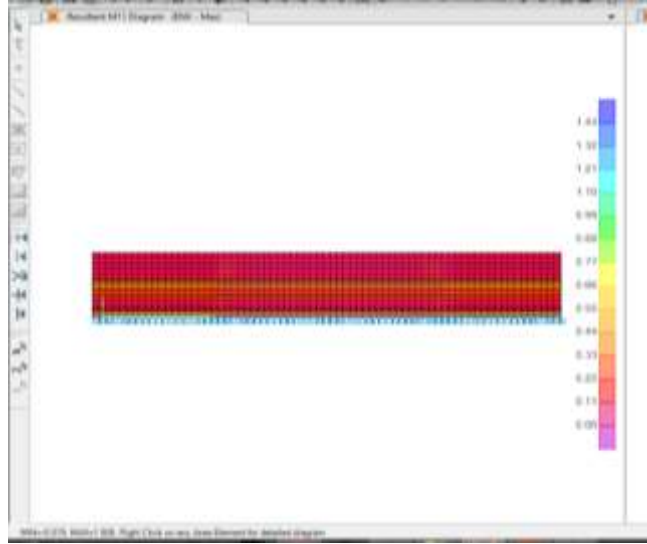


Figura 56. Momentos 1-1 en la pared cilíndrica.

Fuente: Elaboración Propia

4.6.6. Reacciones en la Base

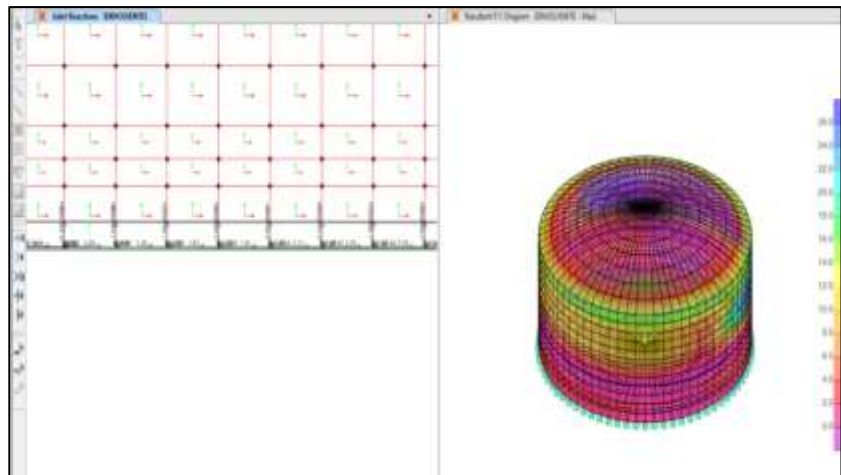


Figura 57. Reacciones en la base

Fuente: Elaboración Propia

De los datos del programa, (Ver Figura 57), se obtuvo los mayores y menores valores para cada fuerza y momentos. (Ver Tabla 20).

Tabla 20. Valores Máximos y Mínimos

	F1	F2	F3	M11	M22
MAX	28.7512	16.6911	19.0592	1.96975	1.61474
MIN	-36.1462	-16.6911	-9.9997	-1.96975	-2.89915

Fuente: Elaboración Propia

4.6.7. Deformación por Cargas Agua

Los desplazamientos por cargas de agua (Ver Figura 58), y afecta a la losa ya que es esta la que soporta el peso del líquido y el momento (Ver Figura 62)

Los momentos máximos en la pared del tanque son de 1.35 Ton-m (Ver Figura 59)

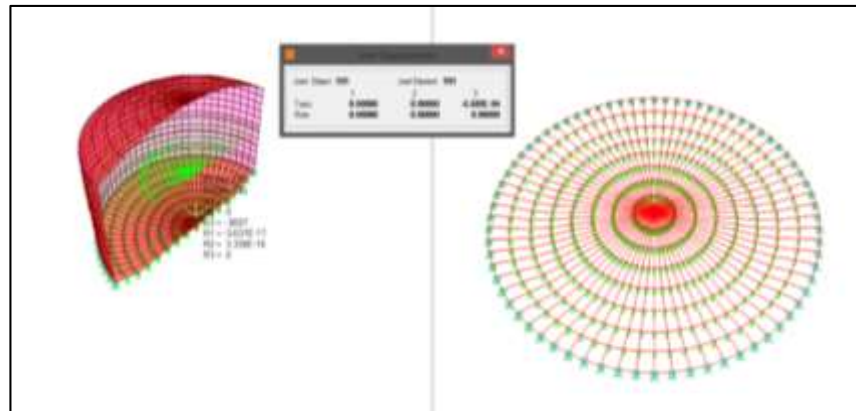


Figura 58. Desplazamiento vertical de la losa

Fuente: Elaboración Propia

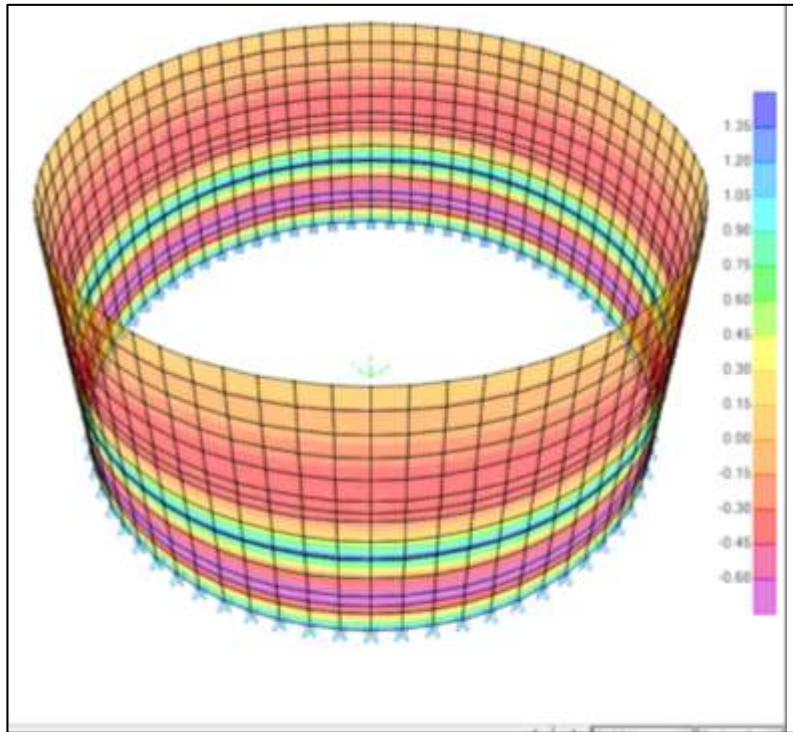


Figura 59. Momentos 2-2 en la pared cilíndrica.

Fuente: Elaboración Propia

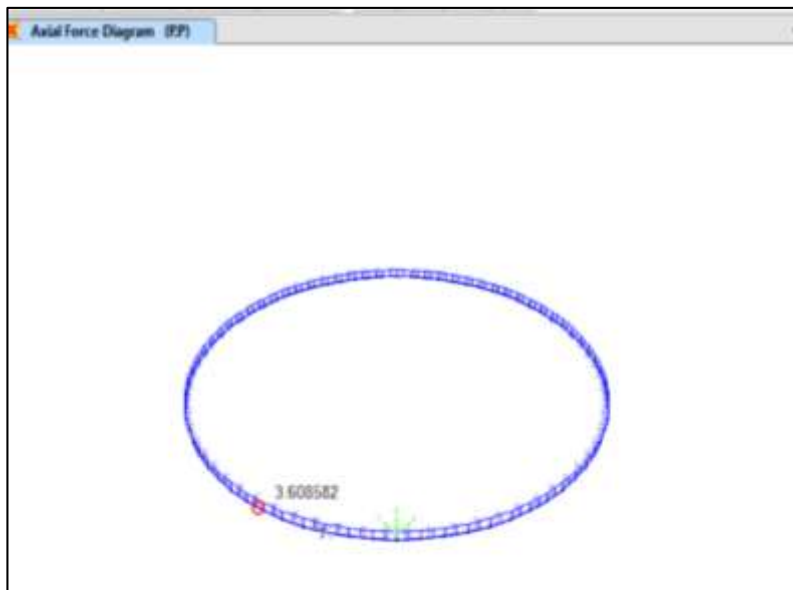


Figura 60. Fuerza Axial en la Viga Anular.

Fuente: Elaboración Propia

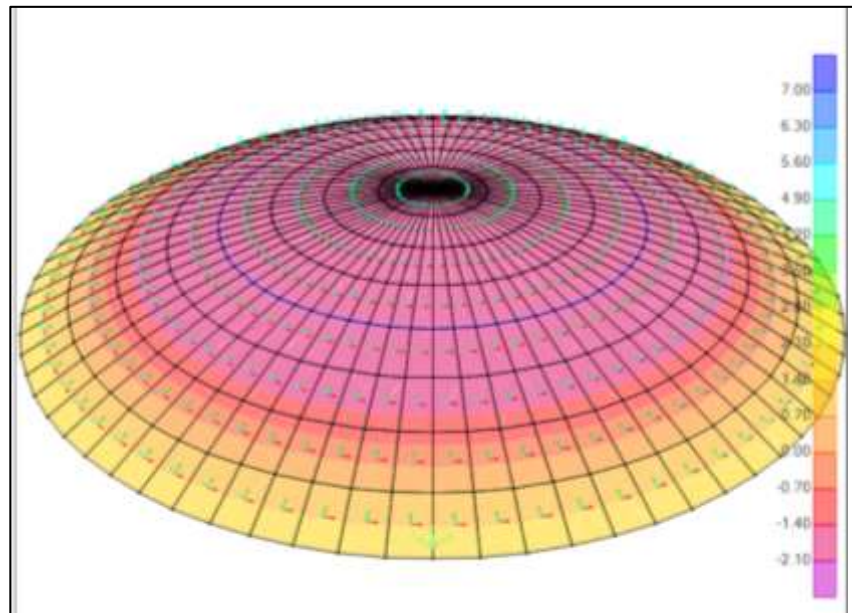


Figura 61. Fuerza 1-1 en la Cúpula

Fuente: Elaboración Propia

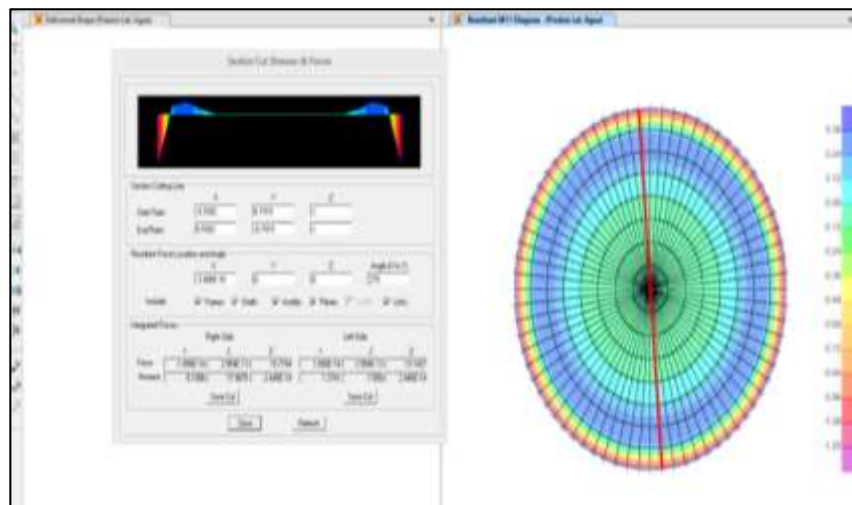


Figura 62. Diagrama de Momentos en la Losa de Fundación

Fuente: Elaboración Propia

4.7. Resultados

En esta sección se desarrollaran los diseños correspondientes de cada elemento estructural del reservorio.

4.7.1. Cálculo del Diseño de la Cúpula Esférica

Para este elemento se requiere un Reforzamiento en la dirección del meridiano y dirección del paralelo. También se debe calcular en ensanche de la cubierta.

4.7.1.1. Diseño de Reforzamiento en dirección del meridiano

$f'c$	=	280	Kg/cm ²	
σ_{ct}	=	15.06	Kg/cm ²	Ver Ec. 89
F22	=	1.533	Ton/m	Ver Sap2000
h	=	7	cm	
Ancho tributario	=	100	cm	
σ_c	=	2.19	< 15.06	Kg/cm ² OK!!

Se considerara la cuantía mínima debido a que no excede el esfuerzo producido al reglamentado.

a. Cálculo del área de Acero mínimo

$$A_{smin} = 2.45 \text{ cm}^2 \quad \text{Ver Ec. 91}$$

Detalle del refuerzo:

$\emptyset 3/8" @ 0.25$

4.7.1.2. Diseño de Reforzamiento en dirección del Paralelo

$f'c$	=	280	Kg/cm ²	
σ_{ct}	=	15.06	Kg/cm ²	Ver Ec. 89
F11	=	3.7	Ton/m	Ver Sap2000
h	=	7	cm	
Ancho tributario	=	100	cm	
σ_c	=	5.43	< 15.06	Kg/cm ² OK!!

Se considerara la cuantía mínima debido a que no excede el esfuerzo producido al reglamentado.

b. Cálculo del área de Acero mínimo

$$A_{smin} = 2.45 \text{ cm}^2 \quad \text{Ver Ec. 91}$$

Detalle del refuerzo:

\varnothing 3/8 @ 0.25

4.7.1.3. Ensanche de Borde de Cúpula

c. La longitud de ensanche se puede determinar en función del espesor 'h' de la cúpula mediante la siguiente expresión:

$$L = 01.12 \text{ m} \quad \text{Ver Ec. 94}$$

d. El ensanche recomendado es el siguiente:

$$e = 14.00 \text{ cm} \quad \text{Ver Ec. 94}$$

4.7.2. Cálculo del Diseño de la Viga Anillo

Para este elemento se requiere un Reforzamiento en el meridiano .

Se conoce los siguientes datos:

E_s	=	2,038,903.00	Kg/cm ²	
E_c	=	250,998.01	Kg/cm ²	
n	=	8.12		
f_s	=	2100	kg/cm ²	Ver Ec. 94

a. Cálculo del área de Acero:

Siendo: F11 = 13.5 Ton Ver Sap2000

Resulta: A_s = 6.43 cm² Ver Ec. 93

Resulta: A_{smin} = 3.79 cm² Ver Ec. 87

b. Verificación del concreto en tracción en el concreto.

$$2\sqrt{f'_c} = 33.47 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ver Ec. 96}$$

$$\sigma_{ct} = 8.17 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ver Ec. 95}$$

$$\sigma_{ct} \leq 2\sqrt{f'_c} \quad \text{OK!!}$$

Por lo tanto se acepta el espaciamiento y diámetro de estribos mínimo de la viga.

Detalle del refuerzo:

4	Ø	5/8	"
3/8	"	@	0.20 m

Refuerzo Longitudinal

Estribos

4.7.3. Cálculo del Diseño de la Pared Cilíndrica

Para este elemento se requiere un Reforzamiento Horizontal y un Reforzamiento Vertical. El cálculo del acero se detalla a continuación.

4.7.3.1. Diseño de Reforzamiento Horizontal

DISEÑO POR TRACCIÓN

a. Cálculo del área de acero a un altura de 5.70 m

Siendo: $N_e = 36.55 \text{ ton}$ *De Sap2000*

Resulta: $A_s = 26.11 \text{ cm}^2$ *Ver Ec. 97*

Detalle del refuerzo:

\emptyset	5/8	"	@	0.15	Refuerzo Exterior
\emptyset	5/8	"	@	0.15	Refuerzo Interior

4.7.3.2. Diseño de Reforzamiento Vertical

DISEÑO POR FLEXION:

Se hallara el Momento M_{22} (M_ϕ) de las Paredes Cilíndricas:
Se realizara el diseño de la pared cilíndrica en el Estado Elástico Agrietado:

Se determina las siguientes Especificaciones Técnicas:

$n = 8.12$ *Es/Ec*
 $k = 0.406$ *Ver Ec. 99*
 $j = 0.8647$ *Ver Ec. 100*
 $f_s = 2520.00 \text{ kg/cm}^2$ *Ver Ec. 98*
 $f_c = 126.00 \text{ kg/cm}^2$

Refuerzo en la Cara Interna

Siendo: $M_\phi = M_u (+) = 4.75 \text{ Ton} \cdot \text{m}$

e. Cálculo del área de Acero de la Cara Interna

$$\text{Resulta: } A_s = 10.91 \text{ cm}^2 \quad \text{Ver Ec. 97}$$

f. Cálculo del área de Acero Mínimo de la Cara interna

$$\text{Resulta: } A_{s\min} = 5.58 \text{ cm}^2 \quad \text{Ver Ec. 94}$$

Detalle del refuerzo:

\emptyset 1/2 " @ 0.20	Refuerzo Cara interna
\emptyset 1/2" @ 0.20	Bastón Cara interna

Refuerzo en la Cara Externa

$$\text{Siendo: } M_\phi = M_u (-) = 0.95 \text{ Ton - m}$$

g. Cálculo del área de Acero de la Cara Externa

$$\text{Resulta: } A_s = 2.18 \text{ cm}^2 \quad \text{Ver Ec. 97}$$

h. Cálculo del área de Acero Mínimo de la Cara Externa

$$\text{Resulta: } A_{s\min} = 5.58 \text{ cm}^2 \quad \text{Ver Ec. 94}$$

Detalle del refuerzo:

\emptyset 1/2 " @ 0.25	Refuerzo Cara Externa
--------------------------	-----------------------

4.7.4. Diseño de la Cimentación

Para este elemento se requiere un el refuerzo para la zapata corrida y la losa de cimentación.

4.7.4.1. Diseño de la Zapata Corrida

Resultados del Análisis de la Estructura obtenidos del Sap2000, tomándose en el diseño los valores más críticos.

Acero Horizontal Radial Inferior

Siendo: $M_u (+)$ = 1.73 Ton-m

a. Cálculo del área de acero radial inferior:

$$A_s = 5.03 \text{ cm}^2 \quad \text{Ver Ec. 104}$$

b. Cálculo del área de acero mínimo:

$$A_{smin} = 2.02 \text{ cm}^2 \quad \text{Ver Ec. 87}$$

Detalle del refuerzo:

1/2	@	0.25
-----	---	------

Acero Horizontal Radial Superior

Siendo: $M_u (-)$ = 0.79 Ton-m

c. Cálculo del área de acero radial inferior:

$$A_s = 2.30 \text{ cm}^2 \quad \text{Ver Ec. 104}$$

d. Cálculo del área de acero mínimo:

$$A_{smin} = 2.02 \text{ cm}^2 \quad \text{Ver Ec. 87}$$

Detalle del refuerzo:

$$\boxed{3/8 \quad @ \quad 0.30}$$

Acero Horizontal Por Tracción

Siendo: $T_u = 19.0592 \text{ Ton}$

e. Cálculo del área de acero:

$$A_s = 13.61 \text{ cm}^2 \quad \text{Ver Ec. 105}$$

Detalle del refuerzo:

$$\boxed{12 \quad \emptyset \quad 1/2}$$

4.7.4.2. Diseño de la Losa de Cimentación

Acero Horizontal Circunferencial Superior e Inferior

Siendo: $M_u (+) = 1.31 \text{ Ton-m}$

f. Cálculo del peralte a compresión:

$$a = 0.37 \text{ cm} \quad \text{Ver Ec. 106}$$

g. Cálculo del área de acero:

$$A_s = 2.34 \text{ cm}^2 \quad \text{Ver Ec. 107}$$

h. Cálculo del área de acero mínimo:

$$A_{smin} = 2.70 \text{ cm}^2 \quad \text{Ver Ec. 108}$$

Detalle del refuerzo:

$$\boxed{3/8 \quad @ \quad 0.30}$$

4.8. Contrastación con la Hipótesis

En los resultados se obtuvo primero; que la cortante basal estática es de 373.32 toneladas y la dinámica es de 338.41 toneladas siendo la relación entre la cortante dinámico de 90% de la estático, cumpliendo con el parámetro de la Norma E030 – 2014 que dice que no debe ser menor de 80% por ser una estructura regular, y segundo; la distorsión hallada en el ítem anterior es de 0.001 siendo menor al 0.007 que pide la norma.

Por lo tanto el método de la Norma ACI 350.3 – 06 y los resultados del diseño, se verifica que cumple con los parámetros de la Norma E030 – 2014, por consiguiente se acepta lo establecido por la Hipótesis General.

Los métodos de análisis estático y dinámico para reservorios se basan de las Normas ya mencionados; ACI 350.3 –06, IBC 2012, UBC 97' y el ASCE/SEI 7 – 2010, de los cuales todas poseen una metodología de desarrollo de análisis similar, sin embargo el estándar ACI 350.3 – 06 sintetiza todas las demás ya que en su procedimiento esta se sustenta del resto de estándares por lo que se opta a esta como el estándar a seguir en la tesis aceptando por consiguiente lo establecido por la 1era Hipótesis Específica.

Los criterios propuestos se basan de la Norma ACI 350.3 – 06 y se complementa con el ASCE/SEI 7 – 2010, estas se desarrollaron de tal manera que complementen y tomen una similitud en los expuestos de la propuesta de Norma E030 – 2014, dando así por aceptado lo establecido por la 2da Hipótesis Específica.

Finalizando se pueden concluir que todas nuestras hipótesis resultan ser aceptables en el desarrollo de la presente tesis.

4.9. Discusión

El presente diseño del reservorio circular apoyado de concreto armado, cumple con los parámetros de Norma E030 – 2014, pero se obtendría un resultado confiable de no ser por el estándar ACI 350 – 2014, ya que la norma peruana tiene poca información acerca de reservorios y no deja parámetros para este tipo de estructuras a considerar en el análisis.

Para el análisis dinámico, se utilizó una predicción de espectro de diseño de 1% a 50 años tanto para el espectro del ASCE/SEI y el ACI 350, siendo el que mayor cortante basal obtiene la del ACI 350, esto se debe a que el periodo impulsivo es muy bajo y en el ASCE/SEI tiende a ser menor dado que empieza de 0 para un periodo corto. Sin embargo no se desarrolló por los otros estándares por lo que aún queda la incertidumbre de comparación de los espectros y determinar el mejor modelo para para nuestro diseño.

Las presiones hidrodinámicas tienen mayor efecto en la estructura que las hidrostáticas, debido que las fuerzas dinámicas del agua actúan en una dirección a la vez, y las estáticas actúan en contra de la cara interna del muro, es decir en 2 direcciones a la vez

CONCLUSIONES

1. Aplicando diferentes tipos de normas, como el ACI 350-06 y el ASCE//SEI 07-10 se puede llegar a cumplir los parámetros solicitados y lograr un diseño estructural para la zona, siendo el único inconveniente la obtención de parámetros de sitio, ya que según el ASCE//SEI 07-10, se obtienen de la siguiente página <http://geohazards.usgs.gov/designmaps/ww>, pero para la zona los datos no son lo suficientemente confiables, por ello es que se realiza el cálculo con una probabilidad sísmica.
2. La masa impulsiva tiene un periodo de 0.032 seg y se analiza como una fuerza estática al igual que la convectiva cuyo periodo es de 3.76. Siendo las cargas hidrodinámicas la que mayor presión ejerce sobre el reservorio.
3. La cortante basal hallada por el método estático es el 90% del dinámico, cumpliendo con lo establecido con la Norma E030-2014. Y la distorsión del Reservorio RAP 02 en la parte superior del anillo es de 0.001 siendo menor que 0.007 que es la distorsión mínima que pide la norma peruana para estructuras de concreto armado, por lo tanto cumple lo establecido en la E030-2014.
4. El período de vibración de la cobertura es de 0.032 seg. y de los muros del reservorio comienzan a vibrar lateralmente a 0.022 seg y el reservorio comienza a tener un comportamiento torsional a los 0.020seg. Hay que tener en consideración que el período de vibración del suelo es de 0.3 seg.
5. Finalmente se concluye que los parámetros sísmicos de la propuesta de norma E030-2014, no son los suficientes para poder diseñar un reservorio circular para la zona de Cajamarquilla, pero siendo analizado con el método de la norma ACI 350-06, se cumplen con los parámetros de diseño.

RECOMENDACIONES

1. Incorporar en la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones parámetros para el Análisis y diseño sísmico en Estructuras de Almacenamiento de Líquidos.
2. La adaptación a la norma E.030 de diseño sismorresistente vigente y las que se regulen adelante, de un valor de coeficiente de reducción de fuerza sísmica R apropiado, para el para sistemas estructurales especiales como reservorios de agua u otros líquidos.
3. Sería ideal el análisis estructural de reservorios con formas no necesariamente circulares, y evaluar su comportamiento con la interacción del fluido que contenga.
4. La universidad apoyada de docentes y alumnos deben incentivar a la modelación de estos sistemas estructurales (Prototipos) a Escala para observar el comportamiento de la interacción fluido-estructura aplicando los principios del Método de Housner profundizando el conocimiento de este tema, en un contexto real.
5. Una de los aportes desprendidos en la presente investigación profesional, es la de brindar un esquema de análisis, siguiendo un proceso metodológico para su evaluación y diseño estructural.
6. Se recomienda usar otros Programas diferentes al Sap2000 como el VisualFEA ya es una herramienta más útil debido a que aquellas representaciones matriciales en el procedimiento de cálculo se pueden obtener de este programa.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Claro, L. (1981). Análisis de tanques y diseño de concreto armado de Riesgos en la Etapa de Construcción. Perú: Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ciencias e Ingeniería. Tesis de para Obtener el Título de Ingeniero Civil.

Chacaltana, F., Franco, A., & Reyes E. (2011). Diseño de Reservorio Elevado Tipo Fuste. Perú. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Diplomado en Diseño Estructural.

Comisión Nacional de Agua. (2007). Diseño, construcción y operación de tanques de regulación para abastecimiento de agua potable. México.

Comunidad Ingeniería Civil (2014), Comentario al Proyecto de Norma. Perú.

COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. (2013). SAP2000 v.15.0.0–Structural Analysis Program, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA.

Delgado, W. y Vigil, Ch. (2005). Mejoramiento y Ampliación del Saneamiento Básico del C.P Positos del Distrito de Morrope. Perú. Tesis para Obtener el Título de Ingeniero Civil.

Leoni, A. (2005). Apuntes de Coeficiente de Balasto. Argentina. Universidad Nacional de la Plata.

Morrison, N. (1993). Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler. España. Universidad Politécnica de Cataluña. Tesis de maestría.

Nieto, A. & Zhañay, A. (2009). Análisis y Diseño para estructuras de Hormigón armado en Tanques Elevados. Guatemala. Universidad de San Carlos de Guatemala. Trabajo de Graduación.

Palomino, A. (2014). Curso de Diseño de Reservorios Apoyados. Perú.

Penalba, D. (2010). Análisis Sismoresistente de Depósito Metálicos. España. Universidad Carlos III Madrid. Proyecto fin de Carrera.

Portillo, J. (2009). Análisis y diseño para estructuras de hormigón armado en tanques elevados. Guatemala. Universidad San Carlos de Guatemala. Tesis para obtener el Título de Ingeniero Civil.

Pupiales, A. (2013). Análisis de la interacción fluido – estructura en el diseño sísmico de tanques cilíndricos de acero según las normas: americana, neozelandesa, ecuatoriana y métodos simplificados. Ecuador. Universidad San Francisco de Quito. Tesis para Obtener el Título de Ingeniero Civil.

Quezada, W & Salinas, A. (2014). Diseño y Análisis de un reservorio tipo Fuste de 300M3 en la ciudad de Trujillo, La Libertad, Perú. Universidad Privada Antenor Orrego: Tesis para Obtener el Título de Ingeniero Civil.

Rivera, J. (2001). Análisis y diseño de reservorios de concreto armado. Perú. Lima, Capitulo de estudiante de la universidad nacional de ingeniería.

Sánchez, S. (2002). Análisis Sísmico de Tanques Cilíndricos de Almacenamiento. México D.F. Instituto Politécnico Nacional. Sección de Estudios de Posgrado e Investigación

Santana, A. (2010). Modelo Winkler para el Análisis de la Respuesta Dinámica de Estructuras Enterradas. España. Universidad de las Palmas el Gran Canaria. Proyecto fin de Carrera.

ANEXO N°1

ANEXO I MATRIZ DE CONSISTENCIA DISEÑO ESTRUCTURAL DE RESERVORIO CIRCULAR DE CONCRETO ARMADO CUMPLIENDO LOS PARAMETROS DE LA PROPUESTA DE NORMA E030 2014 PARA LA ZONA DE CAJAMARQUILLA

OPERACIONALIZACION DE VARIABLES				INST . DE MEDICION		
VARIABLES	INDICADORES	INDICES	INDICES			
<p>PROBLEMA</p> <p>Problema general:</p> <ul style="list-style-type: none"> - ¿Cómo diseñar la estructura de un reservorio circular apoyado de concreto armado para que cumplan con los parámetros de la propuesta de norma E030-2014 en la zona de Cajamarquilla? <p>Problemas específicos:</p> <ul style="list-style-type: none"> - ¿Cuáles son los métodos que se usan para el diseño estructural de reservorios circulares apoyados de concreto armado que cumplan con los parámetros de la propuesta de norma E030- 2014 del reglamento nacional de edificaciones? - ¿Con qué criterio elegir el método de diseño estructural para reservorios circulares apoyados de concreto armado para que cumplan con los parámetros de la propuesta de norma E030-2014, para la zona de Cajamarquilla en Lurigancho? 	<p>OBJETIVOS</p> <p>Objetivo general:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Diseñar la estructura de un reservorio circular apoyado de concreto armado para que cumplan con los parámetros de la propuesta de norma E030-2014 en la zona de Cajamarquilla. <p>Objetivo específicos:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Identificar métodos que se usen para el diseño estructural de reservorios circulares de concreto armado que cumplan con los parámetros de la propuesta de norma E030-2014 del reglamento nacional de edificaciones. - Proponer criterios para el método de diseño empleado para que cumplan con los parámetros de la propuesta de norma E030-2014, para la zona de Cajamarquilla. 	<p>HIPOTESIS</p> <p>Hipótesis general:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Al diseñar la estructura de un reservorio circular de concreto armado para la zona de Cajamarquilla en Lurigancho se cumplen los parámetros de la propuesta de norma E030 -2014. <p>Hipótesis específicas:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Al aplicar métodos que se usen para el diseño estructural de reservorios circulares de concreto armado se cumplen con los parámetros de la propuesta de norma E030- 2014 del reglamento nacional de edificaciones. - Proponiendo criterios para el desarrollo del método de diseño empleado se cumplen con los parámetros de norma E030-2014, para la zona de Cajamarquilla. 	<p>VARIABLES</p> <p style="text-align: center;">Variable independiente</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fuerzas que actúan para analizar el diseño - Diseño de zapatas, muros, cupulas, losa y sísmico - tipo de estructura a diseñar. - Materiales con que se diseña - Normas que miden el diseño <p style="text-align: center;">Diseño estructural</p> <p>VARIABLES</p> <p style="text-align: center;">Variable dependiente</p> <ul style="list-style-type: none"> - Norma E030 - 2014. 	<p>INDICADORES</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fuerzas que actúan para analizar el diseño - Diseño de zapatas, muros, cupulas, losa y sísmico - tipo de estructura a diseñar. - Materiales con que se diseña - Normas que miden el diseño <p style="text-align: center;">Método Estático</p> <p style="text-align: center;">Método Dinámico</p>	<p>INDICES</p> <ul style="list-style-type: none"> - Cargas de diseño: viva, muerta, sismo, etc. -Tipo de suelo. - Ubicación de la estructura. - Importancia de uso de la estructura. - forma de la estructura - Tipo de material estructural. - Método de diseño de los elementos de la estructura, por flexión, por compresión, por torsión. - Propiedades del fluido contenido. <p style="text-align: center;">Método Estático</p> <p style="text-align: center;">Método Dinámico</p> <ul style="list-style-type: none"> - Cargas de diseño: viva, muerta, sismo, etc. -Tipo de suelo. - Ubicación de la estructura. - Importancia de uso de la estructura. - forma de la estructura - Método de diseño de los elementos de la estructura, por flexión, por compresión, por torsión. - Propiedades del fluido contenido. - Norma sismorresistente -Fuerza lateral de la estructura 	<p>INST . DE MEDICION</p> <ul style="list-style-type: none"> - Expediente técnico de la construcción de reservorios de agua en Cajamarquilla, Lurigancho - Métodos de masas impulsivas y masas concentradas. - Reglamento nacional de edificaciones - Propuesta de norma E030 2014 - Norma AISCE/SEI 07-10. - Norma ACI 350-06. Diseño sísmico de tanques contenedores

ANEXO N°2
Plano estructura reservorio, elevación sección y detalles

ANEXO N°3
PLANO ESTRUCTURA RESERVORIO, PLANTA SECCIÓN Y DETALLES