

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE LOS ANDES

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL: INGENIERÍA CIVIL



Tesis

Análisis del diseño estructural sismorresistente con la norma ACI 350.3 de los reservorios Prado I, El Arco y Condebamba de Abancay – Apurímac 2024

Asesor:

Ing. Acosta Valer Hugo Virgilio

Autor:

Miranda Cruz Indira Sharmely

Para optar el Título Profesional de:

Ingeniero Civil

Abancay – Apurímac – Perú

2025



Universidad Tecnológica de los Andes

Transformando vidas

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TÍTULO PROFESIONAL

Acta N°: 007

En la ciudad de Abancay año 2025 en el mes de febrero día miércoles del 05 siendo las 09:00 am, se reunieron los integrantes del Jurado designado por Resolución Directoral N° 0102-2025-EPIC-FI-UTEA-SA de fecha 28 de enero del 2025, de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de Facultad de Ingeniería:

| | |
|----------------|-------------------------------------|
| Presidente : | MSc. Ing. Maldonado Mendivil, Angel |
| Dictaminante : | MSc. Ing. Casaverde Lopez, Oswald |
| Replicante : | Ph.D. Vásquez Ramirez, Abbon Alex |

Para evaluar la sustentación, en la modalidad de:

Tesis Trabajo de suficiencia profesional

Titulada:

"Análisis del diseño estructural sismorresistente con la norma ACI 350.3 de los reservorios Prado I, El Arco y Condebamba de Abancay-Apurímac 2024"

Desarrollado por el (los) Bachiller (es):

Br: Miranda Cruz, Indira Sharmely

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

Concluido el acto, el Jurado dictaminó que el (la) (los) mencionado(a) (s) bachiller (es) fue (ron) APROBADO (S):

Por: unanimidad
(Unanimidad o Mayoría) (*)

Emitiéndose el calificativo final de:

| Bachiller (Apellidos y Nombres) | Calificación (**) |
|---------------------------------|-------------------|
| Miranda Cruz, Indira Sharmely | Aprobado |

Siendo las 10:43 de la mañana concluyó la sesión, firmando los integrantes del Jurado.

Presidente: MSc. Ing. Maldonado Mendivil, Angel

(.....)

Dictaminante: MSc. Ing. Casaverde Lopez, Oswald

(.....)

Replicante: Ph.D. Vásquez Ramirez, Abbon Alex

(.....)

Abancay 12 de febrero del 2025

Se expide, la presente conforme al Libro de Actas de Sustentación de Tesis, consignado en los folios N° 306.

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE LOS ANDES
Ciudad Universitaria Av. Perú N° 700, Abancay, Central Telefónica 051 (083) 321559
Filial Cusco, Av. Grau N° 516, Teléfono (084) 251565
Filial Andahuaylas, Juan Antonio Trelles N° 513 Teléfono (083) 421752
www.utea.edu.pe

(*): Mayoría: Dos integrantes del jurado aprueban o desaprueban; Unanimidad: Todos los integrantes del jurado aprueban o desaprueban, Art. 18 RGGAT.
(**): 0 a 10: Desaprobado, 11 a 15: Aprobado, 16 a 18: Aprobado Notable, 19 y 20: Aprobado con Distinción, Art. 18 RGGAT.

Análisis del diseño estructural sismorresistente con la norma ACI 350.3 de los reservorios Prado I, El Arco y Condebamba de Abancay-Apurímac 2024

INFORME DE ORIGINALIDAD

| | | | |
|---------------------|---------------------|---------------|-------------------------|
| 7 % | 7 % | 1 % | 2 % |
| INDICE DE SIMILITUD | FUENTES DE INTERNET | PUBLICACIONES | TRABAJOS DEL ESTUDIANTE |

FUENTES PRIMARIAS

| | | |
|-----------|---|----------------|
| 1 | hdl.handle.net Fuente de Internet | 2 % |
| 2 | Submitted to Universidad Tecnologica de los Andes Trabajo del estudiante | 1 % |
| 3 | repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet | 1 % |
| 4 | repositorio.unheval.edu.pe Fuente de Internet | 1 % |
| 5 | repositorio.utea.edu.pe Fuente de Internet | <1 % |
| 6 | repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet | <1 % |
| 7 | repositorio.ucp.edu.pe Fuente de Internet | <1 % |
| 8 | smis.mx Fuente de Internet | <1 % |
| 9 | repositorioacademico.upc.edu.pe Fuente de Internet | <1 % |
| 10 | Submitted to Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga Trabajo del estudiante | <1 % |

Metadatos

| Datos del autor | |
|--|---|
| Apellidos y Nombres | : Miranda Cruz Indira Sharmely |
| Tipo de documento de identidad | : DNI |
| Número de documento de identidad | : 74651596 |
| URL ORCID | : https://orcid.org/0009-0006-4257-2260 |
| Datos del asesor | |
| Apellidos y Nombres | : Ing. Acosta Valer Hugo Virgilio |
| Tipo de documento de identidad | : DNI |
| Número de documento de identidad | : 31036555 |
| URL ORCID | : https://orcid.org/0000-0003-1492-0441 |
| Datos de la investigación | |
| Facultad | : Ingeniería |
| Escuela Profesional | : Ingeniería civil |
| Línea de investigación | : Gestión de la infraestructura para el desarrollo sostenible |
| Rango de años en que se realizó la investigación | : 2024 |
| Fuente de financiamiento | : Autofinanciado |
| Porcentaje de originalidad | : 7 % |
| URL de OCDE | : https://purl.org/pe-repo/ocde/ford# 2.01.01 |

Dedicatoria

Esta tesis le dedico en primer lugar a Dios por permitirme cumplir esta meta en mi profesión, por darme conocimiento, por darme todo lo que logré y lograré, en segundo lugar, a mis padres Geovany e Irma que me apoyaron, orientaron y fueron la base principal de mi formación personal y profesional, todo esto con un gran amor; de tal manera a mi hermano Luter que es un gran ejemplo de emprendimiento y a mi hermano Abdiel, son mi gran motivo para seguir adelante y cumplir con todos mis propósitos.

No dejar de lado a mis abuelos, tíos, primos, familia en general considerando también amigos que estuvieron en este proceso conmigo, gracias a todos ellos por su aliento, apoyo y motivación.

Indira Sharmely Miranda Cruz

Agradecimiento

Mi agradecimiento a la Universidad Tecnológica de los Andes, institución donde realice mis estudios y base de mi educación profesional. Al ingeniero Esteban Korafi Aponte por el apoyo y direccionamiento durante el proceso de modelación de los reservorios. A mi asesor ingeniero Hugo Virgilio Acosta Valer por su consejo y apoyo en todo momento y disposición en la realización de la investigación. Para terminar, pero no menos importante, agradezco a mis familiares, amigos y compañeros que fueron partícipes de la investigación en las diferentes etapas de la ejecución de la investigación.

Indira Sharmely Miranda Cruz

Resumen

La normativa peruana para el diseño estructural sismorresistente de reservorios carece de regulación; donde los proyectistas diseñan los componentes y el acero estructural sobredimensionado o minimizado; la información que expone la norma E.030 indica una estructura esencial, es decir su funcionamiento no debe ser interrumpido después de sismos, con este fin el objetivo de la tesis fue analizar el diseño estructural sismorresistente de tres reservorios circulares de tipo apoyado empotrado, Prado I de 1000 m³, El Arco de 400 m³ y Condebamba de 250 m³, ubicadas en zonas de mediano riesgo sísmico en Abancay con un perfil sísmico intermedio (S2). Para analizar la respuesta del diseño de los reservorios se realizó el modelamiento y análisis estructural en el programa SAP2000, se empleó el modelo de Housner y se consideró las presiones hidrostáticas e hidrodinámicas del contenido, así como las solicitaciones sísmicas de acuerdo al modelo dinámico del contenido definido con el código ACI 350.3 junto con los parámetros sísmicos de la norma E.030 para la determinación del peligro sísmico, también se verificó el acero de refuerzo para la demanda sísmica e hidrostática a fin de determinar el desempeño sísmico de su diseño estructural. La respuesta sísmica del diseño del reservorio con el análisis lineal es completamente elástica es decir no presenta incursión inelástica y la verificación a flexión y corte cumplen los parámetros establecidos por las normas técnicas, por ende, la respuesta lineal de la estructura después de solicitaciones sísmicas no cambia y se comporta dentro de los límites permisibles.

Palabras claves: diseño estructural sismorresistente, reservorios, ACI 350.3.

Abstract

The Peruvian regulations for the earthquake-resistant structural design of reservoirs lack regulation; where designers design oversized or undersized components and structural steel; The information set forth in standard E.030 indicates an essential structure, that is, its operation should not be interrupted after earthquakes. To this end, the objective of the thesis was to analyze the earthquake-resistant structural design of three supported-type circular reservoirs, Prado I of 1000 m³, El Arco of 400 m³ and Condebamba of 250 m³, located in areas of medium seismic risk in Abancay with a profile intermediate seismic (S2). To analyze the response of the reservoir design, modeling and structural analysis was carried out in the SAP2000 program, the Housner model was used and the hydrostatic and hydrodynamic pressures of the content were considered, as well as the seismic requests according to the dynamic model of the content. defined with the ACI 350.3 code together with the seismic parameters of the E.030 standard for the determination of seismic danger, the steel was also verified of reinforcement for seismic and hydrostatic demand in order to determine the seismic performance of its structural design. The seismic response of the reservoir design with the linear analysis is completely elastic, that is, it does not present inelastic incursion and the bending and shear verification comply with the parameters established by the technical standards, therefore, the linear response of the structure after stresses seismic activity does not change and behaves within permissible limits.

Keywords: earthquake-resistant structural design, reservoirs, ACI 350.3.

Índice general

| | |
|--|-------------|
| Portada | i |
| Acta de sustentación | ii |
| Reporte de similitud | iii |
| Metadatos | iv |
| Dedicatoria | v |
| Agradecimiento | vi |
| Resumen | vii |
| Abstract | viii |
| Índice general | ix |
| Índice de tablas | xi |
| Índice de figuras | xii |
| Índice de anexos | xv |
| I Introducción | 16 |
| II Planteamiento del problema | 17 |
| 2.1 Descripción y formulación del problema | 17 |
| 2.2 Objetivos | 20 |
| 2.2.1 Objetivo general | 20 |
| 2.2.2 Objetivos específicos | 20 |
| 2.3 Justificación e importancia | 20 |
| 2.4 Hipótesis | 22 |
| 2.5 Variables | 22 |
| III Marco teórico | 24 |

| | |
|---|------------|
| 3.1 Antecedentes de investigación | 24 |
| 3.2 Bases teóricas | 31 |
| 3.3 Definición de términos | 64 |
| IV Metodología | 67 |
| 4.1 Tipo y nivel de investigación..... | 67 |
| 4.2 Ámbito temporal y espacial | 69 |
| 4.3 Población y muestra | 70 |
| 4.4 Instrumentos..... | 70 |
| 4.5 Procedimientos | 71 |
| 4.6 Análisis de datos | 71 |
| 4.7 Consideraciones éticas..... | 71 |
| V Resultados y discusión | 73 |
| VI Conclusiones | 128 |
| VII Recomendaciones..... | 131 |
| VIII Referencias | 133 |
| IX Anexos..... | 140 |

Índice de tablas

| | |
|---|-----|
| Tabla 1 Operacionalización de variables | 23 |
| Tabla 2 Número de sismos de Abancay, Apurímac, Perú..... | 35 |
| Tabla 3 Factor de zona “Z” | 37 |
| Tabla 4 Factor de suelo “S” | 38 |
| Tabla 5 Periodos corto y largo “TP” y “TL” | 39 |
| Tabla 6 Categoría de las edificaciones y factor de uso “U” | 40 |
| Tabla 7 Coeficiente básico de reducción | 42 |
| Tabla 8 Límites para la distorsión del entrepiso | 45 |
| Tabla 9 Factor de modificación de la respuesta..... | 54 |
| Tabla 10 Ámbito espacial | 69 |
| Tabla 11 Características de los reservorios | 73 |
| Tabla 12 Características de la exploración geotécnica del reservorio Condebamba..... | 76 |
| Tabla 13 Características de la exploración geotécnica del reservorio Prado I | 76 |
| Tabla 14 Características de la exploración geotécnica del reservorio El Arco | 77 |
| Tabla 15 Condiciones de suelo para el diseño | 78 |
| Tabla 16 Fuerzas cortantes | 100 |

Índice de figuras

| | | |
|------------------|--|----|
| Figura 1 | Mapa de ordenadas espectrales sísmicas del Perú | 33 |
| Figura 2 | Número de sismos por año en el Perú | 33 |
| Figura 3 | Número de sismos de Abancay..... | 34 |
| Figura 4 | Mapa de la distribución espacial de la sismicidad | 34 |
| Figura 5 | Zonificación sísmica del Perú..... | 37 |
| Figura 6 | Factor de amplificación sísmica | 39 |
| Figura 7 | Configuraciones típicas de tanques..... | 47 |
| Figura 8 | Clasificación de conexiones de la pared a la cimentación | 48 |
| Figura 9 | Transferencia de corte de membrana en la base | 55 |
| Figura 10 | Distribución de presión hidrodinámica en las paredes del tanque | 56 |
| Figura 11 | Distribución de fuerzas..... | 57 |
| Figura 12 | Gráfico de espectro de respuesta sísmica..... | 64 |
| Figura 13 | Mapa geológico de las zonas de estudio..... | 75 |
| Figura 14 | Características geológicas | 75 |
| Figura 15 | Espectro de diseño | 81 |
| Figura 16 | Propiedades geométricas e hidráulicas de los reservorios en estudio..... | 83 |
| Figura 17 | Modelo matemático de los reservorios | 83 |
| Figura 18 | Modelo dinámico del contenido de los reservorios | 85 |
| Figura 19 | Pesos equivalentes RAP-01 El Arco | 85 |
| Figura 20 | Modelo dinámico reservorio El Arco | 86 |
| Figura 21 | Propiedades dinámicas reservorio El Arco | 87 |
| Figura 22 | Pesos equivalentes RAP-02 Prado I | 87 |
| Figura 23 | Modelo dinámico reservorio Prado I | 88 |
| Figura 24 | Propiedades dinámicas reservorio Prado I | 89 |
| Figura 25 | Pesos equivalentes RAP-04 Condebamba..... | 89 |
| Figura 26 | Modelo dinámico reservorio Condebamba | 90 |
| Figura 27 | Propiedades dinámicas reservorio Condebamba | 91 |

| | |
|--|-----|
| Figura 28 Cargas hidrostáticas..... | 91 |
| Figura 29 Presiones hidrostáticas, reservorio El Arco | 92 |
| Figura 30 Presiones hidrostáticas, reservorio Prado I | 93 |
| Figura 31 Presiones hidrostáticas, reservorio Condebamba | 93 |
| Figura 32 Peso sísmico del reservorio El Arco | 94 |
| Figura 33 Peso sísmico del reservorio Prado I | 95 |
| Figura 34 Peso sísmico del reservorio Condebamba | 95 |
| Figura 35 Periodos y frecuencias modales, reservorio El Arco..... | 96 |
| Figura 36 Modos convectivo e impulsivo, reservorio El Arco | 96 |
| Figura 37 Periodos y frecuencias modales, reservorio Prado I..... | 97 |
| Figura 38 Modos convectivo e impulsivo, reservorio Prado I..... | 97 |
| Figura 39 Periodos y frecuencias modales, reservorio El Arco..... | 98 |
| Figura 40 Modos convectivo e impulsivo, reservorio Condebamba | 98 |
| Figura 41 Fuerza cortante de base del reservorio El Arco | 99 |
| Figura 42 Fuerza cortante de base del reservorio Prado I..... | 99 |
| Figura 43 Fuerza cortante de base del reservorio Condebamba | 100 |
| Figura 44 Desplazamiento de los reservorios..... | 101 |
| Figura 45 Desplazamiento máximo, reservorio El Arco | 102 |
| Figura 46 Desplazamiento máximo, reservorio Prado I | 102 |
| Figura 47 Desplazamiento máximo, reservorio Condebamba | 103 |
| Figura 48 Momentos actuantes positivos superficie interior – exterior El Arco | 103 |
| Figura 49 Momentos actuantes positivos superficie interior, base de muro El Arco..... | 105 |
| Figura 50 Esfuerzo horizontal, reservorio El Arco..... | 106 |
| Figura 51 Momentos actuantes positivos superficie interior – exterior Prado I | 110 |
| Figura 52 Momentos actuantes positivos superficie interior, base de muro Prado I..... | 111 |
| Figura 53 Esfuerzo horizontal, reservorio Prado I..... | 113 |
| Figura 54 Momentos actuantes positivos superficie interior – exterior Condebamba.... | 116 |
| Figura 55 Momento actuante positivo superficie interior, base de muro Condebamba . | 117 |

| | | |
|------------------|---|-----|
| Figura 56 | Esfuerzo horizontal, reservorio Condebamba..... | 119 |
| Figura 57 | Fuerza cortante actuante, verificación por corte, reservorio El Arco | 122 |
| Figura 58 | Fuerza cortante actuante, verificación por corte, reservorio Prado I..... | 123 |
| Figura 59 | Fuerza cortante actuante, verificación por corte, reservorio Condebamba ... | 124 |

Índice de anexos

| | |
|--|-----|
| Anexo 1 Matriz de consistencia..... | 141 |
| Anexo 2 Matriz de operacionalización de variables | 142 |
| Anexo 3 Diagrama de flujo de modelamiento | 143 |
| Anexo 4 Modelamiento, análisis y diseño estructural en SAP 2000 | 144 |

I. Introducción

En el Perú, el diseño de los reservorios debe estar bien calculado, preciso, detallado, minucioso, ya que son estructuras de almacenamiento de agua cuyo funcionamiento debe ser continuo, para lo cual se necesita que los componentes, dimensionamiento, características y otros del reservorio, sean correctas y que respondan adecuadamente a cualquier acción interna o externa; para obtener estos resultados se debe seguir parámetros, modelos que son plasmados en normativas, sin embargo en nuestro país carece de estas regulaciones, por ello esta tesis vio necesario e importante analizar el diseño de los reservorios de Prado I, El Arco y Condebamba con la norma american concrete institute (ACI) 350.3, porque utiliza un análisis más completo, se acerca más a la realidad durante un evento sísmico y por tres aspectos que diferencian de otras normativas las cuales son el diseño por resistencia en etapa ultima, durabilidad y control de fisuras en etapa de servicio.

Esta tesis desarrolló el análisis con la norma ACI 350.3 que emplea el método Housner, es el diseño que considera la masa impulsiva y masa convectiva, así como la limitada normativa peruana; aplicando el programa SAP2000 para el modelamiento del comportamiento estructural utilizando los elementos finitos.

La tesis esta desarrollada en introducción, planteamiento del problema donde se expone la descripción y formulación del problema, objetivos, justificación e importancia, hipótesis y variables, después en el marco teórico se detalla los antecedentes, bases teóricas, y definición de términos, por consiguiente se desarrolla la metodología donde se presenta el tipo y nivel de investigación, ámbito temporal y espacial, población y muestra, instrumentos, procedimientos, análisis de datos y consideraciones éticas, continuamos con los resultados, discusión, conclusiones y recomendaciones.

II. Planteamiento del problema

2.1 Descripción y formulación del problema

En su investigación Giraldo (2020), señala los daños de infraestructura civil para el abastecimiento de agua potable, ocasionando limitaciones y poca constancia del recurso hídrico, es por todo ello que debemos diseñar estructuras que preserven este recurso de una manera satisfactoria en seguridad y calidad. Igualmente, la aplicación de metodologías actualizadas para el estudio de la acción sísmica y un número mayor de registros de eventos sísmicos ceden a un reajuste en las investigaciones respecto a las consecuencias del sismo, para lo cual es indispensable ejecutar un sistema nuevo para el diseño y construcción sismorresistente (Salgado et al, 2010).

En relación a lo mencionado anteriormente, un tanque de almacenamiento es un componente indispensable para reservar y distribuir agua (Suarez, 2014); por ende, los reservorios deben ser estructuras que su funcionamiento no debe ser interrumpido durante y después de un evento sísmico. Describe Torres, que a nivel mundial en un sismo los reservorios presentan fallas como momentos de volteo y la formación de articulaciones como su respuesta (2021).

Internacionalmente, se encuentran casos como en Chobari, donde el sismo de magnitud 8 causó el colapso del reservorio de 265 m³, la posible falla el excesivo momento de volteo contando poca redundancia estructural del soporte del muro de concreto armado (Rai, 2003); en Estados Unidos el sismo de rango de VII y IX localizado en San Fernando dañó los componentes estructurales de los reservorios de agua (Grases, 1997), también en Kaikōura, Nueva Zelanda el sismo afectó los reservorios de almacenamiento de agua (Hughes et al., 2017), igualmente el sismo de Bhuj en la India causó el desplome del reservorio elevado de volumen de 100 m³, a causa del inadecuado diseño (Soroushnia et al., 2011).

A nivel de Latinoamérica, en Chile con el sismo de 1960 con $M = 8.5$ presentó esfuerzos excesivos a corte en unión de viga y columna en reservorio de tipo elevado con

soporte aporticado (Soroushina et al., 2011), asimismo en México se presenciaron fisuras en un reservorio que posteriormente colapsó, produciendo olas de 2839 m³ aproximadamente, ocasionando pérdidas humanas (fallecimiento de 4 personas y 19 heridos) y materiales (destrucción de 9 viviendas) (Holden, 1988).

Siendo el Perú una zona altamente sísmica, por la localización de la placa de Nazca y Sudamericana suscita a grandes magnitudes sísmicas, sin embargo, el diseño de los reservorios no se efectúa detalladamente, lo que conlleva a no considerar aspectos hidrodinámicos que genera un sismo en el agua almacenada, lo cual es importante por los sobreesfuerzos que generan. El Perú carece de normas para el análisis y diseño sobre reservorios, brindando solo la norma E.030 Diseño Sismorresistente y la E.060 Concreto Armado, por lo tanto, surge una preocupación de estudiar y examinar nuevos métodos adaptados a nuestra realidad (Tunque, 2018); también es importante recalcar que las estructuras de los reservorios según la norma E.030 pertenecen a la categoría A, que son estructuras esenciales, según descripción A2 "Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo" (E.030, 2019). Se evidencia con Kuroiwa (2012), el sismo de Pisco con magnitud 8 un diseño incorrecto presentando falla en el encuentro de columnas con vigas en reservorio, también en Loreto el sismo de magnitud 8 ocasionó daños en reservorios elevados de las ciudades de Yurimaguas y Requena (Gestión, 2019).

En Apurímac, según el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI, 2007) se encuentran registros sísmicos de rango III a IV grados, también en el mapa de sismos del sur es considerado una zona sísmica alta. Según la estadística sísmica de los últimos 54 años, información desde 1900 en promedio se tiene 8.7 terremotos por año cerca de Abancay, siendo esta la ubicación con un alto nivel de actividad sísmica, presentando 2 terremotos de magnitud arriba de 6 desde 1900 e indicando posibles terremotos más grandes en promedio cada 60 a 65 años. A partir del 2022, se registraron 22 sismos hasta magnitud 5.1 con un rango máximo de 100 km (VolcanoDiscovery, 2024). De tal manera el

diseño de estructuras de reservorios tiene que ser adecuado a esta realidad, como se menciona anteriormente el Perú no cuenta con normas para la regulación del diseño, no obstante, se encuentra la norma ACI 350.3 que es el diseño sísmico de contenedores de líquidos. Se estudió los reservorios de la ciudad de Abancay encontrándose registrados según la Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento (SUNASS, 2019) 8 reservorios de tipo apoyado empotrado con volúmenes que varían desde 25 a 1350 m³ con estado físico de malo a regular que están operativas; se analizó tres reservorios para esta tesis: Prado I, El Arco, y Condebamba con la normativa ACI 350.3 que utiliza el método de Housner, el modelo de masa convectiva y masa impulsiva que es el análisis del comportamiento más acertado considerando la sismicidad; es determinante el resultado del diseño de la respuesta estructural de los reservorios de la ciudad porque estos ya tienen una vida útil superior a los 20 años según norma, así mismo importante realizar este análisis de diseño para el cumplimiento con la normativa peruana teniendo como fin último el refuerzo adecuado y evitar las consecuencias de pérdidas sociales, económicas, discontinuidad en el servicio de abastecimiento, daño estructural en sus diferentes componentes y el costo del daño de inoperatividad.

2.1.1 Problema general

¿Cuál es el análisis del diseño estructural sismorresistente con la norma ACI 350.3 de los reservorios Prado I, El Arco y Condebamba de la ciudad de Abancay, a fin de comprobar su desempeño sísmico?

2.1.2 Problemas específicos

a. ¿Cuáles son los componentes sísmicos del diseño estructural sismorresistente de los reservorios Prado I, El Arco y Condebamba de la ciudad de Abancay, que determinan la fuerza cortante sísmica permitiendo comprobar su funcionamiento estructural ante la ocurrencia de sismos?

b. ¿Cuáles son las cargas sísmicas para el diseño estructural sismorresistente con la norma ACI 350.3 de los reservorios Prado I, El Arco y Condebamba de la ciudad de Abancay, a fin de comprobar su funcionamiento estructural ante la ocurrencia de sismos?

c. ¿De qué manera la capacidad por flexión y por corte de los reservorios Prado I, El Arco y Condebamba de la ciudad de Abancay, cumplen con la verificación sísmica estructural?

2.2 Objetivos

2.2.1 Objetivo general

Analizar el diseño estructural sismorresistente con la norma ACI 350.3 de los reservorios Prado I, El Arco y Condebamba de la ciudad de Abancay, a fin de comprobar su desempeño sísmico.

2.2.2 Objetivos específicos

a. Determinar los componentes sísmicos del diseño estructural sismorresistente de los reservorios Prado I, El Arco y Condebamba de la ciudad de Abancay, para obtener la fuerza cortante sísmica permitiendo comprobar su funcionamiento estructural ante la ocurrencia de sismos.

b. Determinar las cargas sísmicas para el diseño estructural sismorresistente con la norma ACI 350.3 de los reservorios Prado I, El Arco y Condebamba de la ciudad de Abancay, a fin de comprobar su funcionamiento estructural ante la ocurrencia de sismos.

c. Determinar la capacidad por flexión y por corte de los reservorios Prado I, El Arco y Condebamba de la ciudad de Abancay, para la verificación sísmica estructural.

2.3 Justificación e importancia

Por el lado metodológico, el análisis del diseño sismorresistente con la norma ACI 350.3 de los reservorios del Prado I, El Arco y Condebamba de la ciudad de Abancay determinó con el análisis lineal la continuidad operativa ante la presencia de los movimientos sísmicos, se utilizó el método Housner que emplea la masa impulsiva y

convectiva, de tal manera la modelación se ejecutó con el programa SAP2000, que utiliza elementos finitos para su realización.

Con respecto a lo práctico la tesis favorece en presentar los resultados que se realizó con un análisis lineal el desempeño sísmico del diseño de los reservorios que se plantearon, determinando su respuesta estructural con la norma ACI 350.3 que se utiliza en la actualidad para realizar el diseño de este tipo de estructuras.

Del punto de vista teórico hay diferentes metodologías para el diseño de estructuras que almacenan líquidos, siendo la norma ACI 350.3 la que desarrolla y considera el método Housner, obteniendo una respuesta más verídica del comportamiento y más cercana a la realidad cuando ocurre un sismo.

La tecnología o la forma en que se realizó fue mediante el programa SAP2000, que maneja los elementos finitos, de esa manera la geometría de la estructura se divide en partes más pequeñas permitiendo una solución en la computadora más exacta y específica, identificando las concentraciones de esfuerzos, deformaciones o fatigas, generando funciones, variables, ecuaciones, entre otros del comportamiento de la estructura y sus propiedades de manera concreta.

De la vista económica la realización del diseño de los reservorios mediante la normativa ACI 350.3 es conveniente, no tiene un costo de aplicación esta normativa para su diseño, sin embargo, en el planteamiento de la estructura es necesario el análisis con profesionales especializados en estructuras de este tipo por los criterios que van adquiriendo con su experiencia, lo cual lleva un presupuesto por el servicio no obstante es mínima a comparación de los daños que se generan con un diseño mal realizado.

Respecto en lo socio-ambiental, es razonable el análisis del diseño sismorresistente con la norma ACI 350.3 debido a que disminuye pérdidas humanas y materiales. Así mismo, esta tesis es importante donde nos brinda el conocimiento de que no presentaría fallas estructurales sísmicas de los reservorios en estudio; siendo de ayuda y herramienta

para posteriores investigaciones y cálculos estructurales en la formulación de futuros proyectos elaborados por los profesionales en diseñar este tipo de estructuras, reiterando la importancia de existir normativa sísmica para este tipo de estructuras en el Perú.

2.4 Hipótesis

2.4.1 Hipótesis general

Al analizar el diseño estructural sismorresistente con la norma ACI 350.3 de los reservorios Prado I, El Arco y Condebamba de la ciudad de Abancay, comprueba un adecuado desempeño sísmico.

2.4.2 Hipótesis específicas

a. Los componentes sísmicos del diseño estructural sismorresistente de los reservorios Prado I, El Arco y Condebamba de la ciudad de Abancay, que determinan la fuerza cortante sísmica comprueban un adecuado funcionamiento estructural ante la ocurrencia de sismos.

b. Las cargas sísmicas para el diseño estructural sismorresistente con la norma ACI 350.3 de los reservorios Prado I, El Arco y Condebamba de la ciudad de Abancay, comprueban un adecuado funcionamiento estructural ante la ocurrencia de sismos.

c. La capacidad por flexión y por corte de los reservorios Prado I, El Arco y Condebamba de la ciudad de Abancay, cumplen adecuadamente con la verificación estructural sísmica.

2.5 Variables

VARIABLE DEPENDIENTE:

VD: diseño estructural sismorresistente de reservorios

VARIABLE INDEPENDIENTE:

VI: norma ACI 350.3

Tabla 1

Operacionalización de variables

| Variable | Definición conceptual | Definición operacional | Dimensión | Indicadores | Escala de medición | Instrumento |
|--|---|---|---|--|--------------------|--|
| Variable D: diseño estructural sismorresistente de reservorios | Estudio del comportamiento de las estructuras ante un evento sísmico. Estableciendo parámetros mínimos para poder resistir estas sollicitaciones (ICG, 2016). | Resultado que se puede calcular en la estructura al ser sometido a algún tipo de excitación (ICG, 2016). | <ul style="list-style-type: none"> • Componentes para el diseño estructural • Fuerza cortante sísmica | <ul style="list-style-type: none"> • Parámetros sismorresistentes • Espectros de diseño • Fuerza cortante • Desplazamientos | Razón | <ul style="list-style-type: none"> • Interpretación y observación de memorias de cálculo. • Planos estructurales. |
| Variable I: norma ACI 350.3 | Formas de representar la estructura, la complejidad depende del número de grados de libertad que se asuma (ACI 350.3, 2021). | Conjunto de pasos para el análisis dinámico y obtención de los parámetros sísmicos. Estas normas prescriben procedimientos para el análisis sísmico y el diseño de estructuras de hormigón que contienen líquidos. Estos procedimientos abordan el lado de carga del diseño sísmico. (ACI 350.3, 2021). | <ul style="list-style-type: none"> • Cargas sísmicas de diseño • Análisis sísmico estructural | <ul style="list-style-type: none"> • Propiedades dinámicas de contenido • Modos de vibración • Análisis por flexión • Análisis por corte | Razón | <ul style="list-style-type: none"> • Software SAP2000 (análisis por elementos finitos) • Normas: ACI 350.3, E-0.30, E-0.60 |

III. Marco teórico

3.1 Antecedentes de investigación

3.1.1 A nivel internacional

Rojas y Patiño (2018), con título de investigación “Diseño y estudios preliminares de un tanque elevado cuadrado para la finca de la universidad cooperativa de Colombia sede Villavicencio”, plantea realizar el diseño y estudios estructurales mediante la evaluación del suelo, modelación con el programa SAP2000 y la realización de planos. La investigación es cuantitativa de tipo explorativa. El desarrollo del proyecto consta de 13 fases las cuales son: localización, exploración del subsuelo, predimensionamiento, análisis sísmico, cálculo de la fuerza del sismo, análisis de cargas, simulación, diseño de elementos estructurales (vigas, columnas, losa en dos direcciones, cimentación, muros) y realización de planos. El resultado es verificado con la norma NSR-10, en consecuencia el dimensionamiento de las columnas es 35x35 cm y las vigas de 30x30 cm para los tres primeros pisos y 30x40 cm para el cuarto piso con una resistencia de $f'c = 280$ Mpa, cumpliendo con las derivas exigidas por la norma usada que es igual o menor al 1% de la altura de cada piso, el diseño de la losa es en dos direcciones, reforzamiento de esquinas en los muros para evitar fisuramiento, cimentación de tipo cuadrada verificada por aplastamiento y por corte, el estudio de suelos presenta un perfil tipo D, ángulo de fricción de 22° y cohesión 35 KPas.

En la investigación de Hernández (2018) con título “Respuesta Sísmica de Tanques Elevados Tipo Péndulo Invertido”, detalla que generalmente en tanques elevados que almacenan líquidos debe tener un correcto funcionamiento después de un sismo, así mismo estos tanques elevados son diferentes a tanques apoyados empotrados por el componente de apoyo y el contenedor; este artículo plantea una ecuación general de movimiento del tanque elevado basado en el modelo simplificado masa - resorte para la modelación de líquido almacenado del reservorio con paredes rígidas y el riesgo de que

provoque momento en la base del reservorio. Se tiene como resultado la importancia de la consideración de la ecuación de movimiento al menos tres modos convectivos del líquido, principalmente en la zona del Valle de México, además de la importancia de no despreciar la contribución de la rotación de la base del contenedor en el cálculo del momento en la cimentación del tanque y se concluye que los momentos de volteo de los cimientos se desprecia en un 25 % con el modelo común que desarrollan los profesionales.

Hernández et al. (2018), expone en su trabajo con título: “Evaluación de presión convectiva en tanques de almacenamiento sujetos a sismos”, con propósito de analizar la respuesta del sismo en reservorios altos metálicos, por medio de modelos de interacción fluido – estructura y simulaciones numéricas con el método de elementos finitos (MEF), y estimar la distribución de la presión hidrodinámica impulsiva y convectiva en respuesta de aceleraciones laterales; se consideró procesos analíticos como la deformación simétrica de láminas cilíndricas circulares y la teoría de vibraciones como el modelo de G.W. Housner y el MDOC DS – 2015. La muestra para el estudio fue de 6 tanques de almacenamiento de líquidos con diferentes dimensiones y se evaluó en diferentes regiones de México; los niveles de aceleración con el que se trabajó están en base del “Manual de Obras Civiles – DS 2015”. Se tiene como resultado que los esfuerzos en el muro de los tanques examinados según cargas hidrostáticas e hidrodinámicas no superaron el límite de fluencia respecto a su esfuerzo, incremento de aceleración se incrementa el volumen de fluido desplazado y a mayor espesor de la pared disminuye el desplazamiento.

Baque (2019), presenta con título “Estudio Patológico del Tanque Reservorio de 800 m³ ubicado en el barrio Cristo del Consuelo en el Cantón Jipijapa”, teniendo como objetivo ejecutar estudios del reservorio mencionado, así mismo identificar las diferentes patologías y realizar ensayos no destructivos en dicho reservorio, el tipo de investigación que desarrolla es descriptivo y la orientación es aplicada, el método de investigación que desarrolla es el deductivo-inductivo, con enfoque cualitativo, las técnicas que se emplearon

fueron la observación directa y ensayos no destructivos; como resultado se expone que presenta pérdida de resistencia a la comprensión del hormigón porque no se tuvo un correcto control en la ejecución de la construcción, desprendimiento de hormigón, exposición del acero, así mismo se presenta problemas de cimentación porque hay deslizamiento y asentamientos por el tipo de suelo debido al sismo, asimismo presenta hinchamiento porque el suelo es de tipo E (suelo limo arcilloso); la masa impulsiva es de 329.6 ton, y la convectiva es de 440 ton, coeficiente convectivo es 0.0734, coeficiente de masa efectiva es 0.50, corte basal de 579.51, el borde libre debe ser mayor a 0.75 m debido a que no cumple siendo de 0.50 m, el factor de seguridad es 2.50 y lo que se obtuvo es de 1.25 concluyendo que tiene problemas de deslizamiento y se indica que la norma NEC solo determina factores de importancia y el coeficiente de reducción de respuesta en condiciones sísmicas.

Sagar y Bahadur (2021), en su investigación "Seismic Performance of Elevated Reinforced Concrete Water Tanks", evalúa el comportamiento sísmico de varios tanques elevados de agua de concreto armado construidos en Nepal; la metodología que emplearon fue el análisis de empuje estático no lineal para determinar el factor de reducción sísmica, la muestra del estudio son tanques elevados de agua de tipo Itze de 450 m³ y 225 m³ de capacidad, el modelado de la estructura consideró la cimentación rígida, las columnas y vigas como elemento de marco de dos nodos, así como la losa y el muro como una carcaza de cuatro nodos, el modelado del agua se consideró la masa impulsiva y masa convectiva como lo señala la ACI/GSDMA, se desarrolló el modelado en SAP2000; los resultados señalan que el periodo de tiempo aumenta en proporción a la altura de llenado del tanque al igual que el factor del corte basal, el factor de respuesta para el tanque de 225 m³ varía de 3.02 a 5.33 y para la capacidad de 450 m³ varía de 4.72 a 6.52 ambos casos para alturas que varían de 12m a 24m y los valores de sobrerresistencia, ductilidad y factor de reducción para tanques de este tipo no se pueden determinar con un valor único.

3.1.2 A nivel nacional

En su investigación, Tunque (2018); con título “Análisis y Diseño de un Reservorio Apoyado Según el Código ACI.350, Tomando como Base el Modelo Mecánico equivalente Propuesto por G.W. Housner”, pretende establecer resultados obtenidos de la evaluación del diseño de un reservorio de tipo apoyado considerando la norma ACI 350 y el modelo de Housner, así mismo la obtención de resultados del análisis sísmico dinámico de los componentes del reservorio (pared, cúpula, vigas de apoyo, cimentación, losa de fondo). La investigación es de tipo aplicada, nivel explorativo – descriptivo, el método fue realizar un estudio preliminar de la norma ACI 350 y semejantes, segundo la integración de la bibliografía, después el modelamiento con el software SAP2000, posteriormente al análisis y diseño de cada componente del reservorio y finalmente con la redacción de la investigación. La muestra de investigación es por criterio de selección no probabilístico; los instrumentos para concluir esta investigación son la normativa americana y softwares de ingeniería como el SAP 2000 y el AUTOCAD, concluyendo de que la respuesta de un sismo genera aceleración horizontal y vertical, el movimiento en el terreno transmite al fluido, generando una interacción de la estructura con el líquido formando presiones convectivas, impulsivas, inerciales y presiones por aceleración vertical, estas engloban a las presiones en el muro del reservorio.

Torres y Montalván (2018) en su investigación con título “Evaluación por Desempeño Sísmico del Comportamiento Estructural de dos Reservorios Elevados con Soporte Tipo Marco, Caballococha 2018” tiene como objetivo la evaluación del comportamiento estructural en respuesta del sismo de dos reservorios con servicio de agua potable con el propósito de pronosticar el trabajo sismorresistente e identificar las áreas críticas que soliciten un reforzamiento estructural, con la intención de prevenir daños en la estructura, económicas y sociales. La investigación es de tipo correlacional, explorativo y explicativo, así mismo el diseño es experimental (cuasi-experimental), se emplea un

muestreo no probabilístico de tipo intencional, los instrumentos que se emplearon fueron la revisión de planos y especificaciones técnicas de los materiales y la observación, consiguiendo resultados del análisis sísmico estático del reservorio R2 con almacenamiento de 165 m³ de 0.09375 de aceleración espectral y la cortante basal según la norma E.030 es de 32.34 ton con R=8; según ACI.350.3-06 con R=2 Impulsivo y R=1 convectivo es de 149.42 ton y por último el análisis con el programa SAP2000 V19, con espectro E.030 R=2, es de 151.83 ton; para el reservorio R3 de 300 m³ de almacenamiento, tiene la misma aceleración espectral que el reservorio R2, los resultados de la cortante basal según la norma E.030 es de 45.95 ton con R=8; según ACI.350.3-06 con R=2 Impulsivo y R=1 convectivo es de 114.76 ton y por último el análisis con el programa SAP2000 V19, con espectro E.030 R=2, es de 133.47 ton; para el análisis sísmico dinámico se tiene un desplazamiento lateral al nivel 6 de 0.08255 m en el reservorio R2, para el R3 se tiene 0.10075 m. Respecto al punto de desempeño se concluye del R2 una cortante de 0.92 ton y un desplazamiento de 0.0006967 m, para el R3 se tiene una cortante de 196.221 ton y un desplazamiento de 0.032 m. Finalmente se concluye que para el nivel de “inmediata ocupación” el resultado es de 0.1582 m, del R2 y 0.197 m del R3, pero la curva de capacidad proporcionada por el software no alcanza los máximos desplazamientos de esta manera si cumple con los objetivos de la evaluación.

Así mismo, Álamo (2020) con título de investigación “Diseño Estructural Reservorio Circular Apoyado 775 m³ para Servicio de Agua Potable y Saneamiento en 12 Localidades de Jaén-Cajamarca” teniendo como alcance proceder un planteamiento y diseño de reservorios. La metodología que aplica esta investigación es de tipo aplicada, nivel descriptivo, enfoque cuantitativo y de diseño no experimental, donde la muestra es el reservorio del cual se evaluará su diseño estructural, respecto a la técnica que se empleara es la observación indirecta y los instrumentos que se manipularan serán los softwares de ingeniería. Los resultados fueron que el método ACP (Asociación de Cemento Portland) es

poco fiable respecto al método de los elementos finitos para el análisis dinámico del reservorio, ya que el segundo nos da un resultado más cercano a la realidad porque se consideran factores como la fuerza inercial, fuerza sísmica y vibración de la estructura, pero en el aspecto económico es factible el método ACP.

Lopez (2022), en su investigación con título “Propuesta de Diseño Estructural de un Reservorio Aplicando el Software SAP2000 para el Servicio de Agua Potable del Centro Poblado de Matibamba, Amarilis-2022”, desarrolla los objetivos de elaborar un diseño de un reservorio empleando el software mencionado con fines de abastecimiento de agua potable, así como establecer la fuerza de líquido procedente de fuerzas laterales en su diseño, al igual que la aplicación de la norma ACI 350 y establecer la cuantía de acero en la estructura; la metodología que maneja la investigación, es de enfoque cuantitativo, el alcance o nivel de investigación es correlación, el diseño es no experimental. La muestra de esta investigación es el reservorio de agua apoyado de 0.5 m^3 en el centro poblado Matibamba en el distrito de Amarilis, provincia y departamento de Huánuco; las técnicas e instrumentos utilizados son aparatos experimentales, ficha de recolección de datos, para la presentación de datos se operaron los softwares como AUTOCAD, SAP2000, ACI, Microsoft Office. En definitiva, se demostró y se diseñó por medio de elementos finitos y el código ACI.350 una respuesta más acertada a la realidad con el predimensionamiento, integrando información de parámetros sísmicos, presiones hidrodinámicas, entre otros para una estructura sismorresistente.

También Ricra (2022), desarrollo la investigación “Análisis y Diseño Estructural de un Reservorio Circular Apoyado; Mediante el Modelo Propuesto por Haroun en la Ciudad de Huancavelica”, plantea como objetivos obtener resultados del sistema de tres masas y a través del análisis sísmico dinámico mediante el método por Haroun, respecto a la metodología de investigación es de tipo aplicada, nivel descriptivo, el método aplicado fue la revisión de investigaciones, generación de modelo 2D y 3D, de diseño no experimental;

la muestra es del tipo no probabilístico, pertenece a un reservorio metálico circular de 2000 m³ de almacenamiento, se utilizó técnicas e instrumentos como normativas peruanas y americanas, así como programas de cómputo. Teniendo como resultado el diseño del reservorio considerando la norma E.030 y ACI 350; el espesor de la base que resiste el peso del agua es de 0.25 m, y se concluye que el método de Housner y Haroun es para el diseño de reservorios con una diferencia de que el primero es para reservorios metálicos y concreto armado mientras que el segundo es para reservorios metálicos circulares apoyadas.

Saavedra (2020), en su investigación con título “Evaluación del Comportamiento Estructural del Reservorio Circular Apoyado El Milagro de 1030 m³ de la ciudad de Celendín” tiene como objetivos de determinar y verificar el tipo de suelo de la zona, verificar el f_c , determinar el cortante basal, desplazamiento, realizar una comparación con la norma peruana E.030, evaluar el esfuerzo máximo del concreto y esfuerzo de diseño, verificar la estabilidad del reservorio, evaluar el acero de los planos, la investigación es no experimental de tipo descriptiva, la muestra fue aleatoria encontrándose en Cajamarca, los materiales que se utilizó fueron el expediente técnico, software, equipos de laboratorio de suelos, el método que se aplicó fue en primer lugar la revisión literaria, segundo determinar la clasificación del suelos, procesamiento de datos, modelamiento, análisis, diseño y verificación del dimensionamiento del reservorio. Los resultados exponen la diferencia respecto a los valores establecidos en el expediente técnico, asimismo el efecto del sismo no afectará lo cual seguirá operativa ya que no existe posibilidad de falla puesto que la cortante basal, desplazamiento máximo y el esfuerzo máximo cumplen con los parámetros establecidos por las normas técnicas.

3.1.3 A nivel regional y local

Estudios a nivel regional o local no se encuentra, y esta es una de las razones que me llevó a esta investigación.

3.2 Bases teóricas

3.2.1 Sismicidad

Según García (2022) un movimiento de sismo en una zona determinada tiene: magnitud, intensidad y frecuencia. La predicción de obtener respuestas del sismo sobre estas características es indetectable, sin embargo, se puede estudiar de una perspectiva probabilística.

3.2.1.1 Ondas sísmicas

La generación de movimientos en el terreno es la suma de diversas ondas en actividad produciendo la vibración en las estructuras a través de sus cimientos (García, 2022).

I. Ondas de cuerpo:

El Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento (2006,) señala dos tipos las longitudinales o llamadas también ondas P o primarias, y las ondas transversales o llamadas ondas S o secundarias; la primera en mención se describe como más rápida y las primeras en registrarse; generan compresión, expansión de partículas y esfuerzos normales en la roca; la segunda son lentas y su movimiento es perpendicular al sentido de su propagación; la energía que genera es más, de tal manera genera mayor perjuicio.

II. Ondas superficiales:

El Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento (2006). Es la generación de ondas S y ondas P, llamadas también ondas L o largas, son lentas y se observan como ondas superficiales del océano.

3.2.1.2 Tipos de sismos

La clasificación de los sismos puede ser de principio natural y artificial, el primero en mención genera mayor cantidad de energía teniendo siendo los efectos mayores en la

superficie; y se clasifican en sismos tectónicos, volcánicos y sismos de colapso; y lo segundo es causado por el hombre, efectos de explosiones ya sea para actividades de minería y nucleares.

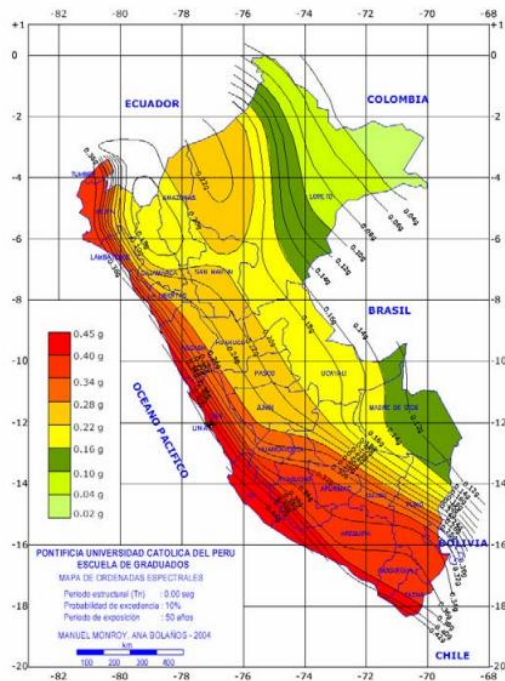
3.2.1.3 Zonas sísmicas

En el mundo se registran sismos lo cual hizo que las investigaciones zonificarán las áreas de mayor y menor evento sísmico, llevando al Perú a la zona sísmica de mayor intensidad, conocido como el anillo de fuego del pacífico que soporta el 80 % de los sismos producidos en el planeta, lo que conllevó en ciudades del Perú sufrieran pérdidas humanas y materiales. (Morales y Zavala, 2008)

La cordillera de los Andes se creó por el proceso de subducción de la placa de Nazca por debajo de la placa Sudamericana. En el sur del Perú se registró desde 1582 magnitudes de sismos por encima de los 7.5 grados en escala de Richter y en 1868 se ocasionó un sismo de 8.6. La cronología de eventos sísmicos en Apurímac que pertenece al sur de nuestro país varía en el rango de III a IV grados, sin embargo, en el mapa de sismos del sur, es considerado una zona sísmica alta (INDECI, 2007).

Figura 1

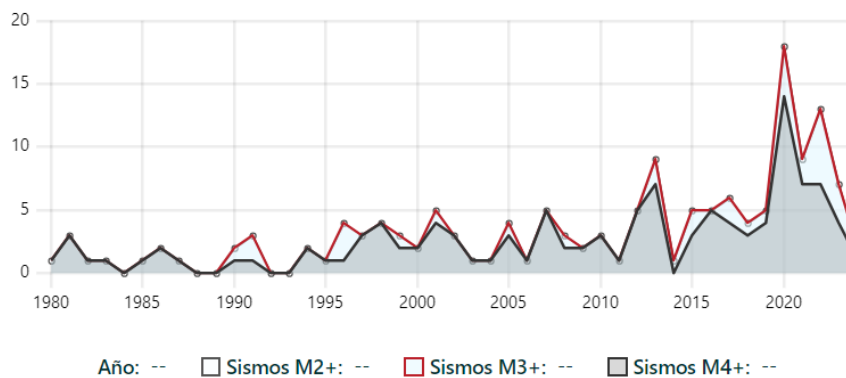
Mapa de ordenadas espectrales sísmicas del Perú



Nota. La imagen muestra el espectro sísmico, mapa donde se muestra que el sur del Perú es altamente sísmica, por INDECI, 2007.

Figura 2

Número de sismos por año en el Perú

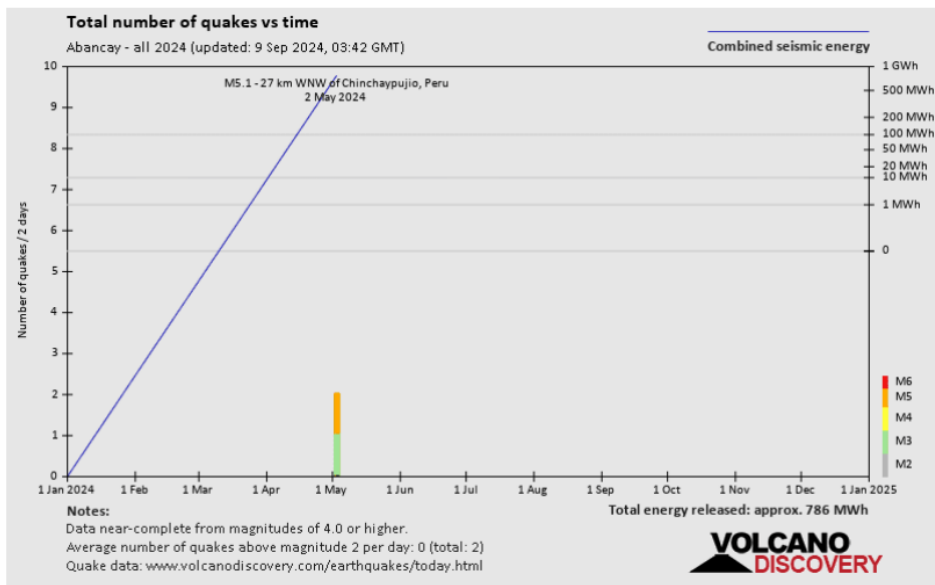


Nota. Se evidencia el número de sismos por año en el Perú por VolcanoDiscovery, 2024.

Los antecedentes sísmicos a lo largo del tiempo de la ciudad de Abancay del departamento de Apurímac se presentan a continuación:

Figura 3

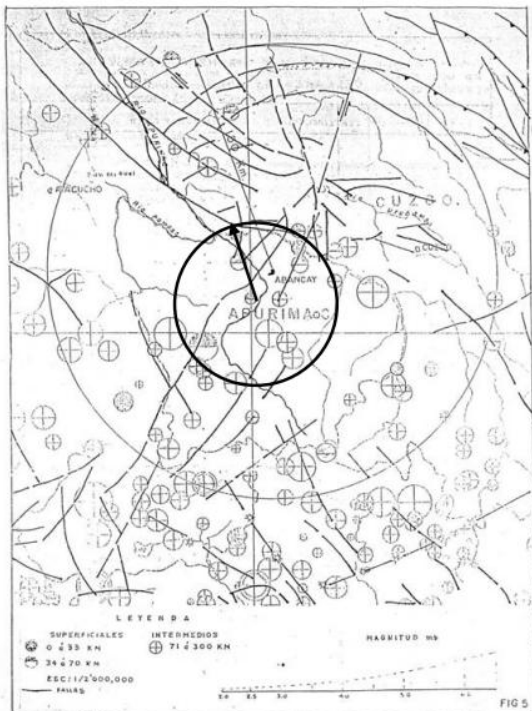
Número de sismos de Abancay



Nota. En la figura se evidencia el número de sismos de Abancay, por VolcanoDiscovery, 2024

Figura 4

Mapa de la distribución espacial de la sismicidad



Nota. La distribución de sismos de la región se da en dos fallas geológicas significativas la SW-NE a un espacio del distrito de Abancay. La imagen señala que los sismos de mayor magnitud cercanos a la ciudad son de menor profundidad focal. En conclusión, las fallas geológicas próximas son las que ocasionan mayor sismo en la región, por ende, las fallas geológicas marcadas son activamente sísmicas, por INDECI, 2007.

Tabla 2

Número de sismos de Abancay, Apurímac, Perú

| | Número total | <M2 | M2+ | M3+ | M4+ | M5+ | M6+ |
|------------------|--------------|-----------|-----|-----|-----|-----|-----|
| Últimos 365 días | 5 sismos | Sin datos | | 2 | 2 | 1 | - |
| Últimos 3 años | 31 sismos | Sin datos | | 12 | 18 | 1 | - |
| Últimos 10 años | 75 sismos | Sin datos | | 23 | 42 | 10 | - |

Nota. Se evidencia en la tabla el número de sismos de Abancay en los últimos 10 años, 3 años y último año con diferentes tipos de magnitud sísmica, por VolcanoDiscovery, 2024.

3.2.2 Análisis y diseño

El diseño aparte de cumplir con el mínimo de capacidad también debe efectuar exigencias funcionales. De esta manera, los reservorios deben resistir cargas aplicadas sin agrietamiento con efecto de generar fugas y pérdidas de materiales, esto se puede alcanzar con el diseño correcto. (Salvá, 2014)

Del reservorio, su ubicación, función principal, condición estructural y efectos de presentar falla determinará las cargas (gravitacionales, por presiones internas, sísmicas y de viento) que se aplicará para el diseño y análisis. (Salvá, 2014)

Respecto al diseño sísmico debe ser razonable económicamente garantizando la seguridad de la estructura respecto a las posibles fallas. Los diseños en la actualidad tienen como objetivo evitar el colapso aceptando daños de sismos a lo largo de su vida útil, así mismo el colapso total con grandes magnitudes sísmicas. (Bazán y Meli, 2004)

3.2.2.1 Análisis estructural

“La construcción de un reservorio se involucra básicamente en dos tipos de diseños” según el ministerio de agricultura y ganadería Costa Rica siendo estructural e hidráulico, lo primero concierne al sistema de muros que se utilizara para almacenar el agua y lo segundo por las características de distribución del líquido. (2010)

3.2.2.2 Aspectos fundamentales para un diseño sísmico

Como indica Bazán y Meli (2004) se debe tener en cuenta: el sistema estructural correcto, análisis sísmico y el detalle estructural; el primer punto es que las estructuras deben absorber y disipar la energía sísmica, lo segundo es determinar las respuestas estructurales para brindar métodos analíticos frente al sismo, para el dimensionamiento de los componentes y lo tercero es que la estructura se comporte de manera dúctil proporcionándole de capacidad de deformación antes del colapso.

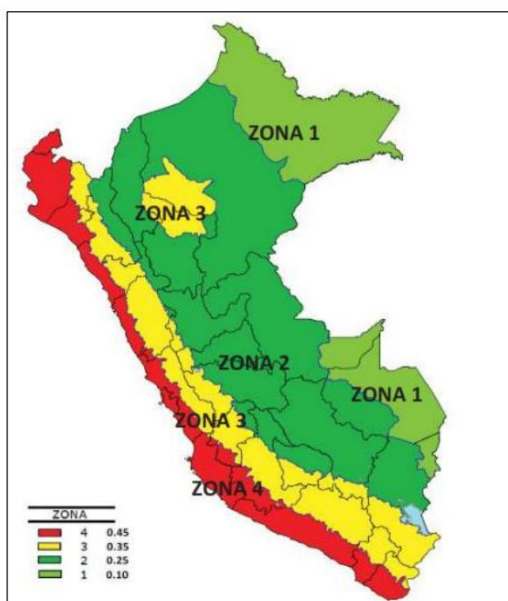
3.2.3 *Diseño sismorresistente – norma técnica peruana E.030*

3.2.3.1 Zonificación

El Perú está dividido en cuatro zonas, la estructuración de los espacios es por las características de los movimientos del sismo y la moderación de la distancia al epicentro y estudios neotectónicas (NTP E.030, 2019).

Figura 5

Zonificación sísmica del Perú



Nota. Se muestra en la figura los tipos de zona en el Perú, por la norma técnica peruana E.030, 2019.

A cada región se le asigna un factor "Z" como se muestra en la tabla 2. Este factor se interpreta como la aceleración de fondo máxima con una probabilidad de exceder el 10% durante 50 años. El factor "Z" se expresa como una fracción de la aceleración debida a la gravedad.

Tabla 3

Factor de zona "Z"

| Zona | Z |
|------|------|
| 4 | 0.45 |
| 3 | 0.35 |
| 2 | 0.25 |
| 1 | 0.10 |

Nota. Se encuentran 4 zonas en el Perú, por NTP E.030, 2019.

3.2.3.2 Perfiles de suelo

a) Perfil tipo S0: roca dura: este tipo corresponde a rocas acústicas con una velocidad de propagación de ondas de corte superior a 1500 m/s. Las medidas corresponden al sitio del proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor intemperismo o fracturas (NTP E.030, 2019).

b) Perfil tipo S1: roca o suelos muy rígidos Este tipo corresponde a rocas con diferentes grados de fractura, masas homogéneas y los suelos extremadamente duros con velocidades de propagación de ondas de corte, entre 500 m/s y 1500 m/s (NTP E.030, 2019).

c) Perfil tipo S2: suelos intermedios Esta categoría corresponde a suelos medianamente duros, con velocidades de propagación de ondas de corte, entre 180 m/s y 500 m/s (NTP E.030, 2019).

d) Perfil tipo S3: suelos blandos Esta clase incluye suelos blandos con velocidades de propagación de onda de corte, menor o igual a 180 m/s (NTP E.030, 2019).

e) Perfil tipo S4: condiciones excepcionales, esta categoría corresponde a suelos particularmente blandos y ubicaciones con condiciones geológicas y/o topográficas particularmente desfavorables que requieren una investigación específica del sitio (NTP E.030, 2019).

Tabla 4

Factor de suelo "S"

| Factor de suelo "S" | | | | |
|----------------------------|------|------|------|------|
| Suelo | S0 | S1 | S2 | S3 |
| Z4 | 0.80 | 1.00 | 1.05 | 1.10 |
| Z3 | 0.80 | 1.00 | 1.15 | 1.20 |

| | | | | |
|-----------|------|------|------|------|
| Z2 | 0.80 | 1.00 | 1.20 | 1.40 |
| Z1 | 0.80 | 1.00 | 1.60 | 2.00 |

Nota. Factor de suelo determinado por el tipo de suelo y la zona de estudio, por NTP E.030, 2019.

3.2.3.3 Parámetros de sitio

Según la norma técnica peruana E.030 (2019), se debe considerar el tipo de perfil de suelo que mejor represente las condiciones locales, utilizando los valores respectivos para la ganancia de suelo S y de los periodos TP y TL que se dan en la tabla a continuación.

Tabla 5

Periodos corto y largo "TP" y "TL"

| Periodos "TP" y "TL" | | | | |
|----------------------|-----------------|-----|-----|-----|
| | Perfil de Suelo | | | |
| | S0 | S1 | S2 | S3 |
| TP(s) | 0.3 | 0.4 | 0.6 | 1 |
| TL(s) | 3 | 2.5 | 2 | 1.6 |

Nota. Periodos corto y largo, por NTP E.030, 2019.

3.2.3.4 Factor de amplificación sísmica

De acuerdo a la norma técnica peruana E.030 (2019), según las propiedades de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por los siguientes enunciados:

Figura 6

Factor de amplificación sísmica

| |
|---|
| $T < T_P \quad C = 2.5$ $T_P < T < T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$ $T > T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right); C \leq 2.5$ |
|---|

Nota. Factor de amplificación sísmica, por NTP E.030, 2019.

Este factor se entiende como el factor de amplificación de la aceleración de la estructura con respecto a la aceleración del terreno.

3.2.3.5 Categoría de las edificaciones y factor de uso

Según la norma técnica peruana (2019), cada estructura se clasificará de acuerdo con las categorías que se muestran en la Tabla 5 para tener el factor de uso o importancia (U). Para edificios con aislamiento sísmico en la base se podrá considerar $U = 1$.

Tabla 6

Categoría de las edificaciones y factor de uso "U"

| Categoría | Descripción | Factor U |
|----------------------------------|---|-----------------|
| A Edificaciones esenciales | A1: establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud. | 1 |
| | A2: edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y | 1.5 |

| | | |
|---------------------------|--|-----|
| | plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso pueden representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas, y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del estado. | |
| | Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento. | |
| B | | |
| Edificaciones importantes | | 1.3 |
| | Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes. | |
| C | | |
| Edificaciones comunes | | 1.0 |
| | Temporales construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares. | |
| D | | |
| Edificaciones temporales | | 2 |

Nota. Categoría de las edificaciones y el factor de uso, por NTP E.030, 2019.

3.2.3.6 Sistemas estructurales

Según la norma E.030 (2019), el sistema básico de estructura sísmica y factor de reducción se clasifica o divide de acuerdo con los materiales utilizados y el sistema estructural sísmico para cada dirección de análisis, como se muestra a continuación:

Tabla 7*Coeficiente básico de reducción*

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

Nota. La tabla muestra el coeficiente de reducción básica, por NTP E.030, 2019.

El sistema estructural de los reservorios no indica al sistema que pertenece, es decir no se tiene un factor de reducción sísmica para este tipo de estructuras. Erróneamente algunas veces se asume un sistema estructural de muros estructurales, pero esto estaría mal debido a que la norma E.030 nos advierte que solo se aplicaran a estructuras en la

cual los elementos verticales y horizontales permitan una cierta disipación de energía manteniendo en todo momento la estabilidad estructural.

3.2.3.7 Análisis estructural

3.2.3.7.1 Análisis dinámico modal espectral

Una adecuada distribución de masa y rigidez es fundamental para el cálculo del comportamiento dinámico. La verificación de los diafragmas respecto a la resistencia y rigidez deben asegurar lo antes mencionado caso contrario se considera la flexibilidad para distribuir la fuerza del sismo (ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2018).

“Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral” (ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2018).

3.2.3.7.2 Modos de vibración

Para determinar los modos de vibración es por procedimientos analíticos que tome en cuenta propiedades de rigidez y distribución de masa.

Los modos de vibración en cada dirección conservan una masa efectiva total siquiera del 90 % de su totalidad, considerando como mínimo tres modos predominantes en la dirección de análisis (ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2018).

3.2.3.7.3 Aceleración espectral

Para cada dirección horizontal que se analiza se utiliza un espectro inelástico de pseudoaceleraciones determinado por:

EC- 1 Aceleración espectral

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad (1)$$

Donde:

S_a = aceleración espectral

Z = factor de zona

U = factor de uso

C = factor de amplificación sísmica

S = factor de suelo

R = coeficiente básico de reducción

g = aceleración de la gravedad

3.2.3.7.4 Modelos para el análisis

“Se deberá verificar que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia suficiente para asegurar la distribución antes mencionada, en caso contrario, se toma en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas” (ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2018, p.15).

3.2.3.7.5 Criterios de combinación

Para la respuesta máxima elástica, fuerzas internas en los elementos que componen la estructura y los parámetros como fuerza cortante en la base, cortante de entrepiso, momento de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso, será por medio de criterios de combinación.

“La respuesta máxima elástica esperada correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo” (ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2018, p. 16).

3.2.3.7.6 Desplazamientos laterales relativos admisibles

El ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2018, p. 16) muestra la siguiente tabla la cual no tiene que sobrepasar la fracción de la altura de entrecapiso (distorsión).

Tabla 8

Límites para la distorsión del entrecapiso

| Límites para la distorsión del entrecapiso | |
|---|-----------------------|
| Material predominante | (Δ_i / h_{ei}) |
| Concreto armado | 0.007 |
| Acero | 0.010 |
| Albañilería | 0.005 |
| Madera | 0.010 |
| Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada | 0.005 |

Nota. Límites para la distorsión del entrecapiso, por NTP E.030, 2019.

3.2.3.8 Análisis estático

3.2.3.8.1 Fuerza cortante basal

EC- 2 *Fuerza cortante basal*

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad (2)$$

3.2.3.8.2 Período fundamental de vibración

De acuerdo a la norma E.030 (2019), el periodo de vibración en cada dirección se expresa así:

EC- 3 *Período de vibración*

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (3)$$

3.2.4 Diseño sísmico de contenedor de líquido – código ACI 350.3

El ACI 350.3, contiene reglas y presenta un modelo basado en el planteamiento de Housner, quien desarrolló y analizó el comportamiento dinámico de los líquidos por la presencia de los movimientos sísmicos, con el estudio de dos componentes que son la masa impulsiva y convectiva.

A. Clasificación de reservorios

Las estructuras contenedoras de líquidos tienen tipos de acuerdo a la sección en base a características de su configuración, tipo de unión de la base con el muro y el método de construcción; para reservorios rectangulares se clasifica en base empotrada y base simplemente apoyada y en reservorios circulares se clasifican en base empotrada, simplemente apoyada y base flexible (ACI 350.3-20, 2021); para esta investigación se desarrolló reservorios circulares de tipo apoyados empotrados.

1. Estructuras apoyadas en el suelo se dividen de acuerdo a las características sobre la base como: forma de la estructura (rectangular o circular), segundo por el tipo de unión pared-zócalo (base fija, articulada o flexible); y tercero por el método de construcción ya sea concreto armado o pretensado, a continuación, se detalla la clasificación.

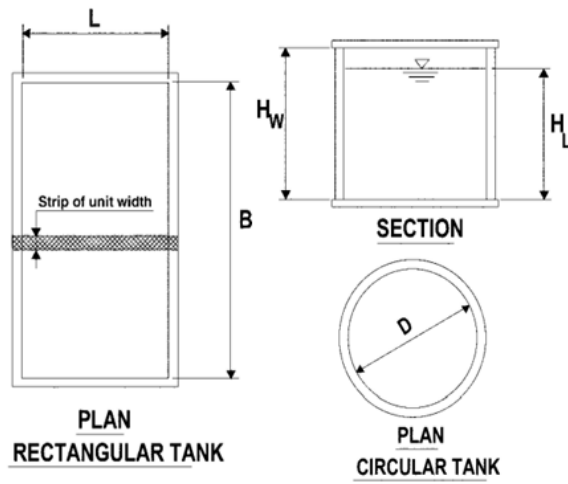
A. Tanques rectangulares: base fija y base con bisagras.

B. Tanques circulares: base fija (concreto reforzado y concreto pretensado), base articulada (concreto reforzado y concreto pretensado), base flexible (concreto pretensado: anclado, no anclado-contenido y no anclado - no contenido).

2. Estructuras montadas en pedestal, son estructuras que contienen líquidos montadas sobre pedestales tipo voladizo.

Figura 7

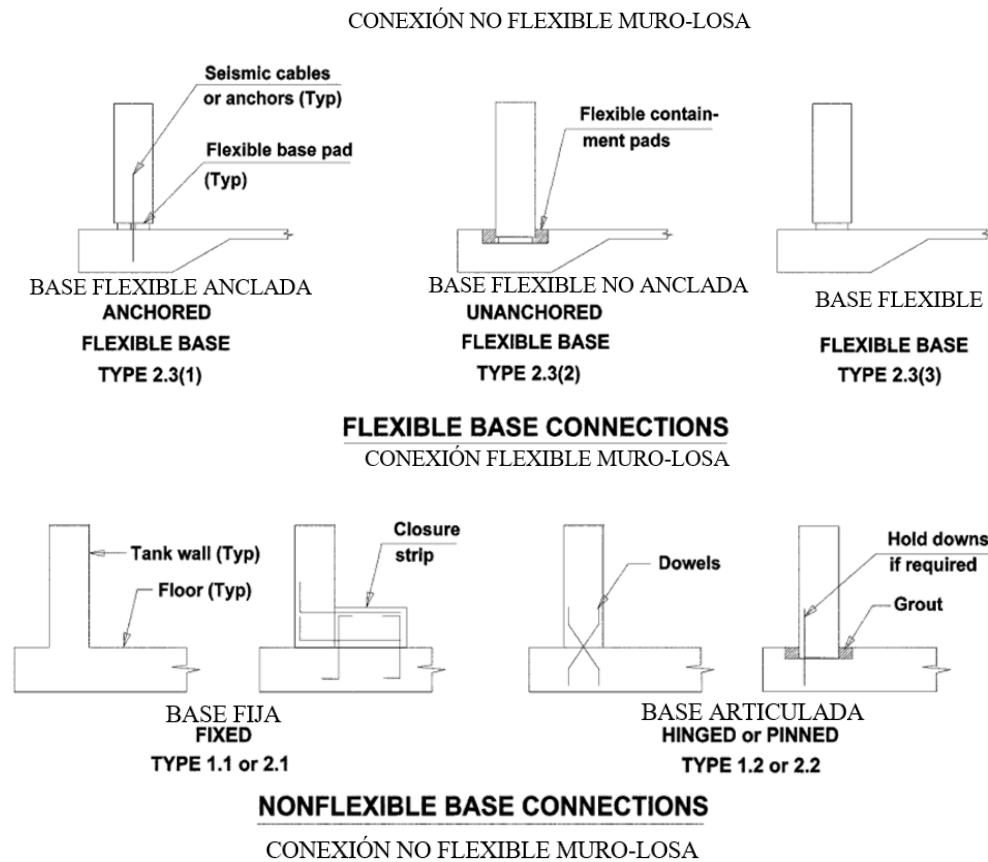
Configuraciones típicas de tanques



Nota. En la figura se muestra las configuraciones típicas de tanques de almacenamiento de líquidos encontrándose dos tipos: rectangulares y circulares, por ACI 350.3-20, 2021.

Figura 8

Clasificación de conexiones de la pared a la cimentación



Nota. En la figura se muestra la clasificación de conexiones de la pared con la cimentación, siendo base fija, articulada, flexible anclada, flexible no anclada, por ACI 350.3-20, 2021.

B. Criterios generales para análisis y diseño

La norma ACI 350.3-20 (2021), tiene como fundamento su diseño por resistencia en etapa última, durabilidad, y control de fisuras en etapa de servicio.

1. Características dinámicas: la interacción entre la estructura y el líquido que se contiene se deben realizar con un estudio dinámico minucioso.
2. Cargas de diseño sísmicas: son cargas de origen sísmico.

3. Requisitos de diseño: las paredes, los pisos y el techo (cúpula) de las estructuras que contengan líquidos se deben diseñar para resistir los efectos de la aceleración horizontal y la aceleración vertical de diseño combinadas con los efectos de las cargas estáticas de diseño aplicables.

En relación a la aceleración horizontal, se consideró en el diseño los efectos de transferencia de la cortante total de la base entre el muro y la zapata, así como entre el muro y el techo, y la presión dinámica que actúa sobre el muro por encima de la base.

El resultado de la aceleración máxima de las dos direcciones horizontales y verticales precisa ser combinados con el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

C. Diseño de estructuras sismorresistente

1. Espectros de respuesta específicos del sitio: fue planteado en 1932 por Biot luego lo desarrolló Housner, Newmark entre otros. Es una herramienta de la dinámica estructural en el área del diseño sismorresistente. Se entiende como espectro el gráfico respecto a la respuesta máxima (entendida en palabras de velocidad, aceleración, desplazamiento o cualquier factor de importancia) generando movimiento dinámico en la estructura o la oscilación en grados de libertad. Según Crisafulli y Villafañe (2002), estos gráficos en las abscisas figuran el periodo o frecuencia de la estructura y en las ordenadas señala la respuesta máxima del resultado de los factores de amortiguamiento.

2. Distribución de cargas sísmicas: diseño con los cortes dinámicos y distribución de presiones en adición a la distribución de cargas estáticas.

3. Tensiones: en los tanques rectangulares los esfuerzos de flexión verticales y horizontales y los esfuerzos cortantes en el muro y en la base del muro debido a las fuerzas

sísmicas laterales se calcularán sobre la base de la acción de la losa, usando una distribución de presión consistente.

4. Borde libre: las oscilaciones de ola tienen que ser capaz de soportar la máxima oscilación de oleaje d_{max} , generada por la aceleración sísmica. La aceleración horizontal sísmica hace que el fluido contenido comience a batirse (chapoteo), con desplazamiento vertical de la superficie de fluido.

5. Presiones de tierra inducidas por terremotos: las presiones dinámicas de tierra serán consideradas cuando se calcule el corte basal de estanques parcial o totalmente enterrados y cuando se diseñen los muros.

6. Modelo dinámico: las presiones asociadas a estas fuerzas “pueden separarse en partes impulsivas y convectivas. las presiones impulsivas no son impulsos en el sentido habitual, sino que están asociadas a fuerzas de inercia producidas por aceleraciones de las paredes del recipiente y son directamente proporcionales a estas aceleraciones. Las presiones convectivas son las producidas por las oscilaciones del fluido y son por tanto las consecuencias de las presiones impulsivas”.

3.2.4.1 Cargas sísmicas de diseño

1. Presiones sísmicas sobre la base

Las paredes de las estructuras que contienen líquidos deben diseñarse para las siguientes fuerzas dinámicas además de las presiones hidrostáticas.

- i. Fuerzas de inercia P_w y P_r .
- ii. Presión impulsiva hidrodinámica P_i del líquido contenido
- iii. Presión convectiva hidrodinámica P_c del líquido contenido
- iv. Presión dinámica de la tierra de suelos saturados y no saturados contra la parte enterrada del muro.

v. Los efectos de la aceleración vertical.

La ecuación general para el cortante basal total se reemplaza el término W con los cuatro pesos efectivos: el peso efectivo de la pared del tanque y techo; el componente impulsivo del peso de líquido y la componente convectiva.

El movimiento del suelo impuesto está representado por un espectro de respuesta elástica que se deriva de un registro sísmico real para el sitio, o se construye por analogía con sitios con características sísmicas y de suelo conocidas. El perfil del espectro de respuesta está definido en función del período de vibración y las aceleraciones mapeadas.

Factor I proporciona un medio para que el ingeniero aumente el factor de seguridad. El juicio de ingeniería puede requerir un factor I mayor, donde es necesario reducir aún más el nivel potencial de daño o tener en cuenta la posibilidad de un terremoto mayor que el terremoto de diseño.

Los factores de modificación de respuesta reducen la elasticidad de espectro de respuesta para tener en cuenta la ductilidad de la estructura, propiedades de disipación de energía y redundancia.

1.1. Fuerzas laterales dinámicas

Las fuerzas laterales dinámicas por encima de la base deben ser determinado como:

EC- 4 *Fuerzas laterales dinámicas*

$$P_W = C_i I \left[\frac{\varepsilon W_W}{R_i} \right] \quad (4)$$

Donde:

P_W = fuerza de inercia lateral de la aceleración del muro

C_i = factor de amplificación de espectro período-dependiente para los movimientos horizontales de la componente de impulsión.

ε = coeficiente de masa efectiva

W_w = masa del muro del estanque

R_i = factor de modificación de respuesta para la componente impulsiva

1.2. Corte basal total

El corte basal debido a las fuerzas sísmicas aplicadas en el fondo del tanque se determinará con:

EC- 5 Corte basal total

$$V = \sqrt{(P_i + P_w + P_r)^2 + P_c^2 + P_{eg}^2} \quad (5)$$

Donde:

V = corte basal

P_i = fuerza total impulsiva

P_w = fuerza de inercia lateral de la aceleración de muro

P_r = fuerza de inercia lateral de la aceleración de la cubierta

P_c = fuerza total lateral convectiva

P_{eg} = fuerza lateral sobre la parte enterrada de un tanque

1.3. Momento en la base

Los momentos debidos a las fuerzas sísmicas en la base del tanque es:

EC- 6 Momento en la base

$$M_b = \sqrt{(M_i + M_w + M_r)^2 + M_c^2} \quad (6)$$

Donde:

M_b = momento flector en la base

M_i = momento de flexión debido a la fuerza impulsiva

M_w = momento de flexión debido a la fuerza de inercia en la pared

M_r = momento de flexión debido a la fuerza de inercia del techo

M_c = momento de flexión debido a la fuerza convectiva

Momento de vuelco en la base del tanque, incluido el fondo del tanque y la estructura de soporte:

EC- 7 *Momento de vuelco*

$$M_o = \sqrt{(M'_i + M_w + M_r)^2 + M_c'^2} \quad (7)$$

Donde:

M_o = momento de vuelco en la base del reservorio

M_i = momento de flexión debido a la fuerza impulsiva

M_w = momento de flexión debido a la fuerza de inercia en la pared

M_r = momento de flexión debido a la fuerza de inercia del techo

M_c = momento de flexión debido a la fuerza convectiva

Cuando corresponda, el efecto de las presiones dinámicas de la tierra y del agua subterránea contra la porción enterrada de las paredes se incluirá en la determinación de los momentos en la base del tanque.

1.4. Aceleración vertical

La presión efectiva del fluido aumentará o disminuirá debido a los efectos de la aceleración vertical. También se pueden considerar cambios similares en el peso efectivo de la estructura de hormigón.

El tanque debe estar diseñado para los efectos de la aceleración vertical. En ausencia de un espectro de respuesta específico del sitio, la relación **b** de la aceleración vertical a horizontal no será inferior a 2/3.

2. Espectros de respuesta específicos del sitio

Tabla 9*Factor de modificación de la respuesta*

| Tipo de estructura | Factor de modificación de la respuesta | | Rc |
|--|--|-----------|-----|
| | Ri | | |
| | Superficial o en pendiente | Enterrado | |
| (a) Tanques anclados de base flexible | 3.25 | 3.25 | 1.0 |
| (b) Tanques de base fija o con bisagras | 2.0 | 3.0 | 1.0 |
| (c) Sin ancla, contenido o tanques no contenidos | 1.5 | 2.0 | 1.0 |
| (d) Depósitos sobre pedestal | 2.0 | - | 1.0 |

Nota. Se utilizó los factores de R_w para tanques de base fija, por ACI 350.3-06, 2006.

3.2.4.2 Distribución de cargas sísmicas

En el caso de que no haya un análisis más riguroso que tome 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 distribución de presiones en adición a la distribución de cargas estáticas:

1. Transferencia de corte: la fuerza horizontal sísmica V genera fuerzas de corte entre el muro y la zapata, y el muro con cielo.

1.1. Tanques circulares: las juntas muro-zapata y muro-cielo, deben ser diseñadas para las fuerzas de corte sísmico.

Para bases de tanque fija y articulada (tipo de base empotrada y base simplemente apoyada), el corte basal sísmico se transmite parcialmente por membranas de corte (tangencialmente), y el resto por cortante radial que provoca la flexión vertical. Para un tanque con una relación altura/diámetro de 1:4 ($D/H_L = 4.0$), aproximadamente un 20% de la fuerza de corte sísmico se transmite por la reacción basal radial a la flexión vertical. El

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

La distribución $q = \frac{Q}{\pi R} \sin \theta$ se muestra en la figura 9.

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

EC- 8 Corte máximo tangencial

$$q_{max} = \frac{Q}{\pi r} = \frac{0.8V}{\pi r} \dots \quad (8)$$

Donde:

q_{max} = corte máximo tangencial

Q = fuerza de corte total

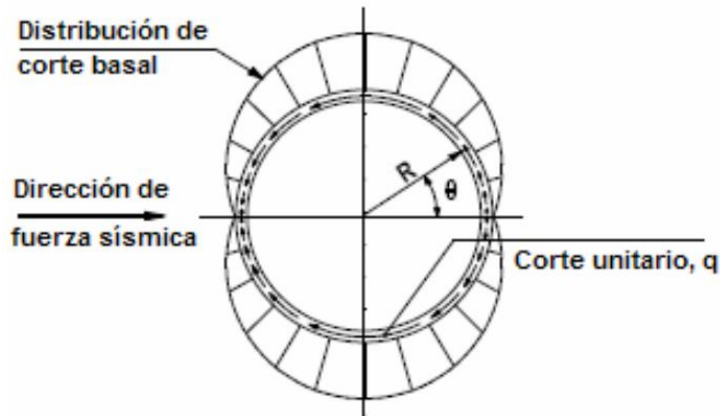
V = corte basal horizontal total

El corte radial es generado por la respuesta a la flexión del muro cercano a la base, y por esto es proporcional a las fuerzas hidrodinámicas mostradas en la Figura 9. El corte radial alcanza un valor máximo en los puntos donde la orientación de los muros del estanque es 0 y 180 grados según el movimiento del suelo y debe ser determinada usando la teoría de placas cilíndricas y las dimensiones del estanque. El diseño de la interfase muro-zapata debe tomar en cuenta el corte radial.

En general, la interfase muro-zapata debe ser diseñada con refuerzos para transmitir este corte a través de la unión. De otro modo, la pared se puede ubicar en una ranura preformada en la base de la viga anular.

Figura 9

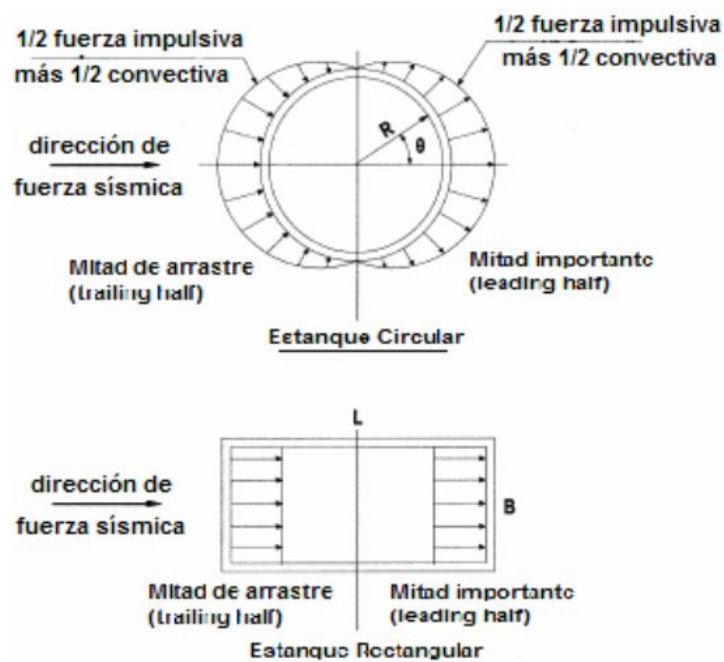
Transferencia de corte de membrana en la base



Nota. En la figura se muestra la transferencia de corte de membrana en la base para reservorios circulares, por ACI 350.3-20, 2021.

Figura 10

Distribución de presión hidrodinámica en las paredes del tanque



Nota. En la imagen se muestra la distribución de presión hidrodinámica en las paredes del tanque, por ACI 350.3-20, 2021.

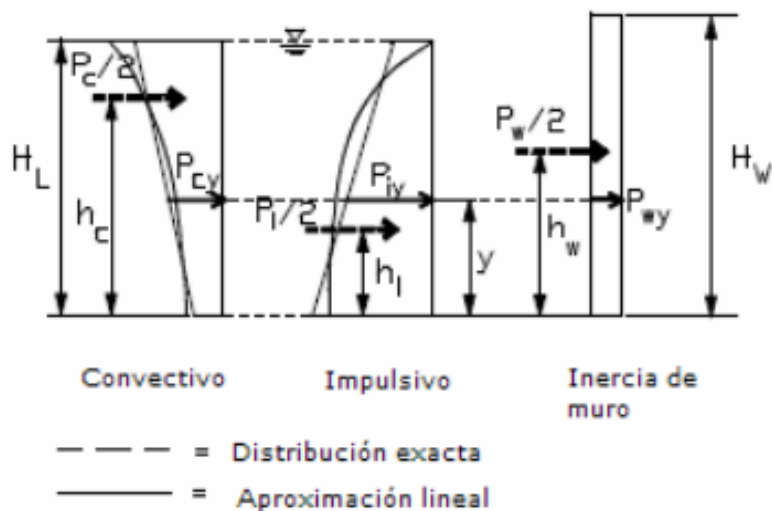
2. Distribución de fuerzas dinámicas sobre la base: las paredes cilíndricas de los tanques circulares estarán cargadas por la propia fuerza de inercia de la pared distribuida

uniformemente en toda la circunferencia; la mitad de la fuerza impulsiva P_i aplicado simétricamente alrededor de $\theta = 0$ grados y actuación hacia afuera en la mitad de la circunferencia de la pared, y la mitad P_i simétricamente sobre $\theta = 180$ grados y actuación hacia adentro en la mitad opuesta de la circunferencia de la pared; la mitad de la fuerza convectiva P_c actuando sobre la mitad de la circunferencia de la pared simétricamente respecto a $\theta = 0$ grados y medio P_c simétricamente sobre $\theta = 180$ grados y actuando hacia adentro sobre la mitad opuesta de la circunferencia del muro; y la presión dinámica de la tierra y el agua subterránea contra la mitad posterior de la parte enterrada del muro.

Superpuesta a estas fuerzas laterales desequilibradas estará la fuerza hidrodinámica lateral axisimétrica resultante de la presión hidrodinámica p_{vy} actuando en la pared del tanque. La distribución vertical, por pie de altura del muro, de las fuerzas dinámicas que actúan sobre la mitad del muro se puede suponer como se muestra a continuación y en la Figura 10.

Figura 11

Distribución de fuerzas



Nota. En la figura se detalla y se muestra la distribución de fuerzas en la pared de los reservorios, por ACI 350.3-20, 2021.

3.2.4.3 Tensiones

Al calcular los momentos de flexión vertical en las paredes de los tanques rectangulares y circulares, las condiciones de contorno en las juntas de pared a base y de pared a techo deben tenerse en cuenta adecuadamente.

A. Tanques circulares

Los esfuerzos de flexión vertical y los esfuerzos cortantes en el muro y en la base del muro debido a las fuerzas sísmicas laterales se calcularán sobre la base de la acción del caparazón utilizando una distribución de presión aceptable.

3.2.4.4 Borde libre

A. Oscilaciones de ola

La revancha tiene que ser capaz de soportar la máxima oscilación de oleaje d_{max} , generada por la aceleración sísmica.

La aceleración horizontal sísmica hace que el fluido contenido comience a batirse (chapoteo), con desplazamiento vertical de la superficie de fluido. El desplazamiento vertical máximo d_{max} , se expresa de la siguiente manera para tanque circular:

EC- 9 *Desplazamiento vertical máximo*

$$d_{max} = \left(\frac{D}{2}\right) C_C I \quad (9)$$

Donde:

d_{max} = desplazamiento vertical máximo

D = diámetro interno de un estanque circular

C_C = factor de amplificación de espectro período-dependiente para los movimientos horizontales de la componente de convección.

I = factor de importancia

La aceleración del terremoto horizontal hace que el fluido contenido se desplace con el desplazamiento vertical de la superficie del fluido.

La cantidad de francobordo requerida en el diseño para acomodar este chapoteo variará. Cuando el rebase sea tolerable, no es necesaria ninguna disposición de francobordo. Cuando se deba evitar la pérdida de líquido (por ejemplo, tanques para el almacenamiento de líquidos tóxicos) o cuando el desbordamiento pueda resultar en la socavación de los materiales de cimentación o causar daños a las tuberías, el techo o ambos, entonces se debe tomar una o más de las siguientes medidas: emprenderse:

- Proporcionar una franquicia de francobordo;
- Diseñar la estructura del techo para resistir las presiones de levantamiento resultante; y/o
- Proporcionar un vertedero de desbordamiento

3.2.4.5 Presiones de tierra inducidas por sismos

Las presiones dinámicas de tierra serán consideradas cuando se calcule el corte basal de estanques parcial o totalmente enterrados y cuando se diseñen los muros.

Las fuerzas laterales debidas a las presiones dinámicas de la tierra y del agua subterránea se combinan algebraicamente con las fuerzas impulsivas sobre el tanque.

A. Limitaciones

En un tanque enterrado, las fuerzas de relleno no son confiables para reducir los efectos dinámicos del líquido almacenado.

B. Métodos alternativos

Las disposiciones están permitidas reemplazarlas por recomendaciones del ingeniero geotécnico del proyecto, las cuales serán aprobadas por la jurisdicción de construcciones pertinente.

3.2.4.6 Modelo dinámico

El procedimiento de diseño describe el análisis sísmico de estructuras que contienen líquidos sujetos a una aceleración horizontal incluyendo las fuerzas de inercia generadas por la aceleración de la estructura misma; y las fuerzas hidrodinámicas generadas por la aceleración horizontal del líquido contenido.

Según Housner (1963), las presiones asociadas a estas fuerzas “pueden separarse en partes impulsivas y convectivas. Las presiones impulsivas no son impulsos en el sentido habitual, sino que están asociadas a fuerzas de inercia producidas por aceleraciones de las paredes del recipiente y son directamente proporcionales a estas aceleraciones. Las presiones convectivas son las producidas por las oscilaciones del fluido y son por tanto las consecuencias de las presiones impulsivas”.

Del modelo dinámico equivalente para calcular las fuerzas sísmicas resultantes que actúan sobre un contenedor de fluidos en tierra con paredes rígidas. En este modelo, W_i representa el efecto resultante de la presión impulsiva sísmicas en las paredes del tanque. W_c representa la resultante de las presiones de fluidos que se salpican (convectivas).

En el modelo, W_i se sujeta rígidamente a las paredes del tanque a una altura h_i por encima del fondo del tanque, que corresponde a la ubicación de la fuerza impulsiva resultante $P_i W_i$ se mueve con las paredes del tanque a medida que responden a la sacudida del suelo (se supone que el fluido es incompresible y que los desplazamientos del fluido son pequeños). Las presiones impulsivas son generadas por las aceleraciones sísmicas de las paredes del tanque para que la fuerza P_i se divide uniformemente en una fuerza de presión sobre la pared que acelera hacia el fluido y una fuerza de succión sobre

la pared que acelera alejándose del fluido. Durante un terremoto, la fuerza P_i cambia de dirección varias veces por segundo, correspondiente al cambio de dirección de la aceleración base; el momento de vuelco generado por P_i por lo tanto, con frecuencia es ineficaz para tender a volcar el tanque.

W_c es el peso equivalente del fluido oscilante que produce las presiones convectivas en las paredes del tanque con la fuerza resultante P_c , que actúa a una altura de h_c por encima del fondo del tanque. En el modelo, W_c se sujeta a las paredes del tanque por medio de resortes que producen un período de vibración correspondiente al período de chapoteo del fluido. Las presiones de chapoteo en las paredes del tanque resultan del movimiento del fluido asociado con la oscilación de las olas. El período de oscilación del chapoteo depende de la relación entre la profundidad del fluido y el diámetro del tanque, y suele ser de varios segundos. El momento de vuelco ejercido por P_c actúa durante un tiempo suficiente para tender a levantar la pared del tanque si el peso de contención es insuficiente. Las fuerzas P_i y P_c actúan de forma independiente y simultánea sobre el depósito. La fuerza P_i (y sus presiones asociadas) actúan principalmente para estresar la pared del tanque, mientras que P_c actúa principalmente para levantar la pared del tanque. Las vibraciones verticales del suelo también se transmiten al fluido, produciendo así presiones que actúan sobre las paredes del tanque. Actúan para aumentar o disminuir las tensiones circunferenciales. Las presiones y fuerzas en un tanque cilíndrico son similares, pero no iguales, a las que actúan en un tanque rectangular.

La fuerza P_c fluctúa sinusoidalmente con un período de vibración eso depende de las dimensiones del tanque, y puede ser de varios segundos o más. La duración del chapoteo puede ser de 20 a 40 segundos para terremotos de magnitud 6,5 a 7,5. Tenga en cuenta que la amortiguación del agua chapoteando es pequeña: aproximadamente del 0,5 al 1% de la amortiguación crítica. El chapoteo aumenta y disminuye la presión del fluido

sobre la pared. Normalmente, esto es menor que el efecto impulsivo, pero si no hay suficiente carga muerta, el tanque tenderá a levantarse.

A. Tanques circulares (Tipo 2)

- Pesos equivalentes de líquido acelerador

EC- 10 Pesos equivalentes de líquido acelerador

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left[0.866 \left(\frac{D}{H_L}\right)\right]}{0.866 \left(\frac{D}{H_L}\right)} \quad (10. a)$$

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.230 \left(\frac{D}{H_L}\right) \tanh\left[3.68 \left(\frac{H_L}{D}\right)\right] \quad (10. b)$$

- Alturas a centros de gravedad

EC- 11 Alturas a centros de gravedad

Para estanques con:

$$\frac{D}{H_L} < 1.333 \quad (11. a)$$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \left(\frac{D}{H_L}\right) \quad (11. b)$$

Para estanques con:

$$\frac{D}{H_L} \geq 1.333 \quad (11. c)$$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375 \quad (11. d)$$

Para todos los estanques,

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.68 \left(\frac{H_L}{D}\right)\right] - 1}{3.68 \left(\frac{H_L}{D}\right) \times \sinh\left[3.68 \left(\frac{H_L}{D}\right)\right]} \quad (11. e)$$

EC- 12 Factor ($2\pi / \lambda$)

$$\lambda = \sqrt{3.16 g \tanh [3.16(H_L/D)]} \quad (12)$$

- Propiedades dinámicas

EC- 13 Propiedades dinámicas

T_i , para estanques tipo base empotrada y base simplemente apoyada:

$$[\omega_i = C_I \frac{1}{H_L} \sqrt{10^3 E_c \frac{g}{\gamma_c}} \text{ en sistema internacional}] \quad (13.a)$$

$$[C_I = C_w x \sqrt{\frac{t_w}{10 R}} \text{ en sistema internacional}] \quad (13.b)$$

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad (13.c)$$

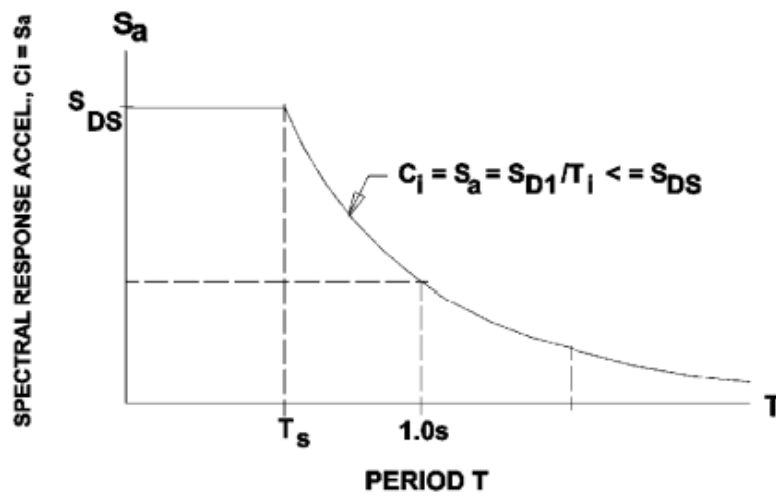
$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right) \sqrt{D} \quad (13.d)$$

$$C_w = 9.375 x 10^{-2} + 0.2039 \left(\frac{H_L}{D}\right) - 0.1034 \left(\frac{H_L}{D}\right)^2 - 0.1253 \left(\frac{H_L}{D}\right)^3 \\ + 0.1267 \left(\frac{H_L}{D}\right)^4 - 3.186 x 10^{-2} \left(\frac{H_L}{D}\right)^5 \quad (13.e)$$

- Coeficientes de respuesta sísmica C_i , C_c y C_t

Figura 12

Gráfico de espectro de respuesta sísmica



Nota. En la figura se muestra el gráfico de espectro de respuesta sísmica, por ACI 350.3-20, 2021.

- Coeficientes de masa efectiva ε

Estanques circulares

EC- 14 Coeficiente de masa efectiva ε - estanque circular

$$\varepsilon = \left[0.0151 \left(\frac{D}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{D}{H_L} \right) + 1.021 \right] \quad (14)$$

El coeficiente ε representa la razón de equivalencia entre la masa dinámica de la placa (o shell) del estanque, y su masa total.

3.3 Definición de términos

Para la elaboración de este ítem se procederá a definir algunos factores que influyen en la tesis, para tener una idea más clara de los términos utilizados y las acciones a realizar.

Diseño estructural sismorresistente: forma parte de un modelo de estructura con particularidades de tener una respuesta óptima de resistencia frente al sismo para evitar pérdida humana, asegurando la continuidad del servicio y reducir las consecuencias negativas (Instituto de la Construcción y Gerencia ICG, 2016).

Norma ACI 350.3: es una norma americana para el diseño de estructuras como reservorios, estableciendo la manera de realizar el análisis en presencia de sismo, así como su planteamiento de la estructura (Comité ACI 350.3, 2021).

Elementos finitos: es un modelo matemático que divide la estructura en pequeñas fracciones que al ser conectadas por los puntos nodales generan ajustadamente la estructura real, cambiando la estructura de infinitos grados de libertad a ser finito numéricamente. Como resultado se logra discretizar la estructura por medio del método de matrices y ejecución con el ordenador para estudiar el comportamiento estructural (Fornóns, 1982).

Reservorio o tanques de almacenamiento: los reservorios son estructuras de almacenamiento de líquidos como agua, combustible, productos químicos y tienen como fin almacenar, son de concreto armado, metal entre otros; así mismo indica que los reservorios de agua potable son estructuras hidráulicas para el almacenar agua para consumo humano, es construido cuando el sistema de abastecimiento no compensa el caudal que requiere la población, manteniendo en equilibrio el volumen y continuidad en la red de abastecimiento (Veliz, 2018).

Los reservorios se clasifican en edificaciones esenciales, por lo tanto, su servicio debe ser continua después de un evento sísmico (E.030, 2018)

Reservorio de agua potable: es un depósito cuya función es el almacenamiento de agua para consumo humano contando con las respectivas distribuciones de redes de distribución (OS.030, 2006)

Concreto armado: es la unión del concreto con acero de refuerzo con la finalidad de mejorar las propiedades estructurales y que ambos elementos puedan responder adecuadamente a la desventaja del otro material (norma E.060, 2019).

SAP 2000: es un software que aplica elementos finitos para modelar, diseñar estructuras (Castillo, 2019).

Sismo: son movimientos en el terreno de forma irregular, en cualquier dirección y su origen es de acción volcánica o tectónica, siendo este último el más trascendente y agresivo, se genera por la fracción del terreno, llegando a longitudes a más de cientos kilómetros y la profundidad que alcanzan es de 10 a 50 km, incluso superiores a este (García, 2022).

Modelo de Housner: es el resultado de una investigación sobre contenedores de líquidos, considerando dos movimientos para el análisis, las cuales son producidas por la masa impulsiva y la masa convectiva (Saavedra, 2020).

Masa convectiva: es el componente del agua en reservorio que se acelera durante movimientos sísmicos, generando ondas (comité ACI 350.3, 2021).

Masa impulsiva: es el componente del agua que se mueve en conjunto con la pared del reservorio en un evento sísmico (comité ACI 350.3, 2021).

Estabilidad estructural: es el resultado de seguridad del componente frente a presiones y/o cargas laterales, alcanzando resistir al límite del colapso (Torres y Montalván, 2018).

IV. Metodología

4.1 Tipo y nivel de investigación

4.1.1 Tipo de investigación

Orientación de la investigación

Será de tipo básica, esto teniendo en cuenta la conceptualización realizada por Hernández, Fernández y Baptista (2014) la investigación básica, tiene el propósito de producir conocimiento y teorías sin innovación práctica.

En la tesis se tuvo resultados del análisis, considerando la normativa americana ACI 350.3 y la normativa peruana, estas respuestas sirvieron para determinar el diseño estructural sismorresistente, por ello produce conocimiento de la respuesta de las estructuras y reitera establecer normativa peruana para el diseño de los reservorios.

Enfoque de la investigación

Se empleará el enfoque cuantitativo como señala Hernández, Fernández y Baptista (2014) afirman que es objetivo, y es desde el proceso deductivo, interviene la parte numérica y las estadísticas de deducción.

El análisis del diseño estructural sismorresistente es cuantitativo porque requirió el modelamiento a través de programas para obtener valores numéricos del predimensionamiento, factores de seguridad, aplicación de fórmulas, y otros; así como la estadística para constatar que el diseño es sismorresistente.

Método de la investigación

El método deductivo según Rodríguez y Pérez (2017) señala que es “proceso en el que, de afirmaciones generales, se llega a afirmaciones particulares que aplican reglas de la lógica. Mediante este procedimiento, se organizan hechos conocidos y se extraen conclusiones mediante una serie de enunciados”.

Se optó por el método deductivo, porque se partirá de una premisa general, una premisa específica para con el uso de la información brindada por diferentes autores y la aplicación de teorías, estadísticas, fórmulas matemáticas, modelamiento con programas así mismo su procesamiento de datos. Para el caso de la variable independiente la información son las normas americanas y peruanas para diseñar reservorios sismorresistentes. Por otro lado, la variable dependiente se realizará la recolección de información como son planos, memorias de cálculo entre otros para la evaluación del diseño de reservorios.

Diseño de la investigación

La referencia conceptual brindada por Hernández, Fernández & Baptista “la investigación no experimental son estudios que se realizan sin la manipulación deliberada de variables y en los que solo se observan los fenómenos en su ambiente natural para después analizarlos” (2014, p. 149).

Este trabajo tendrá un carácter no experimental porque se analizarán circunstancias en elementos ya existentes, siendo el caso de los reservorios construidos y si están considerados con la norma ACI 350.3 para su análisis de su diseño estructural sismorresistente. Por otro lado, también será de carácter transversal, ya que los datos a ser usados serán tomados en un momento determinado en el tiempo, por tanto, la investigación será de carácter no experimental-transversal.

4.1.2 Nivel de investigación

La tesis tiene un alcance descriptivo como indica Hernández, Fernández & Baptista (2014), donde se “busca especificar propiedades y características importantes de cualquier fenómeno que se analice. Describe tendencias de un grupo o población”.

De esta manera para el análisis del diseño estructural de reservorios con la norma ACI 350.3 se describe los componentes para el diseño mencionado, fuerzas cortantes

sísmicas, cargas sísmicas de diseño, teniendo como resultado el desempeño de los reservorios en estudio.

Señala Hernández, Fernández & Baptista (2014), “la investigación explicativa pretende establecer las causas de los eventos, sucesos o fenómenos que se estudian”.

Los resultados según el análisis del diseño estructural evidencian el desempeño que tienen los reservorios de la muestra de investigación frente a los eventos sísmicos, es decir se evidenció el estado de la estructura y de esa manera determinando que seguirá en operación y funcionalidad.

Se concluye que la tesis tendrá un nivel descriptivo explicativo.

4.2 *Ámbito temporal y espacial*

4.2.1 *Temporal*

El proceso para realizar esta tesis se llevó a cabo en el periodo del 2023 y 2022.

4.2.2 *Espacial*

La tesis propuesta se desarrolló en la ciudad de Abancay, las ubicaciones de los reservorios se detallan en la tabla 10.

Tabla 10

Ámbito espacial

| Reservorio | Ubicación |
|-------------------|---|
| El Arco | Cuadra 1 de la Av. El Arco |
| Prado I | Ubicado en las instalaciones de la EPS – EMUSAP ABANCAY |
| Condebamba | Zona denominada Condebamba en Villa Gloria |

Nota. En la tabla se muestra el ámbito espacial de los reservorios en estudio.

4.3 Población y muestra

4.3.1 Población

Una población según Selltiz et al. (1980) citado en Hernández, Fernández & Baptista (2014) “es el conjunto de todos los casos que concuerdan con una serie de especificaciones” (p.174), en consecuencia “las poblaciones deben situarse claramente en torno a sus características de contenido, de lugar y en el tiempo” (Sampieri et al, 1998). Se consideró la población los reservorios de tipo apoyado empotrado de forma circular de la ciudad de Abancay, provincia Abancay, departamento Apurímac.

4.3.2. Muestra

Para Hernández, Fernández & Baptista (2014) una muestra es “un subconjunto de elementos que pertenecen a ese conjunto definido en sus características al que llamamos población”. Igualmente prosigue con la definición de la muestra no probabilística “es el subgrupo de la población en la que la elección de los elementos no depende de la probabilidad sino de las características de la investigación” (Hernández, Fernández y Baptista, 2014). En tal sentido se optó por la muestra por criterio de selección, no probabilística, está constituida por los componentes estructurales de los 03 reservorios: Prado I, El Arco y Condebamba de tipo apoyado empotrado, son edificaciones establecidas para almacenar, controlar la presión y abastecer de agua potable.

4.4 Instrumentos

Para Hernández, Fernández & Baptista (2014) el instrumento es “el recurso que utiliza el investigador para registrar información o datos sobre las variables que tiene en mente” (p. 200). Por tanto, en el presente trabajo se empleó instrumentos en primer lugar la observación seguida de planos, memorias de cálculo, estudios de suelos entre otros y para la modelación se utilizó el programa SAP2000 con el método de los elementos finitos, considerando criterios de materiales bibliográficos como la norma ACI 350.3 para analizar

el diseño estructural, norma E.030, norma E.060, otras investigaciones y libros referentes a la tesis desarrollada.

4.5 Procedimientos

Como indica Silvestre & Huamán (2019) el investigador maneja recursos materiales con el fin de registrar información de las variables. De esta manera teniendo un control de calidad de los datos, siendo estos confiables.

El procesamiento de información se realizó de manera confiable porque fueron analizados y evaluados con la norma ACI 350.3 y la normativa técnica peruana. Después la evaluación de la modelación y el análisis fue calculada mediante la aplicación del programa microsoft excel y SMath Studio, aplicando de esta manera la estadística descriptiva, presentado en tablas y figuras estadísticas para observar y determinar los objetivos establecidos. Con los resultados conseguidos se comprueba las hipótesis propuestas.

4.6 Análisis de datos

Para el procesamiento de información se manejó los softwares mencionados en el inciso 4.5 con la incorporación de datos obtenidos de los planos estructurales y otros donde se organizó en tablas y gráficos permitiendo efectuar un adecuado análisis de la información para cumplir los objetivos de la investigación obteniendo los parámetros sismorresistentes, espectros de diseño, fuerza cortante, desplazamientos, propiedades dinámicas de contenido, modos de vibración, análisis por flexión y por corte para analizar el diseño estructural sismorresistente con la norma ACI 350.3 comprobando su desempeño sísmico.

4.7 Consideraciones éticas

De acuerdo a lo estipulado por el comité de ética de la Universidad Tecnológica de los Andes, para la realización de esta investigación se consideró la normativa y la ética a

nivel nacional e internacional, considerando como hecho fundamental el salvaguardar los derechos e intereses de las personas, sin dejar de considerar la excelencia de la investigación científica. En el desarrollo de la presente investigación se actuó con total sinceridad en todo el proceso, respetando la privacidad de los individuos implicados en la investigación. Toda la información utilizada en este trabajo que corresponde a otros autores, fue citada, además los datos son confiables y válidos. La utilización de los resultados de este trabajo, podrá ser usado en beneficio de la población y apoyo de posteriores investigaciones.

V. Resultados y discusión

5.1 Resultados

En este capítulo se desarrollará el procedimiento que se realizó para obtener los resultados al analizar el comportamiento del diseño estructural sismorresistente de los reservorios Prado I, El Arco y Condebamba para determinar el desempeño sísmico y verificar el cálculo y diseño estructural con la aplicación de la norma ACI 350.3, norma E.030 y la E.060 de la norma técnica peruana.

5.1.1 Consideraciones generales

Con la finalidad de la verificación del diseño de las estructuras, se verifica el diseño estructural de tres (03) reservorios existentes de concreto armado con apoyo empotrado, tomándose en cuenta las presiones hidrostáticas del contenido, así como las solicitaciones sísmicas de acuerdo al modelo dinámico del contenido definido con el código ACI 350.3 junto con los parámetros sísmicos de la NTP E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE para la determinación del peligro sísmico. Se realizó el análisis del diseño para la demanda sísmica e hidrostática, a fin de determinar el desempeño de las estructuras.

Tabla 11

Características de los reservorios

| | Reservorio | Capacidad | Condición |
|--------|-------------------|------------------|------------------|
| RAP-01 | El Arco | 400 M3 | Operativa |
| RAP-02 | Prado I | 1000 M3 | Operativa |
| RAP-04 | Condebamba | 250 M3 | Operativa |

Nota. En la tabla se muestra las características de los reservorios, la capacidad y condición en que se encuentran cada estructura.

5.1.2 Consideraciones de diseño

5.1.2.1 Procedimiento de análisis

El análisis de las estructuras fue realizado bajo la acción de cargas por gravedad, por sismo e hidrostáticas; mediante modelos computacionales espaciales de comportamiento lineal – elástico a fin de representar los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura (art. 25.1 NTE E.030).

El análisis por cargas hidrostáticas fue realizado de forma lineal estática, aplicándose las presiones hidrostáticas del contenido en las paredes de los reservorios de acuerdo al diagrama triangular de presiones en un ancho unitario de pared $B = 1.00\text{m}$.

El análisis sísmico fue realizado de acuerdo a lo dispuesto en la NTE E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE empleándose el análisis dinámico lineal modal espectral especificado en el art. 29, tomando en cuenta las características estructurales de los elementos que conforman los reservorios así como el modelo dinámico del contenido definido de acuerdo al código ACI 350.3 SEISMIC DESIGN OF LIQUID-CONTAINING CONCRETE STRUCTURES que asume el agua contenida oscilando en el interior del tanque como si se tratara de dos masas, la primera de ellas denominada impulsiva que se desplaza conjuntamente con las paredes del tanque, y la segunda denominada convectiva que se desplaza libremente en la parte superior del tanque en representación del efecto de chapeo superficial del contenido. La respuesta sísmica se determinó empleando el método de superposición espectral, considerando como criterio de superposición la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo CQC.

Según información extraída del proyecto con nombre “reformulación estudio definitivo y el expediente del proyecto: ampliación de los sistemas de agua potable y alcantarillado de la ciudad de Abancay” elaborado por Consultor SETARIP S.R.L, expone la siguiente información:

Reservorio Condebamba: se realizó 04 exploraciones, que presentan lo siguiente:

Tabla 12

Características de la exploración geotécnica del reservorio Condebamba

| Ubicación | Calicata N° | Profundidad (m) | Observaciones |
|--------------------------|--------------------|------------------------|----------------------|
| Reservorio Condebamba | C-36 | 5.00 | GC-GM con arena |
| | C-36-A | 5.00 | GC-GM con arena |
| | C-36-B | 5.00 | GM con arena |
| | C-173 | 5.00 | GP-GC con arena |

Nota. En la tabla señala las características de la explotación geotécnica del reservorio Condebamba, por consultor SETARIP S.R.L, 2012.

Reservorio Prado I: Se realizó 03 exploraciones, que presentan lo siguiente:

Tabla 13

Características de la exploración geotécnica del reservorio Prado I

| Ubicación | Calicata N° | Profundidad (m) | Observaciones |
|-----------------------|--------------------|------------------------|----------------------|
| Reservorio Prado I | C-56 | 5.00 | SM con grava |
| | C-56-A | 5.00 | GP con arena |
| | C-56-B | 5.00 | GM con arena |

Nota. En la tabla señala las características de la explotación geotécnica del reservorio Prado I, por consultor SETARIP S.R.L, 2012.

Reservorio EL Arco: Se realizó 03 exploraciones, que presentan el siguiente perfil estratigráfico: de 0.00m hasta 0.60m se presenta un relleno de limos color marrón seco y

compacto, de 0.60m hasta 5.00m máxima profundidad de exploración, encontramos suelos gravosos limosos con arena y arenas arcillosas color gris –crema con presencia de rocas aisladas de 4-6-8”.

Tabla 14

Características de la exploración geotécnica del reservorio El Arco

| Ubicación | Calicata Nº | Profundidad (m) | Observaciones |
|--------------------|-------------|-----------------|---------------|
| Reservorio El Arco | CR-1 | 5.00 | SM con grava |
| | CR-2 | 5.00 | GM con arena |
| | CR-3 | 5.00 | SC con grava |

Nota. En la tabla señala las características de la explotación geotécnica del reservorio El Arco, por consultor SETARIP S.R.L, 2012.

5.1.2.3 Características de los materiales

- **Concreto estructural $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$** : utilizado para la construcción de los elementos que conforman los reservorios.

Resistencia a la compresión: $f'_c = 280 \text{ Kgf/cm}^2$

Módulo de elasticidad: $E_c = 250,998 \text{ Kgf/cm}^2$ (NTE E.060)

- **Acero de refuerzo $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$** : acero corrugado de refuerzo ASTM A615 GR- 60.

Esfuerzo de fluencia : $f_y = 4,200 \text{ Kgf/cm}^2$

Módulo de elasticidad : $E_s = 2,039,432 \text{ Kgf/cm}^2$ (NTE E.060)

5.1.3 Condiciones de cimentación

Las condiciones de cimentación se encuentran determinadas en el estudio de mecánica de suelos elaborado para el proyecto: “Reformulación estudio definitivo y el expediente del proyecto: ampliación de los sistemas de agua potable y alcantarillado de la ciudad de Abancay”, por CONSULTOR SETARIP S.R.L.

Tabla 15*Condiciones de suelo para el diseño*

| Reservorio | | Clasif. SUCS | Capacidad admisible | Perfil sísmico |
|------------|------------|-----------------|--------------------------|-----------------|
| RAP-01 | El Arco | GC – GM | 1.64 Kgf/cm ² | S2 [intermedio] |
| RAP-02 | Prado I | GM – SM | 1.11 Kgf/cm ² | S2 [intermedio] |
| RAP-03 | Condebamba | SC – SM | 1.03 Kgf/cm ² | S2 [intermedio] |

Nota. En la tabla señala las condiciones de suelo para el diseño, encontrándose la clasificación SUCS, capacidad admisible y el perfil sísmico, por consultor SETARIP S.R.L, 2012.

5.1.4 Cargas por gravedad

CARGA MUERTA:

La carga muerta empleada en el análisis de la estructura se obtuvo mediante el metrado de cargas permanentes utilizándose las siguientes cargas unitarias:

| | | | |
|-----------------------------|---|-------|--------------------|
| Concreto armado estructural | : | 2,400 | Kgf/m ³ |
| Agua potable para consumo | : | 1,000 | Kgf/m ³ |

CARGA VIVA:

La carga viva utilizada en el análisis de la estructura, de acuerdo a la norma de cargas NTE E.020 fue la siguiente:

| | | | |
|-------------------|---|----|--------------------|
| Sobrecarga cúpula | : | 50 | Kgf/m ² |
|-------------------|---|----|--------------------|

ESTIMACIÓN DE PESO SÍSMICO:

La estimación del peso (P) de la estructura para el análisis, es de acuerdo al *artículo* 26 de la NTE E.030:

El presente proyecto corresponde a edificaciones de categoría A2, donde se toma el 100% de la carga muerta (CM) más el 50% de la carga viva de entrepiso (CV) más el 25% de la carga viva de techo (CVT).

EC- 15 Peso sísmico

$$P = 100 \% CM + 50 \% CV + 25 \% CVT \quad (15)$$

5.1.5 Peligro sísmico

La zona del proyecto se encuentra ubicada en la **zona 2** del mapa de zonificación sísmica del Perú, de acuerdo a la norma técnica de edificación E.030 - diseño sismorresistente.

Las aceleraciones sísmicas espectrales utilizadas para el diseño de las estructuras se determinan de acuerdo al art. 30.2 de la NTP E.030 para sistemas con amortiguamiento $\beta = 5 \%$, tomando en cuenta los parámetros sísmicos correspondientes:

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

| | | |
|--|------------------|-----------------------------------|
| ZONA | ZONA Z2 | Z = 0.25 (Abancay – Apurímac) |
| SUELO | PERFIL S2 | S = 1.20 (suelo intermedio) |
| Período de plataforma | | TP = 0.60 seg |
| Periodo de desplazamientos constantes | | TL = 2.00 seg |
| CATEGORIA EDIFICACIÓN | CATEG. A2 | U = 1.5 (reservorio) |
| COEF. AMPLIFICACIÓN SÍSMICA | | C = 2.50 (T < TP) |
| T = Periodo fundamental Dir-Y | | |
| FACTOR DE RESPUESTA IMPULSIVA | | Ri = 2.0 |
| Reducción básica – tanque de base fija | | R0 = 2.0 tabla 4.1.1(b) ACI 350.3 |
| Irregularidad altura | | Ia = 1.00 (regularidad en altura) |
| Irregularidad planta | | Ip = 1.00 (regularidad en planta) |

FACTOR DE RESPUESTA CONVECTIVA $R_c = 1.0$ $\beta = 0.5 \%$ [Agua]

Para cada reservorio se cuenta con dos espectros de diseño, uno relacionado al peso impulsivo ($R = 2$) y otro al peso convectivo ($R = 1$). Por otro lado, se verificó que el suelo de fundación para cada reservorio corresponde a un perfil sísmico de suelo intermedio S2, de ahí que los espectros de peligro sísmico para todos los reservorios son los mismos.

Para efectos de análisis se utilizará el espectro correspondiente al peso impulsivo, multiplicándose las propiedades correspondientes al peso convectivo por el coeficiente de reducción impulsiva ($R = 2$).

RESTRICCIONES AL SISTEMA ESTRUCTURAL Y A LA IRREGULARIDAD

CATEGORÍA Y SISTEMAS ESTRUCTURALES

De acuerdo a lo indicado en el *Art. 17* de la NTP E.030, para edificaciones de categoría A2 ubicadas en zona sísmica Z2 se permite el empleo de los siguientes sistemas estructurales:

- Estructuras de acero tipo SCBF y EBF.
- Estructuras de concreto: sistema dual, muros de concreto armado. Albañilería armada o confinada.

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN E IRREGULARIDAD

Según lo indicado en el *Art. 21.1* de la NTP E.030 las restricciones a la irregularidad estructural son establecidas según la categoría de la edificación y la zona donde se ubique. Para el caso de los reservorios de esta investigación, las edificaciones de categoría A2 en zona sísmica Z2, no se permiten irregularidades.

ESPECTRO DE DISEÑO NTP E.030 R = 2 RESERVORIO

Figura 15

Espectro de diseño

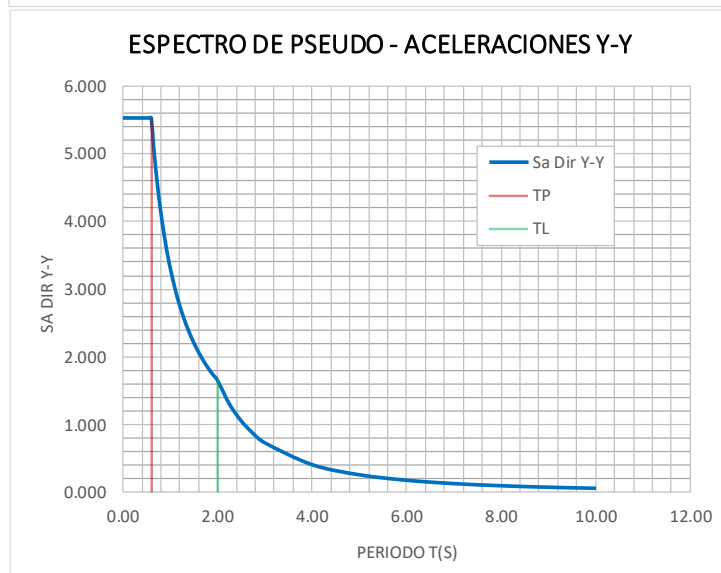
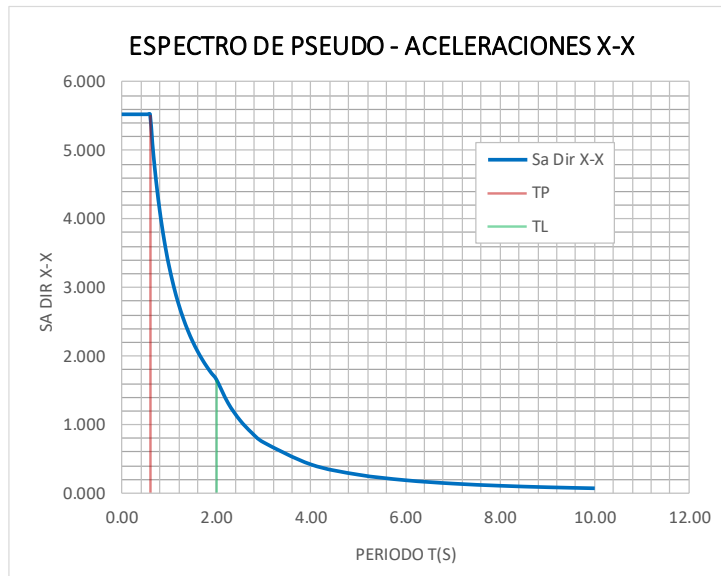
| DATOS | FACTORES | DATOS | DIR X-X | DIR Y-Y |
|----------------|----------|----------------|-----------------------|---------|
| Z | 0.25 | R ₀ | 2 | 2 |
| U | 1.50 | I _a | 1.00 | 1.00 |
| S | 1.20 | I _p | 1.00 | 1.00 |
| T _p | 0.60 | R | 2 | 2 |
| T _L | 2.00 | g | 9.81 m/s ² | |

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$



| C | T | Sa Dir X-X | Sa Dir Y-Y |
|------|-------|------------|------------|
| 2.50 | 0.00 | 5.518 | 5.518 |
| 2.50 | 0.02 | 5.518 | 5.518 |
| 2.50 | 0.04 | 5.518 | 5.518 |
| 2.50 | 0.06 | 5.518 | 5.518 |
| 2.50 | 0.08 | 5.518 | 5.518 |
| 2.50 | 0.10 | 5.518 | 5.518 |
| 2.50 | 0.12 | 5.518 | 5.518 |
| 2.50 | 0.14 | 5.518 | 5.518 |
| 2.50 | 0.16 | 5.518 | 5.518 |
| 2.50 | 0.18 | 5.518 | 5.518 |
| 2.50 | 0.20 | 5.518 | 5.518 |
| 2.50 | 0.25 | 5.518 | 5.518 |
| 2.50 | 0.30 | 5.518 | 5.518 |
| 2.50 | 0.35 | 5.518 | 5.518 |
| 2.50 | 0.40 | 5.518 | 5.518 |
| 2.50 | 0.45 | 5.518 | 5.518 |
| 2.50 | 0.50 | 5.518 | 5.518 |
| 2.50 | 0.55 | 5.518 | 5.518 |
| 2.50 | 0.60 | 5.518 | 5.518 |
| 2.31 | 0.65 | 5.094 | 5.094 |
| 2.14 | 0.70 | 4.730 | 4.730 |
| 2.00 | 0.75 | 4.415 | 4.415 |
| 1.88 | 0.80 | 4.139 | 4.139 |
| 1.76 | 0.85 | 3.895 | 3.895 |
| 1.67 | 0.90 | 3.679 | 3.679 |
| 1.58 | 0.95 | 3.485 | 3.485 |
| 1.50 | 1.00 | 3.311 | 3.311 |
| 1.36 | 1.10 | 3.010 | 3.010 |
| 1.25 | 1.20 | 2.759 | 2.759 |
| 1.15 | 1.30 | 2.547 | 2.547 |
| 1.07 | 1.40 | 2.365 | 2.365 |
| 1.00 | 1.50 | 2.207 | 2.207 |
| 0.94 | 1.60 | 2.069 | 2.069 |
| 0.88 | 1.70 | 1.948 | 1.948 |
| 0.83 | 1.80 | 1.839 | 1.839 |
| 0.79 | 1.90 | 1.743 | 1.743 |
| 0.75 | 2.00 | 1.655 | 1.655 |
| 0.59 | 2.25 | 1.308 | 1.308 |
| 0.48 | 2.50 | 1.059 | 1.059 |
| 0.40 | 2.75 | 0.876 | 0.876 |
| 0.33 | 3.00 | 0.736 | 0.736 |
| 0.19 | 4.00 | 0.414 | 0.414 |
| 0.12 | 5.00 | 0.265 | 0.265 |
| 0.08 | 6.00 | 0.184 | 0.184 |
| 0.06 | 7.00 | 0.135 | 0.135 |
| 0.05 | 8.00 | 0.103 | 0.103 |
| 0.04 | 9.00 | 0.082 | 0.082 |
| 0.03 | 10.00 | 0.066 | 0.066 |

5.1.6 Diseño de concreto armado NTP E.060

Se realizó el diseño de los elementos de concreto armado utilizando la metodología del diseño por resistencia, que consiste en amplificar las solicitaciones sobre las estructuras por factores λ y se reducen las resistencias nominales por factores ϕ . La ecuación general del diseño por resistencia es:

EC- 16 Diseño por resistencia

$$\lambda Q \leq \phi R_n \quad (16)$$

Los factores de reducción del diseño por resistencia son los indicados en el capítulo 9 de la NTE E.060 y tienen los siguientes valores:

- Flexión sin carga axial $\phi=0.90$
- Carga axial y carga axial con flexión:
 - (a) Carga axial de tracción con o sin flexión $\phi =0.90$
 - (b) Carga axial de compresión con o sin flexión $\phi =0.70$
 - (c) Cortante y torsión $\phi =0.85$
 - (d) Aplastamiento $\phi =0.70$
 - (e) Concreto simple (todas las solicitaciones) $\phi =0.65$

Los factores de amplificación se aplicaron en las siguientes combinaciones:

EC- 17 Combinaciones para factores de amplificación

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Donde CM es la carga muerta, CV la carga viva y CS la carga por sismo.

5.1.7 Análisis de las estructuras

5.1.7.1 Reservorios de concreto armado

IDEALIZACIÓN MATEMÁTICA

MODELO DE ANÁLISIS:

Sistema espacial representativo de comportamiento lineal-elástico unidireccional de masas y rigideces, a fin de representar los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura (Art. 25 NTE E.030).

Figura 16

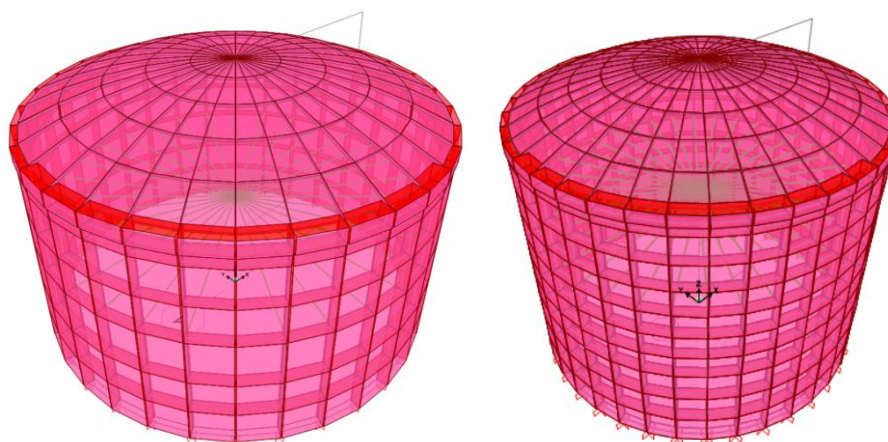
Propiedades geométricas e hidráulicas de los reservorios en estudio

| PROPIEDADES GEOMÉTRICAS | | | | | |
|-------------------------|---------|-------------------|-------------------|----------------------|----------------|
| | | RAP-01 EL ARCO | RAP-02 PRADO I | RAP-04 CONDEBAMBA | |
| Altura de muro | $hw1 =$ | 5.40 | 9.15 | 5.30 | m |
| Espesor de muro | $tw1 =$ | 0.30 | 0.40 | 0.30 | m |
| Altura de anillo | $hw2 =$ | 0.40 | 0.40 | 0.40 | m |
| Ancho de anillo | $bw2 =$ | 0.40 | 0.50 | 0.40 | m |
| Curvatura de cúpula | $Lr =$ | 10.40 | 12.50 | 8.35 | m |
| Espesor de cúpula | $tr =$ | 0.07 | 0.07 | 0.07 | m |
| PROPIEDADES HIDRÁULICAS | | | | | |
| Altura de agua | $HL =$ | 5.10 | 8.85 | 5.00 | m |
| Diámetro interior | $Di =$ | 10.00 | 12.00 | 8.00 | m |
| Perímetro de agua | $PL =$ | 31.42 | 37.70 | 25.13 | m |
| Volúmen de agua | $VL =$ | 400.55 | 1000.91 | 251.33 | m ³ |

Nota. En la figura se muestra el resumen de las propiedades geométricas e hidráulicas de los reservorios en estudio.

Figura 17

Modelo matemático de los reservorios



a) Modelo matemático RAP-01 EI
Arco Capacidad: Vol = 400 m³

b) Modelo matemático RAP-02 Prado I
Capacidad: Vol = 1000 m³



c) Modelo matemático RAP-04 Condebamba
Capacidad: Vol = 250 m³

ASIGNACIÓN DE CARGAS

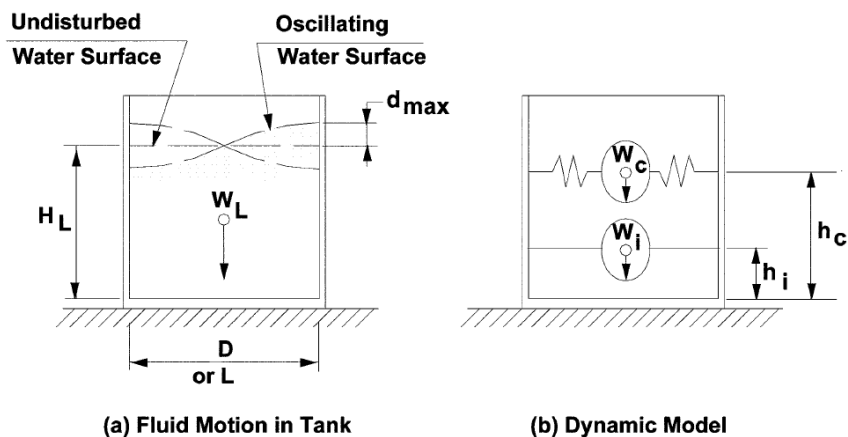
MODELO DINÁMICO DEL CONTENIDO

Se ha adoptado el modelo dinámico indicado en ACI 350.3 SEISMIC DESIGN OF LIQUID-CONTAINING CONCRETE STRUCTURES, donde W_i es el peso equivalente de fluido que representa el efecto resultante de las presiones impulsivas aplicadas en las paredes del tanque debido al sismo, las cuales se sujetan rígidamente a las paredes del tanque a una altura h_i por encima del fondo del tanque lo que corresponde a la ubicación de la fuerza impulsiva resultante P_i .

Por otro lado, W_c es el peso equivalente de fluido que se asume oscila libremente y produce presiones de convección en las paredes del tanque. Se asume que W_c se sujeta a las paredes del tanque mediante resortes que producen un período de vibración correspondiente al período del chapoteo del fluido. Las presiones de chapoteo en las paredes del tanque resultan de movimiento natural del fluido asociado con la excitación sísmica y son representados por una fuerza convectiva P_c que actúa a una altura h_c sobre el fondo del tanque.

Figura 18

Modelo dinámico del contenido de los reservorios



Nota. En la figura se muestra el modelo dinámico del contenido de los reservorios, comité ACI 350.3, 2021.

Figura 19

Pesos equivalentes RAP-01 El Arco

PESOS EQUIVALENTES RAP-01 EL ARCO

PESO IMPULSIVO [Wi] $\Gamma := \frac{Di}{HL} = 1.9608$

$$Wi := WL \cdot \frac{\tanh(0.866 \cdot \Gamma)}{0.866 \cdot \Gamma} = 220.5971 \text{ tonnef}$$

Masa impulsiva: $mi := \frac{Wi}{g_e} = 22.4946 \frac{s^2}{m} \text{ tonnef}$

Altura impulsiva: $hi := \begin{cases} HL \cdot (0.5 - 0.09375 \cdot \Gamma) & \text{if } \Gamma < 1.33 \\ HL \cdot 0.375 & \text{otherwise} \end{cases} = 1.9125 \text{ m}$

Frecuencia impulsiva: $tw1 = 0.3 \text{ m}$

$$Cw := \begin{cases} 0.143 & \text{if } \Gamma < 0.667 \\ \frac{9.375}{10^2} + \frac{0.2039}{\Gamma} - \frac{0.1034}{\Gamma^2} - \frac{0.1253}{\Gamma^3} + \frac{0.1267}{\Gamma^4} - \frac{3.186}{10^2 \cdot (\Gamma^5)} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$Cw = 0.1617$ $Cl := Cw \cdot \sqrt{\frac{tw1}{5 \cdot Di}} = 0.0125$

$\omega_i := Cl \cdot \frac{1}{HL} \cdot \sqrt{10^3 \cdot Ec \cdot \frac{g_e}{\gamma c}} = 248.7104 \text{ Hz}$

Periodo impulsivo: $Ti := \frac{2 \cdot \pi}{\omega_i} = 0.0253 \text{ s}$



$$\text{PESO CONVECTIVO [Wc]} \quad Wc := WL \cdot 0.23 \cdot T \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \frac{1}{T}\right) = 172.3694 \text{ tonnef}$$

$$\text{Masa convectiva: } mc := \frac{Wc}{g_e} = 17.5768 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \text{ tonnef}$$

$$\text{Altura convectiva: } hc := HL \cdot \left(1 - \frac{\cosh\left(3.68 \cdot \frac{1}{T}\right) - 1}{3.68 \cdot \frac{1}{T} \cdot \sinh\left(3.68 \cdot \frac{1}{T}\right)}\right) = 3.1041 \text{ m}$$

$$\text{Frecuencia convectiva: } \lambda := \sqrt{3.68 \cdot g_e \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \frac{1}{T}\right)} = 5.8682 \frac{\text{m}}{\text{s}}^{0.5}$$

$$\omega_c := \frac{\lambda}{\sqrt{Di}} = 1.8557 \text{ Hz}$$

$$\text{Periodo convectivo: } Tc := \frac{2 \cdot \pi}{\omega_c} = 3.3859 \text{ s}$$

Periodo equivalente $\beta = 5\%$ (E.030):

$$Tc' := \begin{cases} Tc & \text{if } Tc < TP \\ \frac{Tc}{1.5} & \text{if } Tc < TL \\ \frac{Tc}{\sqrt{1.5}} & \text{otherwise} \end{cases} = 2.7646 \text{ s}$$

Rigidez convectiva equivalente:

$$Kc := 4 \cdot \pi^2 \cdot \frac{mc}{Tc'^2} = 90.7908 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Figura 20

Modelo dinámico reservorio El Arco

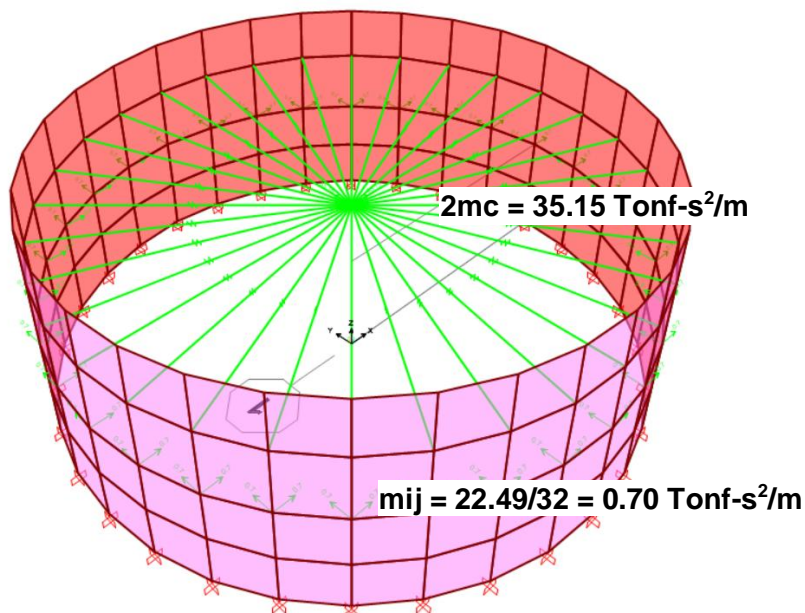


Figura 21

Propiedades dinámicas reservorio El Arco

| PROPIEDADES DINÁMICAS DE CONTENIDO | | |
|---|-------|------------------------------|
| RAP-01 EL ARCO Vol = 400 m ³ | | |
| Masa impulsiva | mi = | 22.49 Tonf-s ² /m |
| Masa convectiva | mc = | 17.58 Tonf-s ² /m |
| Altura impulsiva | hi = | 1.91 m |
| Altura convectiva | hc = | 3.10 m |
| Periodo impulsivo | Ti = | 0.025 seg |
| Periodo convectivo equiv. | Tc' = | 2.765 seg |
| Rigidez convectiva equiv. | Kc = | 90.79 Tonf/m |

Figura 22

Pesos equivalentes RAP-02 Prado I

PESOS EQUIVALENTES RAP-02 PRADO I

PESO IMPULSIVO [Wi] $\Gamma := \frac{Di}{HL} = 1.3559$

$$\bar{W}i := WL \cdot \frac{\tanh(0.866 \cdot \Gamma)}{0.866 \cdot \Gamma} = 703.7575 \text{ tonnef}$$

Masa impulsiva: $m_i := \frac{\bar{W}i}{g_e} = 71.7633 \frac{s^2}{m} \text{ tonnef}$

Altura impulsiva: $h_i := \begin{cases} HL \cdot (0.5 - 0.09375 \cdot \Gamma) & \text{if } \Gamma < 1.33 \\ HL \cdot 0.375 & \text{otherwise} \end{cases} = 3.3188 \text{ m}$

Frecuencia impulsiva: $tw1 = 0.4 \text{ m}$

$$C_w := \begin{cases} 0.143 & \text{if } \Gamma < 0.667 \\ \frac{9.375}{10^2} + \frac{0.2039}{\Gamma} - \frac{0.1034}{\Gamma^2} - \frac{0.1253}{\Gamma^3} + \frac{0.1267}{\Gamma^4} - \frac{3.186}{10^2 \cdot (\Gamma^5)} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$C_w = 0.1682 \quad C_l := C_w \cdot \sqrt{\frac{tw1}{5 \cdot Di}} = 0.0137$$

$$\omega_i := C_l \cdot \frac{1}{HL} \cdot \sqrt{10^3 \cdot Ec \cdot \frac{g_e}{\gamma C}} = 157.1131 \text{ Hz}$$

Periodo impulsivo: $T_i := \frac{2 \cdot \pi}{\omega_i} = 0.04 \text{ s}$



PESO CONVECTIVO [Wc]

$$W_C := WL \cdot 0.23 \cdot \Gamma \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \frac{1}{\Gamma}\right) = 309.4188 \text{ tonnef}$$

Masa convectiva: $m_C := \frac{W_C}{g_e} = 31.5519 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \text{ tonnef}$

Altura convectiva: $h_C := HL \cdot \left(1 - \frac{\cosh\left(3.68 \cdot \frac{1}{\Gamma}\right) - 1}{3.68 \cdot \frac{1}{\Gamma} \cdot \sinh\left(3.68 \cdot \frac{1}{\Gamma}\right)}\right) = 5.9945 \text{ m}$

Frecuencia convectiva: $\lambda := \sqrt{3.68 g_e \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \frac{1}{\Gamma}\right)} = 5.981 \frac{\text{m}}{\text{s}}^{0.5}$

$$\omega_C := \frac{\lambda}{\sqrt{Di}} = 1.7266 \text{ Hz}$$

Periodo convectivo: $T_C := \frac{2 \cdot \pi}{\omega_C} = 3.6391 \text{ s}$

Periodo equivalente $\beta = 5\%$ (E.030):

$$T_{C'} := \begin{cases} T_C & \text{if } T_C < TP \\ \frac{T_C}{1.5} & \text{if } T_C < TL \\ \frac{T_C}{\sqrt{1.5}} & \text{otherwise} \end{cases} = 2.9713 \text{ s}$$

Rigidez convectiva equivalente:

$$K_C := 4 \cdot \pi^2 \cdot \frac{m_C}{T_{C'}^2} = 141.0879 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Figura 23

Modelo dinámico reservorio Prado I

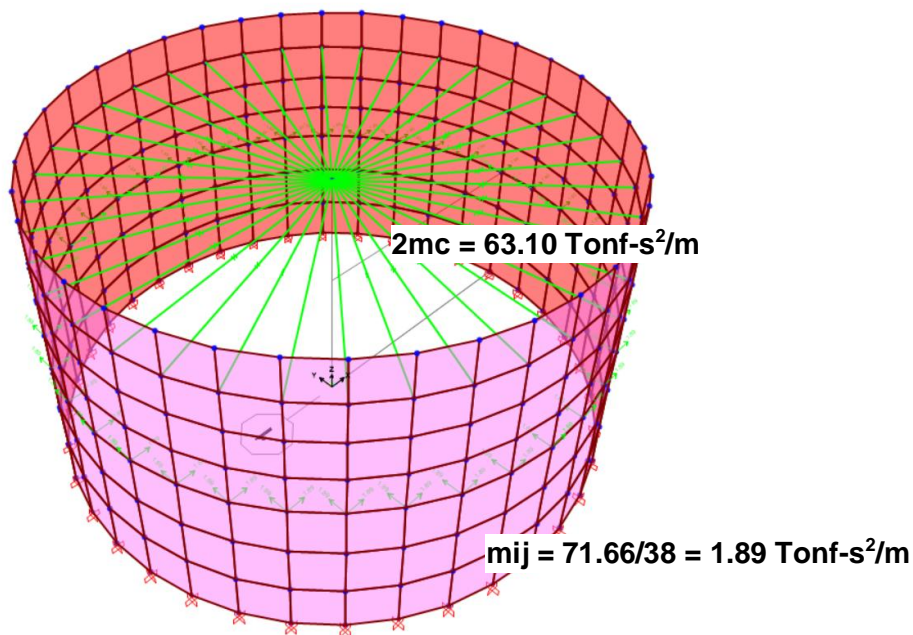


Figura 24

Propiedades dinámicas reservorio Prado I

| PROPIEDADES DINÁMICAS DE CONTENIDO | | |
|------------------------------------|-------|-----------------|
| RAP-02 PRADO I Vol = 1000 m3 | | |
| Masa impulsiva | mi = | 71.66 Tonf-s2/m |
| Masa convectiva | mc = | 31.55 Tonf-s2/m |
| Altura impulsiva | hi = | 3.32 m |
| Altura convectiva | hc = | 5.99 m |
| Periodo impulsivo | Ti = | 0.040 seg |
| Periodo convectivo equiv. | Tc' = | 2.971 seg |
| Rigidez convectiva equiv. | Kc = | 141.09 Tonf/m |

Figura 25

Pesos equivalentes RAP-04 Condebamba

PESOS EQUIVALENTES RAP-04 CONDEBAMBA

PESO IMPULSIVO [Wi] $\Gamma := \frac{Di}{HL} = 1.6$

$$Wi := WL \cdot \frac{\tanh(0.866 \cdot \Gamma)}{0.866 \cdot \Gamma} = 160.0179 \text{ tonnef}$$

Masa impulsiva: $mi := \frac{Wi}{g_e} = 16.3173 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \text{ tonnef}$

Altura impulsiva: $hi := \begin{cases} HL \cdot (0.5 - 0.09375 \cdot \Gamma) & \text{if } \Gamma < 1.33 \\ HL \cdot 0.375 & \text{otherwise} \end{cases} = 1.875 \text{ m}$

Frecuencia impulsiva: $twl = 0.3 \text{ m}$

$$Cw := \begin{cases} 0.143 & \text{if } \Gamma < 0.667 \\ \frac{9.375}{10^2} + \frac{0.2039}{\Gamma} - \frac{0.1034}{\Gamma^2} - \frac{0.1253}{\Gamma^3} + \frac{0.1267}{\Gamma^4} - \frac{3.186}{10^2 \cdot (\Gamma^5)} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Cw = 0.1665 \quad Cl := Cw \cdot \sqrt{\frac{twl}{5 \cdot Di}} = 0.0144$$

$$\omega_i := Cl \cdot \frac{1}{HL} \cdot \sqrt{10^3 \cdot Ec \cdot \frac{g_e}{\gamma c}} = 292.056 \text{ Hz}$$

Periodo impulsivo: $Ti := \frac{2 \cdot \pi}{\omega_i} = 0.0215 \text{ s}$

PESO CONVECTIVO [Wc]

$$Wc := WL \cdot 0.23 \cdot \Gamma \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \frac{1}{\Gamma}\right) = 90.6476 \text{ tonnef}$$

Masa convectiva: $m_C := \frac{Wc}{g_e} = 9.2435 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \text{ tonnef}$

Altura convectiva: $h_C := HL \cdot \left[1 - \frac{\cosh\left(3.68 \cdot \frac{1}{\Gamma}\right) - 1}{3.68 \cdot \frac{1}{\Gamma} \cdot \sinh\left(3.68 \cdot \frac{1}{\Gamma}\right)} \right] = 3.2223 \text{ m}$

Frecuencia convectiva: $\lambda := \sqrt{3.68 \cdot g_e \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \frac{1}{\Gamma}\right)} = 5.9473 \frac{\text{m}}{\text{s}}^{0.5}$

$$\omega_C := \frac{\lambda}{\sqrt{Di}} = 2.1027 \text{ Hz}$$

Periodo convectivo: $T_C := \frac{2 \cdot \pi}{\omega_C} = 2.9882 \text{ s}$

Periodo equivalente $\beta = 5\%$ (E.030):

$$T_C' := \begin{cases} T_C & \text{if } T_C < TP \\ \frac{T_C}{1.5} & \text{if } T_C < TL \\ \frac{T_C}{\sqrt{1.5}} & \text{otherwise} \end{cases} = 2.4398 \text{ s}$$

Rigidez convectiva equivalente:

$$K_C := 4 \cdot \pi^2 \cdot \frac{m_C}{T_C'^2} = 61.302 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

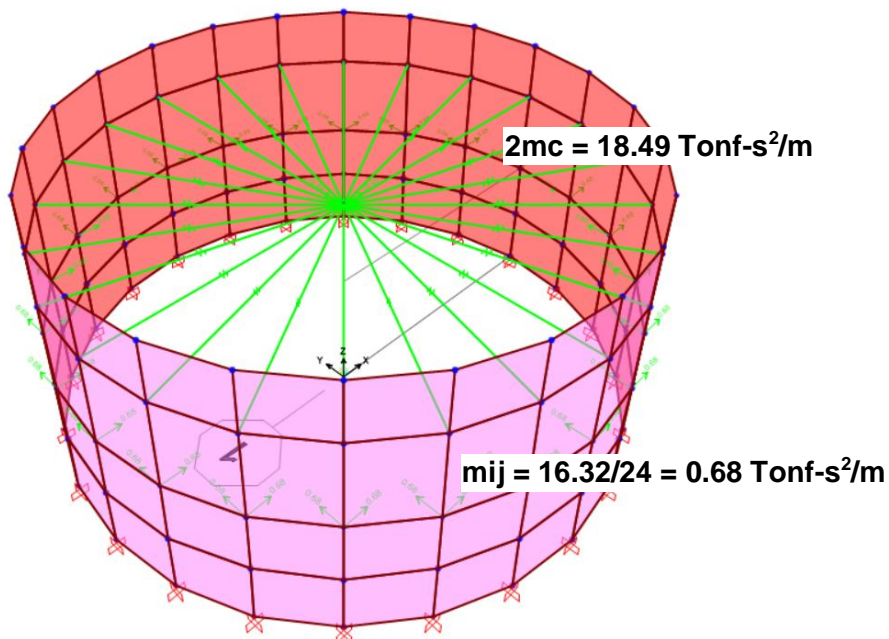
Figura 26*Modelo dinámico reservorio Condebamba*

Figura 27

Propiedades dinámicas reservorio Condebamba

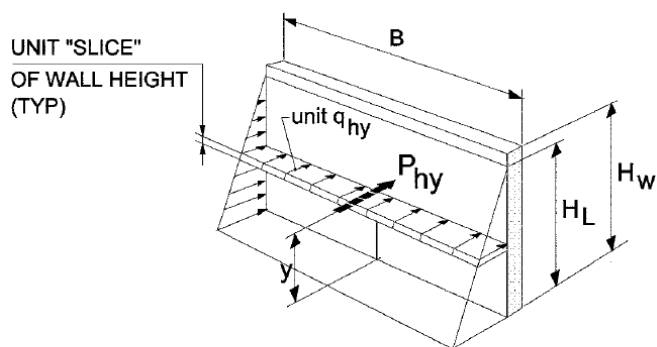
| PROPIEDADES DINÁMICAS DE CONTENIDO | | |
|---|-------|-----------------|
| RAP-04 CONDEBAMBA Vol = 250 m3 | | |
| Masa impulsiva | mi = | 16.32 Tonf-s2/m |
| Masa convectiva | mc = | 9.24 Tonf-s2/m |
| Altura impulsiva | hi = | 1.88 m |
| Altura convectiva | hc = | 3.22 m |
| Periodo impulsivo | Ti = | 0.022 seg |
| Periodo convectivo equiv. | Tc' = | 2.440 seg |
| Rigidez convectiva equiv. | Kc = | 61.30 Tonf/m |

CARGAS HIDROSTÁTICAS

Se asignaron las cargas debidas a la presión hidrostática del fluido, las cargas fueron aplicadas en un ancho B = 1.00 m, de acuerdo la distribución de presiones hidrostáticas en áreas planas verticales:

Figura 28

Cargas hidrostáticas



$$\text{UNIT } q_{hy} \text{ AT HEIGHT } y: = \gamma_L (H_L - y) \quad (\text{R5.3.1})$$

$$P_{hy} = \text{RESULTANT FORCE AT HEIGHT } y: = B \cdot q_{hy}$$

$$\text{TOTAL LATERAL FORCE (TLF), } P_h = \frac{1}{2} \gamma_L H_L^2 \cdot B$$

HYDROSTATIC PRESSURES, q_{hy}

Nota. En la figura se muestra las cargas hidrostáticas que actúan en la pared del reservorio, por ACI 350.3-20, 2021.

En el programa de análisis se debe describir la carga mediante una ecuación en función de las coordenadas espaciales del modelo para cada componente de empuje, conocida como patrón de nudos:

$$1) \text{ RAP-01 EL ARCO: } z = 0, p = \gamma_L \cdot (H_L - z) = 1.00 \cdot (5.10 - 0) = 5.10 \text{Tonf/m}^2$$

$$\text{Patrón de nudos: } p = -z + 5.10$$

$$2) \text{ RAP-01 PRADO I: } z = 0, p = \gamma_L \cdot (H_L - z) = 1.00 \cdot (8.85 - 0) = 8.85 \text{Tonf/m}^2$$

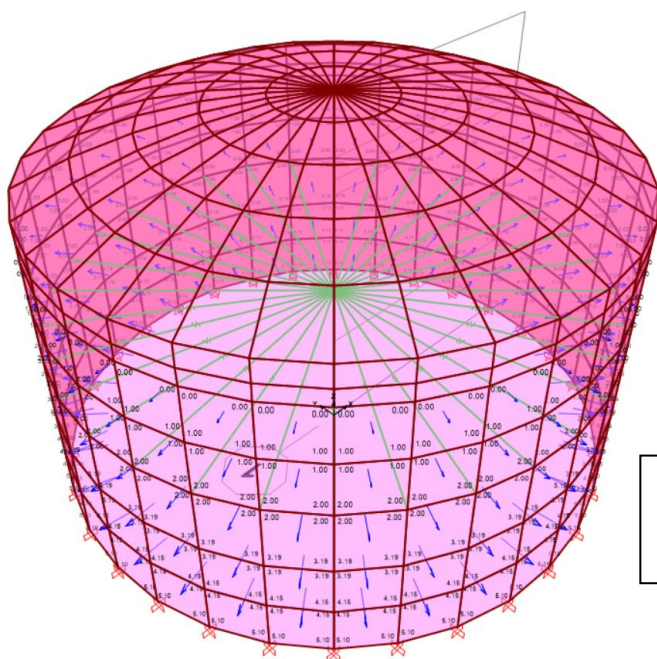
$$\text{Patrón de nudos: } p = -z + 8.85$$

$$3) \text{ RAP-04 CONDEBAMBA: } z = 0, p = \gamma_L \cdot (H_L - z) = 1.00 \cdot (5.00 - 0) = 5.00 \text{Tonf/m}^2$$

$$\text{Patrón de nudos: } p = -z + 5.00$$

Figura 29

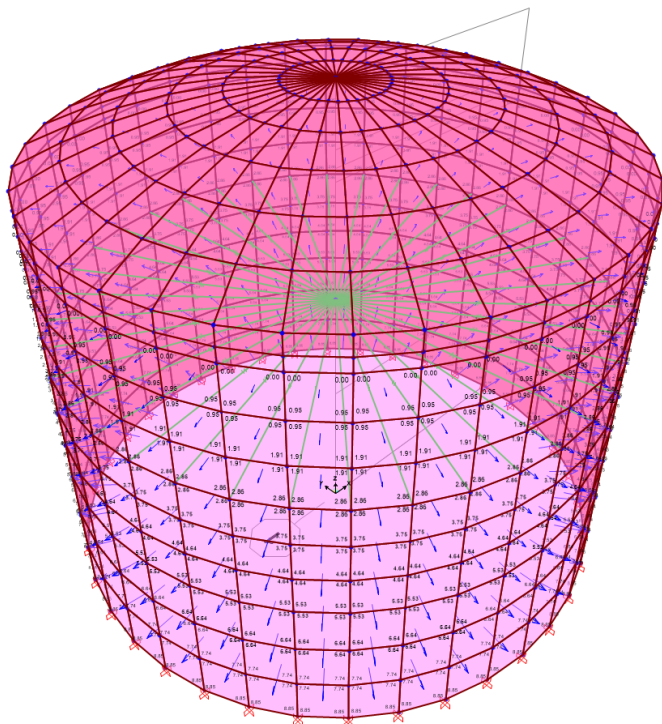
Presiones hidrostáticas, reservorio El Arco



Presiones hidrostáticas
Patrón de nudos: $p = -z + 5.10$
Reservorio RAP-01 EL ARCO

Figura 30

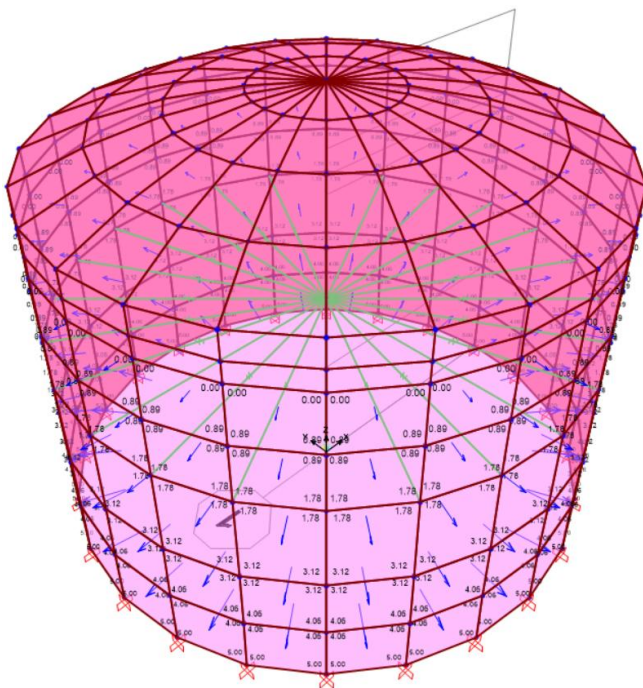
Presiones hidrostáticas, reservorio Prado I



Presiones hidrostáticas
Patrón de nudos: $p = -z + 8.85$
Reservorio RAP-02 PRADO I

Figura 31

Presiones hidrostáticas, reservorio Condebamba



Presiones hidrostáticas
Patrón de nudos: $p = -z + 5.00$
Reservorio RAP-04 CONDEBAMBA

METRADO DE CARGAS – PESO SÍSMICO P

El peso efectivo “P” para el análisis sísmico es estimado al aplicar lo indicado en el apartado CARGAS POR GRAVEDAD:

1. RESERVORIO RAP-01 EL ARCO

Figura 32

Peso sísmico del reservorio El Arco

PESO DE LA ESTRUCTURA [We]:

$$\text{Peso de muro: } Ww1 := \pi \cdot \left(Di + \frac{tw1}{2} \right) \cdot tw1 \cdot hw1 \cdot \gamma_c = 123.9773 \text{ tonnef}$$

$$\text{Peso de anillo: } Ww2 := \pi \cdot \left(Di + \frac{bw2}{2} \right) \cdot bw2 \cdot hw2 \cdot \gamma_c = 12.305 \text{ tonnef}$$

$$\text{Peso de cúpula: } Wr := \frac{\pi \cdot Lr^2}{4} \cdot tr \cdot \gamma_c = 14.2714 \text{ tonnef}$$

$$\text{Carga viva: } Wl := \frac{\pi \cdot Lr^2}{4} \cdot 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} = 4.2474 \text{ tonnef}$$

Factor de corrección peso de muro:

$$\varepsilon := \begin{cases} .0151 \cdot \left(\frac{Di}{HL} \right)^2 - .1908 \cdot \left(\frac{Di}{HL} \right) + 1.021 & \text{if } .0151 \cdot \left(\frac{Di}{HL} \right)^2 - .1908 \cdot \left(\frac{Di}{HL} \right) + 1.021 < 1 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$\varepsilon = 0.7049$

$$We := \varepsilon \cdot Ww1 + Ww2 + Wr + 0.25 \cdot Wl = 115.0344 \text{ tonnef}$$

2. RESERVORIO RAP-02 PRADO I

Figura 33*Peso sísmico del reservorio Prado I***PESO DE LA ESTRUCTURA [We]**

$$\text{Peso de muro: } Ww1 := \pi \cdot \left(Di + \frac{tw1}{2} \right) \cdot tw1 \cdot hw1 \cdot \gamma_c = 336.6681 \text{ tonnef}$$

$$\text{Peso de anillo: } Ww2 := \pi \cdot \left(Di + \frac{bw2}{2} \right) \cdot bw2 \cdot hw2 \cdot \gamma_c = 18.4726 \text{ tonnef}$$

$$\text{Peso de cúpula: } W_r := \frac{\pi \cdot L_r^2}{4} \cdot t_r \cdot \gamma_c = 20.6167 \text{ tonnef}$$

$$\text{Carga viva: } W_l := \frac{\pi \cdot L_r^2}{4} \cdot 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} = 6.1359 \text{ tonnef}$$

Factor de corrección peso de muro:

$$\varepsilon := \begin{cases} .0151 \cdot \left(\frac{Di}{HL} \right)^2 - .1908 \cdot \left(\frac{Di}{HL} \right) + 1.021 & \text{if } .0151 \cdot \left(\frac{Di}{HL} \right)^2 - .1908 \cdot \left(\frac{Di}{HL} \right) + 1.021 < 1 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\varepsilon = 0.7901$$

$$W_e := \varepsilon \cdot Ww1 + Ww2 + W_r + 0.25 \cdot W_l = 306.608 \text{ tonnef}$$

3. RESERVORIO RAP-04 CONDEBAMBA**Figura 34***Peso sísmico del reservorio Condebamba***PESO DE LA ESTRUCTURA [We]**

$$\text{Peso de muro: } Ww1 := \pi \cdot \left(Di + \frac{tw1}{2} \right) \cdot tw1 \cdot hw1 \cdot \gamma_c = 97.7048 \text{ tonnef}$$

$$\text{Peso de anillo: } Ww2 := \pi \cdot \left(Di + \frac{bw2}{2} \right) \cdot bw2 \cdot hw2 \cdot \gamma_c = 9.8922 \text{ tonnef}$$

$$\text{Peso de cúpula: } W_r := \frac{\pi \cdot L_r^2}{4} \cdot t_r \cdot \gamma_c = 9.1997 \text{ tonnef}$$

$$\text{Carga viva: } W_l := \frac{\pi \cdot L_r^2}{4} \cdot 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} = 2.738 \text{ tonnef}$$

Factor de corrección peso de muro:

$$\varepsilon := \begin{cases} .0151 \cdot \left(\frac{Di}{HL} \right)^2 - .1908 \cdot \left(\frac{Di}{HL} \right) + 1.021 & \text{if } .0151 \cdot \left(\frac{Di}{HL} \right)^2 - .1908 \cdot \left(\frac{Di}{HL} \right) + 1.021 < 1 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\varepsilon = 0.7544$$

$$W_e := \varepsilon \cdot Ww1 + Ww2 + W_r + 0.25 \cdot W_l = 93.4826 \text{ tonnef}$$

MODOS DE VIBRACIÓN

Se consideró una cantidad de modos de vibración de tal modo que la suma de masas efectivas de los modos considerados sea por lo menos el 90% de la masa total de acuerdo al Art 29.1.2. de la NTP E.030.

Los modos predominantes de vibración de la estructura con su correspondiente participación de masa en los tres grados de libertad fundamentales, son los siguientes:

1. RESERVORIO RAP-01 EL ARCO

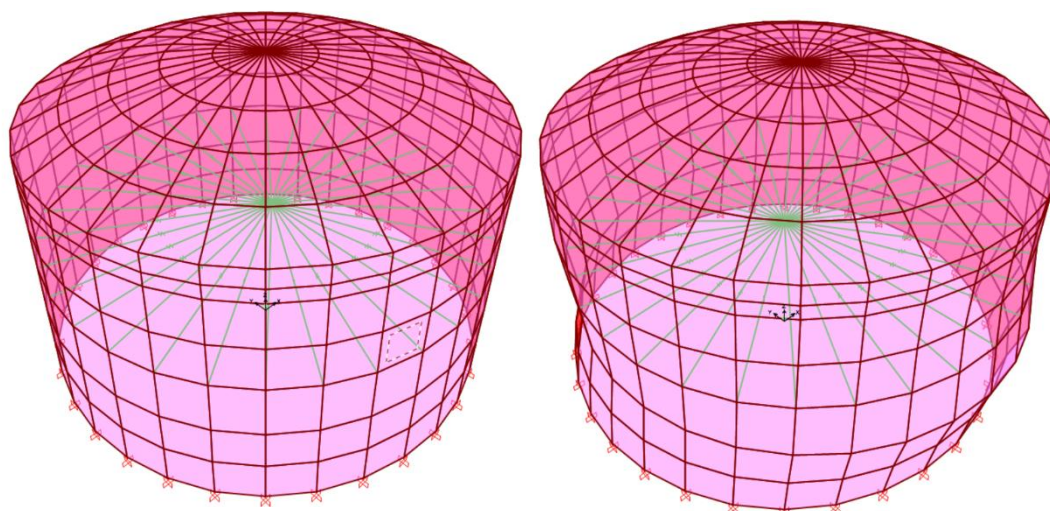
Figura 35

Periodos y frecuencias modales, reservorio El Arco

| PERIODOS Y FRECUENCIAS MODALES | | | | | | |
|--------------------------------|------------|---------------|-------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| Modo | | Periodo (seg) | Frecuencia Circular (rad/seg) | Part. Masa UX | Part. Masa UY | Part. Masa RZ |
| 1 | Convectivo | 3.910 | 1.607 | 0.0016 | 0.5098 | 0.0000 |
| 2 | Convectivo | 3.910 | 1.607 | 0.5098 | 0.0016 | 0.0000 |
| 11 | Impulsivo | 0.030 | 207.052 | 0.2448 | 0.1440 | 0.0000 |
| 12 | Impulsivo | 0.030 | 207.052 | 0.1440 | 0.2448 | 0.0000 |

Figura 36

Modos convectivo e impulsivo, reservorio El Arco



Modos convectivo e impulsivo
RAP-01 EL ARCO
Tc = 3.910 seg, Ti = 0.030 seg

2. RESERVORIO RAP-02 PRADO I

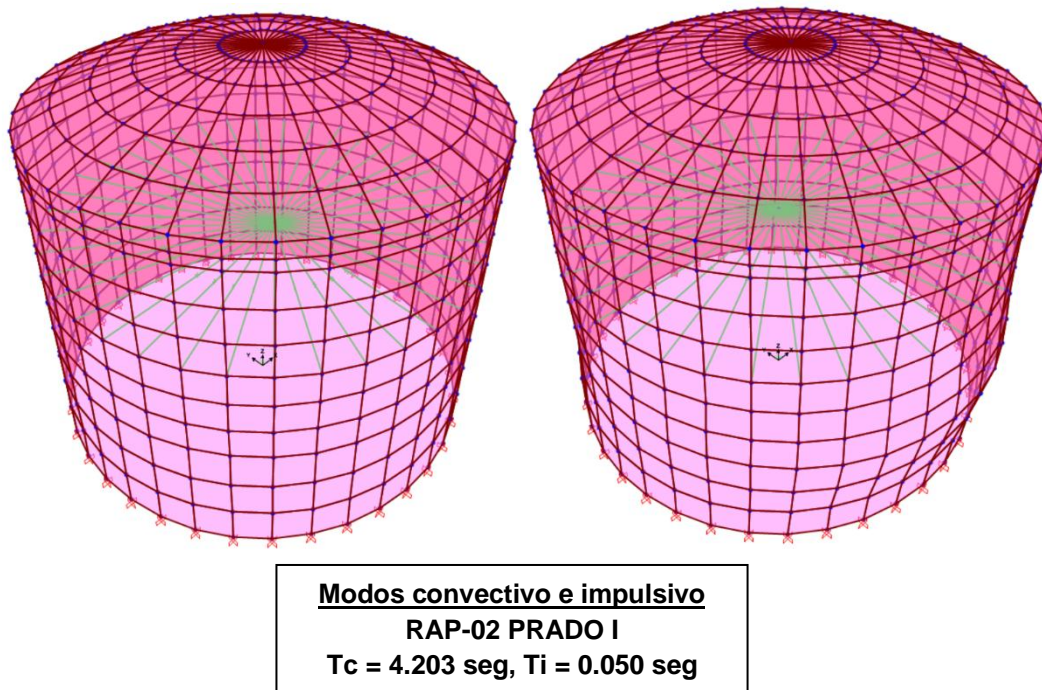
Figura 37

Periodos y frecuencias modales, reservorio Prado I

| PERIODOS Y FRECUENCIAS MODALES | | | | | | |
|--------------------------------|------------|---------------|-------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| Modo | | Periodo (seg) | Frecuencia Circular (rad/seg) | Part. Masa UX | Part. Masa UY | Part. Masa RZ |
| 1 | Convectivo | 4.203 | 1.495 | 0.3800 | 0.0026 | 0.0000 |
| 2 | Convectivo | 4.203 | 1.495 | 0.0026 | 0.3800 | 0.0000 |
| 11 | Impulsivo | 0.050 | 126.726 | 0.5421 | 0.0012 | 0.0000 |
| 12 | Impulsivo | 0.050 | 126.726 | 0.0012 | 0.5421 | 0.0000 |

Figura 38

Modos convectivo e impulsivo, reservorio Prado I



3. RESERVORIO RAP-04 CONDEBAMBA

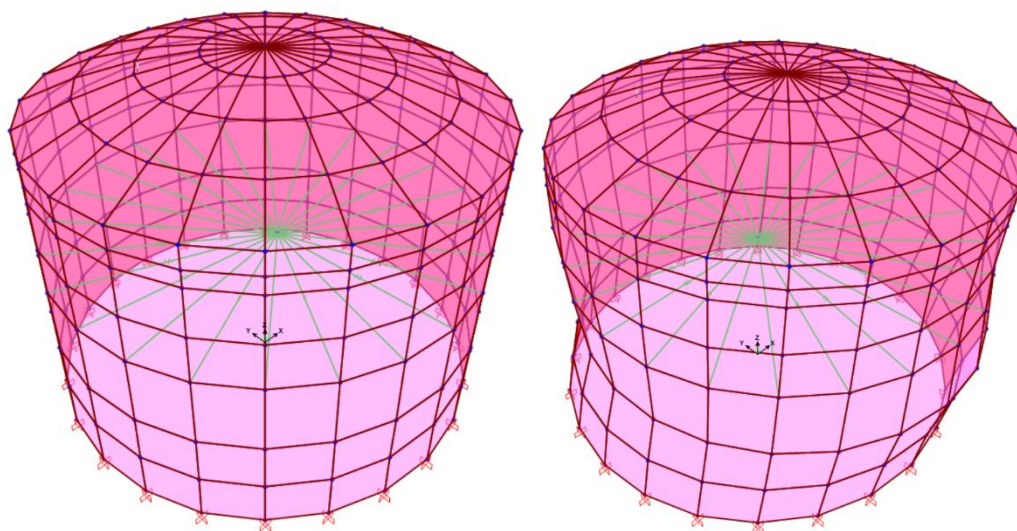
Figura 39

Periodos y frecuencias modales, reservorio El Arco

| PERIODOS Y FRECUENCIAS MODALES | | | | | | |
|--------------------------------|------------|---------------|-------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| Modo | | Periodo (seg) | Frecuencia Circular (rad/seg) | Part. Masa UX | Part. Masa UY | Part. Masa RZ |
| 1 | Convectivo | 3.451 | 1.821 | 0.4235 | 0.0000 | 0.0000 |
| 2 | Convectivo | 3.451 | 1.821 | 0.0036 | 0.0000 | 0.0000 |
| 9 | Impulsivo | 0.027 | 234.089 | 0.0118 | 0.4853 | 0.0000 |
| 10 | Impulsivo | 0.027 | 234.089 | 0.4853 | 0.0118 | 0.0000 |

Figura 40

Modos convectivo e impulsivo, reservorio Condebamba



**Modos convectivo e impulsivo
RAP-04 CONDEBAMBA
Tc = 3.451 seg, Ti = 0.027 seg**

FUERZA CORTANTE SÍSMICA EN LA ESTRUCTURA

FUERZA CORTANTE ESTÁTICA

La fuerza sísmica total que se asume ingresará a las estructuras como fuerza estática equivalente, está definida por la pseudoaceleración de la respuesta (Art. 28.2 NTP E.030) correspondiente a los pesos equivalentes del contenido, así como al peso propio del tanque de acuerdo a lo especificado en el código ACI 350-3, como sigue:

1. RESERVORIO RAP-01 EL ARCO

Figura 41

Fuerza cortante de base del reservorio El Arco

FUERZA CORTANTE DE BASE

Peso impulsivo [Wi]: $\bar{W}_i = 220.5971 \text{ tonnef}$
 $P_i := \left(\frac{Z \cdot S \cdot C(T_i) \cdot U}{R_i} \right) \cdot \bar{W}_i = 124.0859 \text{ tonnef}$

Peso convectivo [Wc]: $\bar{W}_c = 172.3694 \text{ tonnef}$
 $P_c := \left(\frac{Z \cdot S \cdot C(T_c') \cdot U}{R_c} \right) \cdot \bar{W}_c = 15.2232 \text{ tonnef}$

Peso estructura [We]: $\bar{W}_e = 115.0344 \text{ tonnef}$
 $P_e := \left(\frac{Z \cdot S \cdot C(T_i) \cdot U}{R_i} \right) \cdot \bar{W}_e = 64.7069 \text{ tonnef}$

CORTANTE TOTAL $V := \sqrt{(P_i + P_e)^2 + P_c^2} = 189.4055 \text{ tonnef}$

2. RESERVORIO RAP-02 PRADO I

Figura 42

Fuerza cortante de base del reservorio Prado I

FUERZA CORTANTE DE BASE

Peso impulsivo [Wi]: $\bar{W}_i = 703.7575 \text{ tonnef}$
 $P_i := \left(\frac{Z \cdot S \cdot C(T_i) \cdot U}{R_i} \right) \cdot \bar{W}_i = 395.8636 \text{ tonnef}$

Peso convectivo [Wc]: $\bar{W}_c = 309.4188 \text{ tonnef}$
 $P_c := \left(\frac{Z \cdot S \cdot C(T_c') \cdot U}{R_c} \right) \cdot \bar{W}_c = 23.6567 \text{ tonnef}$

Peso estructura [We]: $\bar{W}_e = 306.608 \text{ tonnef}$
 $P_e := \left(\frac{Z \cdot S \cdot C(T_i) \cdot U}{R_i} \right) \cdot \bar{W}_e = 172.467 \text{ tonnef}$

CORTANTE TOTAL $V := \sqrt{(P_i + P_e)^2 + P_c^2} = 568.8227 \text{ tonnef}$

3. RESERVORIO RAP-04 CONDEBAMBA

Figura 43

Fuerza cortante de base del reservorio Condebamba

| |
|--------------------------------|
| FUERZA CORTANTE DE BASE |
|--------------------------------|

Peso impulsivo [Wi]: $W_i = 160.0179 \text{ tonnef}$
 $P_i := \left(\frac{Z \cdot S \cdot C(T_i) \cdot U}{R_i} \right) \cdot W_i = 90.0101 \text{ tonnef}$

Peso convectivo [Wc]: $W_c = 90.6476 \text{ tonnef}$
 $P_c := \left(\frac{Z \cdot S \cdot C(T_c') \cdot U}{R_c} \right) \cdot W_c = 10.2787 \text{ tonnef}$

Peso estructura [We]: $W_e = 93.4826 \text{ tonnef}$
 $P_e := \left(\frac{Z \cdot S \cdot C(T_i) \cdot U}{R_i} \right) \cdot W_e = 52.5839 \text{ tonnef}$

CORTANTE TOTAL $V := \sqrt{(P_i + P_e)^2 + P_c^2} = 142.964 \text{ tonnef}$

Se realizó la comparación de fuerza que se obtiene del resultado manual con el programa SAP2000, este difiere porque el programa tiene participaciones de masa, que es distinto de la forma estática que se considera el 100% de las masas y dinámicamente no se considera el 100% de la masa, habiendo un porcentaje libre que pertenece a las otras formas de vibrar muy a parte de la forma impulsiva y convectiva, obteniendo una diferencia en los resultados.

Para el diseño de los elementos de concreto armado de la estructura tenemos que utilizar mínimamente el 80% de la fuerza estática calculado manualmente, siendo los resultados del programa mayores por ello se trabaja con este último, caso contrario se tendría que escalar la fuerza en el programa para los resultados de las verificaciones estructurales.

Tabla 16

Fuerzas cortantes

| | Fuerza cortante | |
|---------|---------------------------------|---|
| | Forma estática - manualmente | Forma dinámica – de acuerdo a la participación de masa (SAP2000) |
| El Arco | 151.52 ton | 150.19 ton |

| | | |
|------------|------------|------------|
| Prado I | 455.06 ton | 491.90 ton |
| Condebamba | 114.37 ton | 118.92 ton |

Nota. En la tabla se muestra las fuerzas cortantes de forma estática que se calculó de forma manual y de forma dinámica de acuerdo a las participaciones de masa en el programa SAP2000.

CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS

Los desplazamientos, así como las derivas o distorsiones inelásticas de entrepiso por sismo han sido estimados amplificando los resultados del análisis por el factor $0.75R$, según corresponda, por tratarse de una estructura regular, debiéndose verificar que las derivas sean menores a 0.0070 para ser aceptados por tratarse de una estructura de concreto de acuerdo al *Art. 32* de la NTE E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE

EC- 18 Desplazamiento

$$D_u = D_e \cdot 0.75R \text{ (Estructura Regular)} \quad (22)$$

Figura 44

Desplazamiento de los reservorios

| | RESERVORIOS | | | |
|--------------------------------------|-------------|---------|---------|----|
| | RAP-01 | RAP-02 | RAP-04 | |
| Desplazamiento máximo (δu) | 0.23 | 0.63 | 0.18 | mm |
| Despl. máximo permisible | 13.37 | 23.24 | 13.16 | mm |
| Altura impulsiva (h_i) | 1.91 | 3.32 | 1.88 | m |
| Deriva máxima ($\delta u/h_i$) | 0.00012 | 0.00019 | 0.00010 | |
| Deriva máxima permisible | 0.007 | 0.007 | 0.007 | |

Figura 45

Desplazamiento máximo, reservorio El Arco

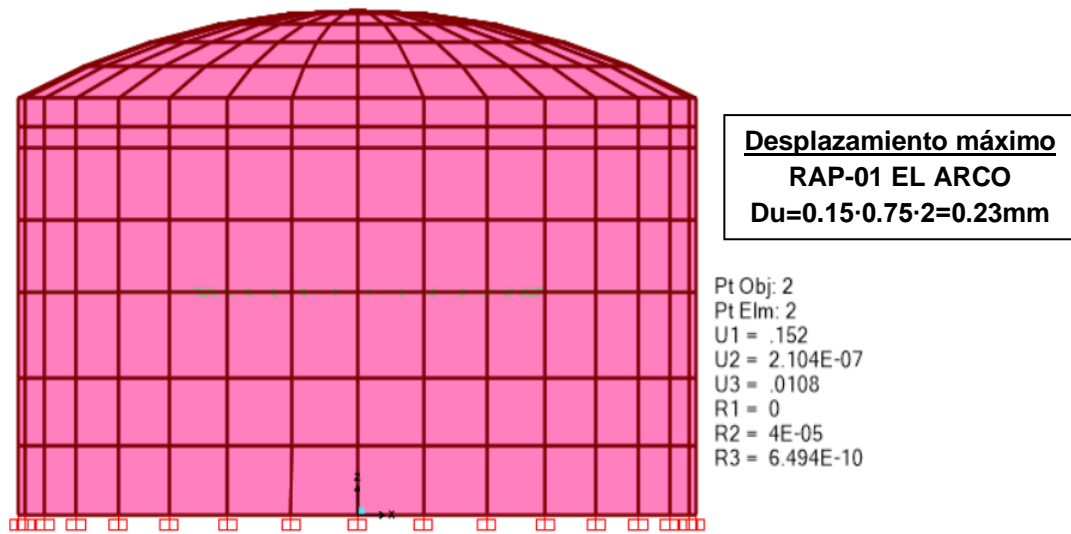


Figura 46

Desplazamiento máximo, reservorio Prado I

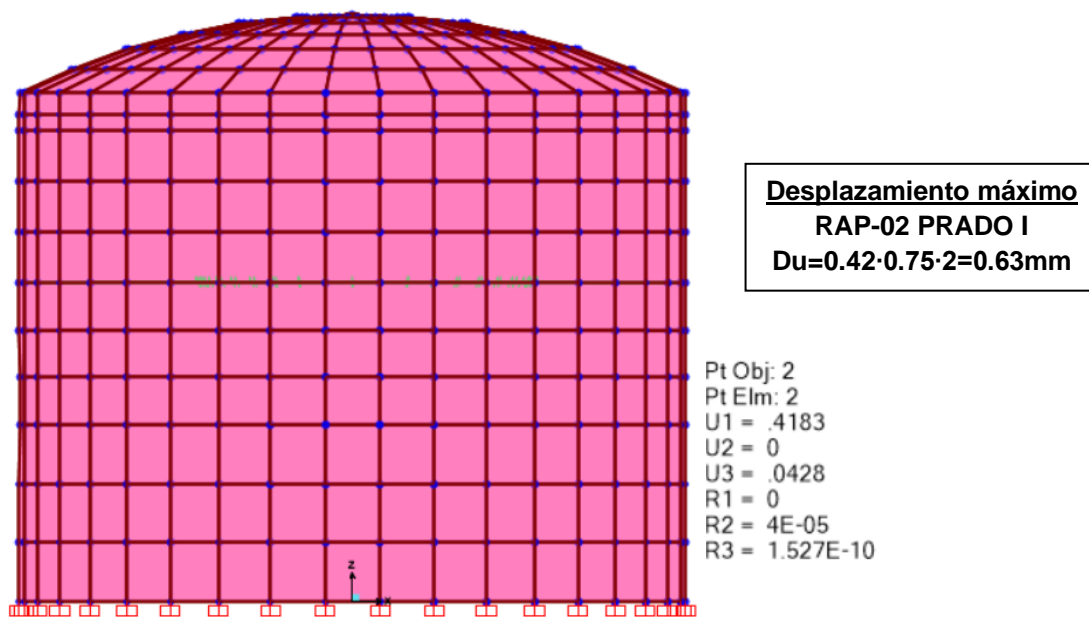
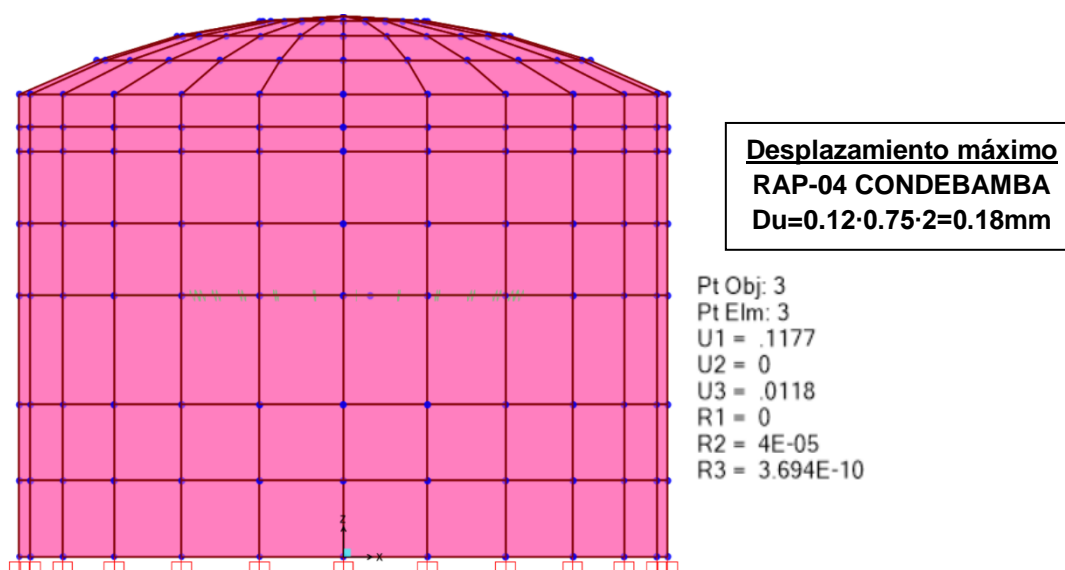


Figura 47

Desplazamiento máximo, reservorio Condebamba



5.1.8 Verificación estructural

5.1.8.1 Diseño de concreto armado NTP E.060

A. VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD A FLEXIÓN

Se verificó que el momento flector resistente desarrollado por el acero de refuerzo propuesto en las paredes de los reservorios en una ancho $B = 1.00$ m de muro, sea mayor a los momentos actuantes en las paredes de los reservorios, debiéndose cumplir:

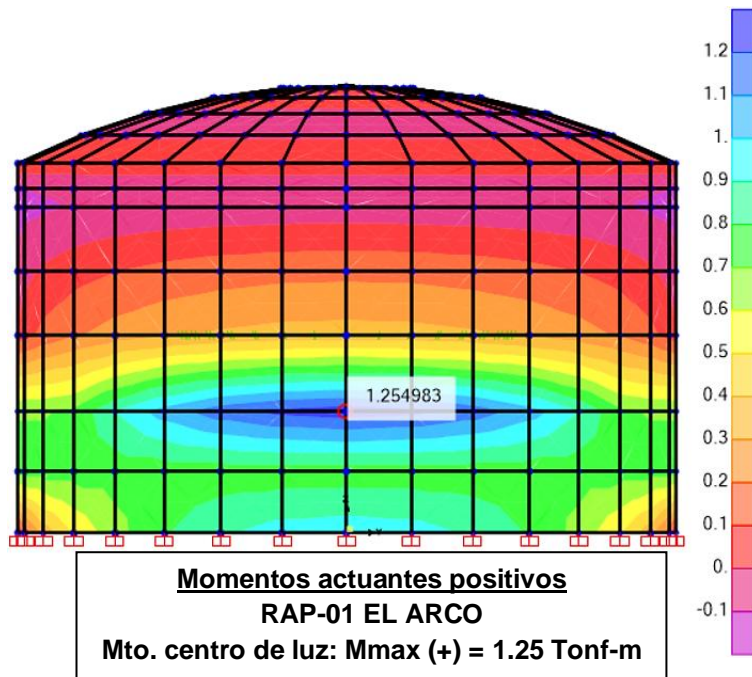
$$M_u \leq M_r \text{ (condición satisfactoria)}$$

RAP-01 EL ARCO

SUPERFICIE INTERIOR - EXTERIOR, ALTURA IMPULSIVA

Figura 48

Momentos actuantes positivos (superficie exterior / altura impulsiva), reservorio El Arco



Centro de luz libre:

$$b = \text{ancho efectivo} = 100.00 \text{ cm}$$

$$d = \text{peralte efectivo} = (30 - 5 - 1.59 - 1.59/2) = 22.62 \text{ cm}$$

Momento último: $M_u = 1.25 \text{ Tonf} - \text{m}$, acero de refuerzo: $A_s = \phi 5/8'' @ 0.20 = 9.90 \text{ cm}^2$

Cuantía balanceada y acero máximo:

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{0.003E_y}{0.003E_y + f_y} \right) = 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{280}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.0283$$

$$A_{smax} = 0.75\rho_b b_w d = 0.75 \cdot 0.0283 \cdot 100 \cdot 22.62 = 48.01 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por flexión:

$$A_{smin} = 0.0018bh = 0.0018 \cdot 100 \cdot 30 = 5.40 \text{ cm}^2$$

Distancia efectiva a eje neutro:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w} = \frac{9.90 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 100} = 1.75 \text{ cm}$$

Momento nominal resistente:

$$M_r = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \cdot 9.9 \cdot 4200 \cdot \left(22.62 - \frac{1.75}{2} \right) = 8.14 \text{ Tonf} \cdot \text{m}$$

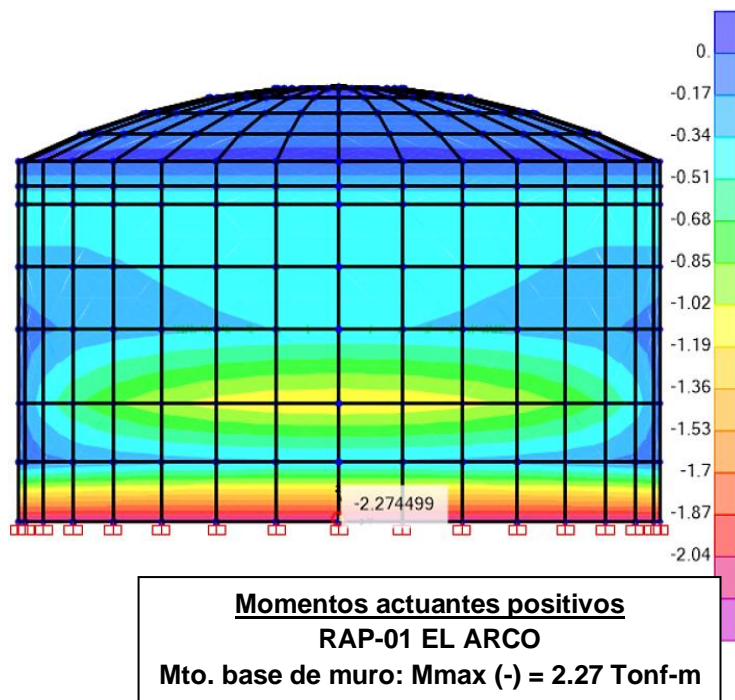
Relación capacidad – demanda C/D:

$$C/D = M_r / M_u = 8.14 / 1.25 = 6.51 > R_i = 2, \text{ OK}$$

SUPERFICIE INTERIOR, BASE DE MURO

Figura 49

Momentos actuantes positivos (superficie interior, base de muro), reservorio El Arco



Extremo inferior (base de muro):

$$b = \text{Ancho efectivo} = 100.00 \text{ cm}$$

$$d = \text{Peralte efectivo} = (30 - 5 - 1.91 - 1.59/2) = 22.30 \text{ cm}$$

Momento último: $M_u = 2.27 \text{ Tonf} - m$, acero de refuerzo: $A_s = \phi 3/4" @ 0.20 + \phi 3/4" @ 0.20 = 28.50 \text{ cm}^2$

Cuantía balanceada y acero máximo:

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{0.003E_y}{0.003E_y + f_y} \right) = 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{280}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.0283$$

$$A_{smax} = 0.75\rho_b b_w d = 0.75 \cdot 0.0283 \cdot 100 \cdot 22.30 = 47.33 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por flexión:

$$A_{smin} = 0.0018bh = 0.0018 \cdot 100 \cdot 30 = 5.40 \text{ cm}^2$$

Distancia a eje neutro:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w} = \frac{28.50 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 100} = 5.03 \text{ cm}$$

Momento nominal resistente:

$$M_r = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \cdot 28.50 \cdot 4200 \cdot \left(22.30 - \frac{5.03}{2} \right) = 21.31 \text{ Tonf} - m$$

Relación capacidad – demanda C/D:

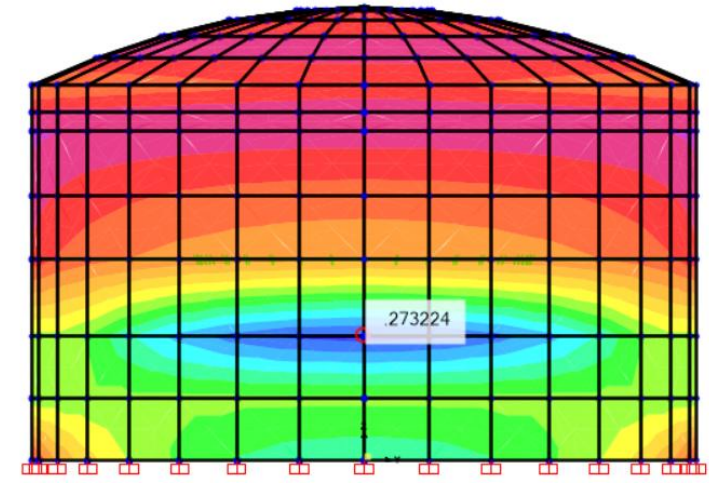
$$C/D = M_r/M_u = 21.31/2.27 = 9.39 > R_i = 2, \text{ OK}$$

Por tanto: se prevé con el análisis lineal que la respuesta sísmica del reservorio es elástica, es decir no presentará incursión inelástica, sin embargo, realizar un análisis no lineal para determinar la capacidad de desempeño más cercana a la realidad frente a los momentos producidos por la acción interna y externa que será sometida la estructura.

ESFUERZOS HORIZONTALES

Figura 50

Esfuerzo horizontal, reservorio El Arco



Momentos actuantes positivos
RAP-01 EL ARCO
Mto. centro de luz: Mmax (+) = 0.27 Tonf-m

Centro de luz libre:

$$b = \text{Ancho efectivo} = 100.00 \text{ cm}$$

$$d = \text{Peralte efectivo} = (30 - 5 - 1.59/2) = 24.21 \text{ cm}$$

Momento último: $M_u = 0.27 \text{ Tonf} - \text{m}$, acero de refuerzo: $A_s = \phi 5/8'' @ 0.15 = 13.20 \text{ cm}^2$

Cuantía balanceada y acero máximo:

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{0.003E_y}{0.003E_y + f_y} \right) = 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{280}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.0283$$

$$A_{smax} = 0.75\rho_b b_w d = 0.75 \cdot 0.0286 \cdot 100 \cdot 24.21 = 51.93 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por flexión:

$$A_{smin} = 0.0018bh = 0.0018 \cdot 100 \cdot 30 = 5.40 \text{ cm}^2$$

Distancia efectiva a eje neutro:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w} = \frac{13.20 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 100} = 2.33 \text{ cm}$$

Momento nominal resistente:

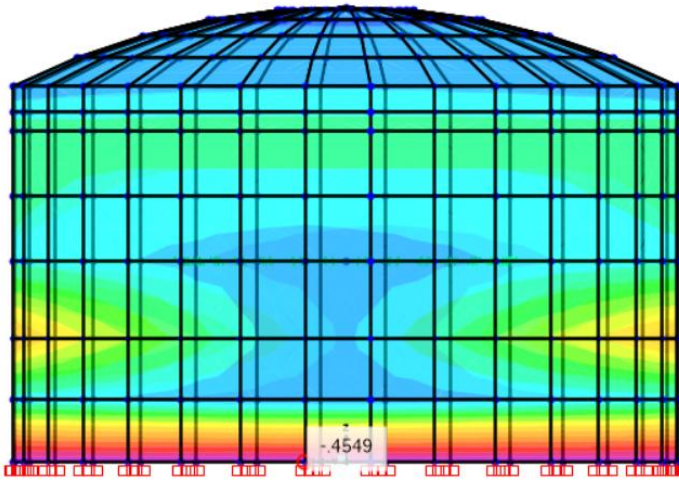
$$M_r = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \cdot 13.20 \cdot 4200 \cdot \left(24.21 - \frac{2.33}{2} \right) = 11.50 \text{ Tonf} - m$$

Relación capacidad – demanda C/D:

$$C/D = M_r/M_u = 11.50/0.27 = 42.59 > R_i = 2, \text{ OK}$$

Figura 51

Esfuerzo horizontal, reservorio El Arco



Momentos actuantes negativos
RAP-01 EL ARCO
Mto. centro de luz: Mmin (-) = 0.45 Tonf-m

Centro de luz libre:

$$b = \text{ancho efectivo} = 100.00 \text{ cm}$$

$$d = \text{peralte efectivo} = (30 - 5 - 1.91/2) = 24.05 \text{ cm}$$

Momento último: $M_u = 0.45 \text{ Tonf} - m$, acero de refuerzo: $A_s = \phi 5/8" @ 0.125 =$

$$15.84 \text{ cm}^2$$

Cuantía balanceada y acero máximo:

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{0.003E_y}{0.003E_y + f_y} \right) = 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{280}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.0283$$

$$A_{smax} = 0.75\rho_b b_w d = 0.75 \cdot 0.0286 \cdot 100 \cdot 24.05 = 51.59 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por flexión:

$$A_{smin} = 0.0018bh = 0.0018 \cdot 100 \cdot 30 = 5.40 \text{ cm}^2$$

Distancia efectiva a eje neutro:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w} = \frac{15.84 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 100} = 2.80 \text{ cm}$$

Momento nominal resistente:

$$M_r = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \cdot 15.84 \cdot 4200 \cdot \left(24.05 - \frac{2.80}{2} \right) = 13.56 \text{ Tonf} - m$$

Relación capacidad – demanda C/D:

$$C/D = M_r/M_u = 13.56/0.45 = 30.13 > R_i = 2, \text{ OK}$$

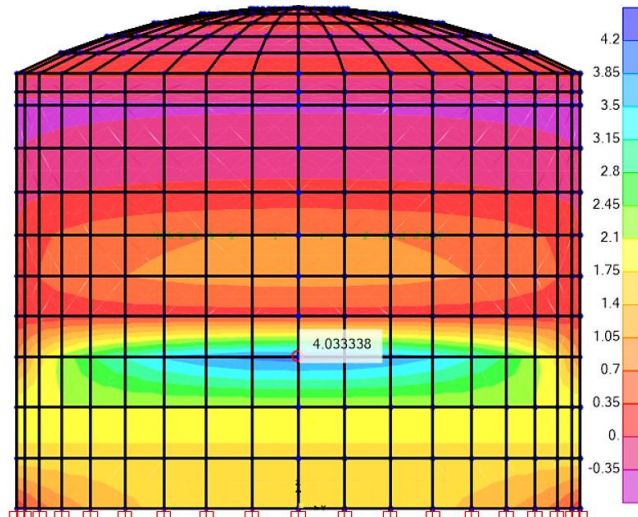
RAP-02 PRADO I

SUPERFICIE INTERIOR - EXTERIOR, ALTURA IMPULSIVA

Figura 52

Momentos actuantes positivos (superficie interior – exterior / altura impulsiva), reservorio

Prado I



Momentos actuantes positivos
RAP-02 PRADO I
Mto. centro de luz: Mmax (+) = 4.03 Tonf-m

Centro de luz libre:

$$b = \text{ancho efectivo} = 100.00 \text{ cm}$$

$$d = \text{peralte efectivo} = (40 - 5 - 2.54 - 2.54/2) = 31.19 \text{ cm}$$

Momento último: $M_u = 4.03 \text{ Tonf} - \text{m}$, acero de refuerzo: $A_s = \phi 1" @ 0.125 = 40.56 \text{ cm}^2$

Cuantía balanceada y acero máximo:

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{0.003E_y}{0.003E_y + f_y} \right) = 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{280}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.0283$$

$$A_{smax} = 0.75\rho_b b_w d = 0.75 \cdot 0.0283 \cdot 100 \cdot 31.19 = 66.20 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por flexión:

$$A_{smin} = 0.0018bh = 0.0018 \cdot 100 \cdot 40 = 7.20 \text{ cm}^2$$

Distancia efectiva a eje neutro:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w} = \frac{40.56 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 100} = 7.16 \text{ cm}$$

Momento nominal resistente:

$$M_r = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \cdot 40.56 \cdot 4200 \cdot \left(31.19 - \frac{7.16}{2} \right) = 42.33 \text{ Tonf} \cdot \text{m}$$

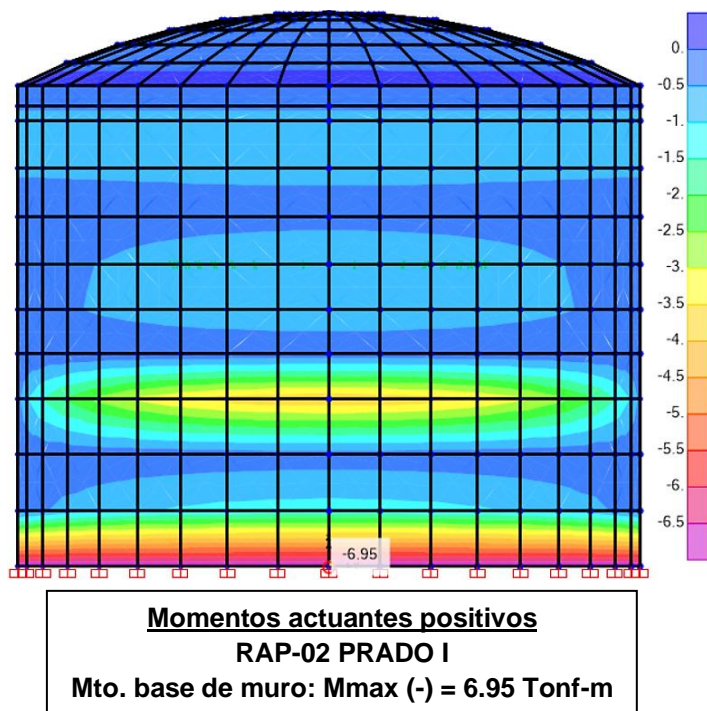
Relación capacidad – demanda C/D:

$$C/D = M_r/M_u = 42.33/4.03 = 10.50 > R_i = 2, \text{ OK}$$

SUPERFICIE INTERIOR, BASE DE MURO

Figura 53

Momentos actuantes positivos (superficie interior, base de muro), reservorio Prado I



Extremo inferior (base de muro):

$b = \text{ancho efectivo} = 100.00 \text{ cm}$

$d = \text{peralte efectivo} = (40 - 5 - 2.54 - 2.54/2) = 31.19 \text{ cm}$

Momento último: $M_u = 6.95 \text{ Tonf} - m$, Acero de refuerzo: $A_s = \phi 1" @ 0.25 + \phi 1" @ 0.25 = 40.56 \text{ cm}^2$

Cuantía balanceada y acero máximo:

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{0.003E_y}{0.003E_y + f_y} \right) = 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{280}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.0283$$

$$A_{smax} = 0.75\rho_b b_w d = 0.75 \cdot 0.0283 \cdot 100 \cdot 31.19 = 66.20 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por flexión:

$$A_{smin} = 0.0018bh = 0.0018 \cdot 100 \cdot 40 = 7.20 \text{ cm}^2$$

Distancia efectiva a eje neutro:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w} = \frac{40.56 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 100} = 7.16 \text{ cm}$$

Momento nominal resistente:

$$M_r = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \cdot 40.56 \cdot 4200 \cdot \left(31.19 - \frac{7.16}{2} \right) = 42.33 \text{ Tonf} - m$$

Relación capacidad – demanda C/D:

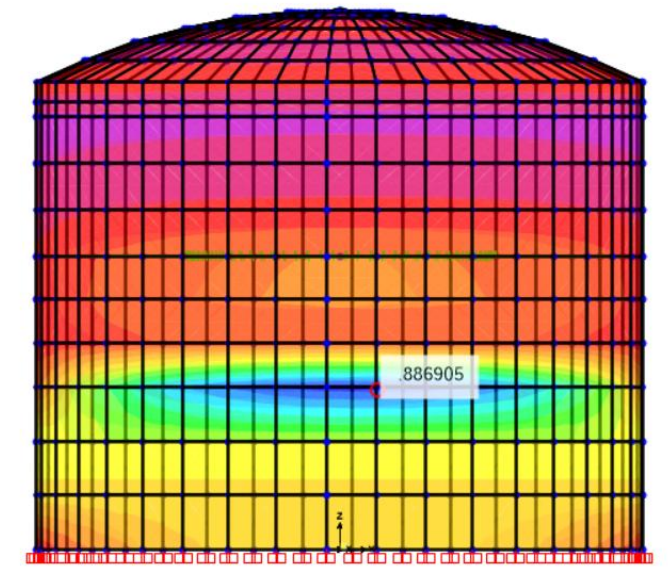
$$C/D = M_r/M_u = 42.33/6.95 = 6.09 > R_i = 2, \text{ OK}$$

Por tanto: se prevé con el análisis lineal que la respuesta sísmica del reservorio es elástica, es decir no presentará incursión inelástica, sin embargo, realizar un análisis no lineal para determinar la capacidad de desempeño más cercana a la realidad frente a los momentos producidos por la acción interna y externa que será sometida la estructura.

ESFUERZOS HORIZONTALES

Figura 54

Esfuerzo horizontal, reservorio Prado I



Momentos actuantes positivos
RAP-02 PRADO I
Mto. centro de luz: Mmax (+) = 0.89 Tonf-m

Centro de luz libre:

$$b = \text{ancho efectivo} = 100.00 \text{ cm}$$

$$d = \text{peralte efectivo} = (40 - 5 - 2.54/2) = 33.73 \text{ cm}$$

Momento último: $M_u = 0.89 \text{ Tonf} - \text{m}$, acero de refuerzo: $A_s = \phi 1'' @ 0.20 = 25.35 \text{ cm}^2$

Cuantía balanceada y acero máximo:

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{0.003E_y}{0.003E_y + f_y} \right) = 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{280}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.0283$$

$$A_{smax} = 0.75\rho_b b_w d = 0.75 \cdot 0.0283 \cdot 100 \cdot 33.73 = 71.59 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por flexión:

$$A_{smin} = 0.0018bh = 0.0018 \cdot 100 \cdot 40 = 7.20 \text{ cm}^2$$

Distancia efectiva a eje neutro:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w} = \frac{25.35 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 100} = 4.47 \text{ cm}$$

Momento nominal resistente:

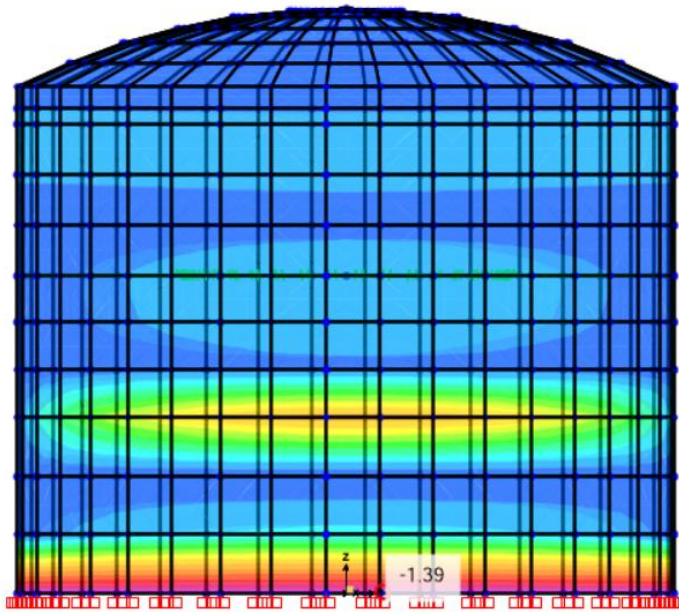
$$M_r = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \cdot 25.35 \cdot 4200 \cdot \left(33.73 - \frac{4.47}{2} \right) = 30.18 \text{ Tonf} - \text{m}$$

Relación capacidad – demanda C/D:

$$C/D = M_r / M_u = 30.18 / 0.89 = 33.91 > R_i = 2, \text{ OK}$$

Figura 55

Esfuerzo horizontal, reservorio Prado I



Centro de luz libre:

$$b = \text{Ancho efectivo} = 100.00 \text{ cm}$$

$$d = \text{Peralte efectivo} = (40 - 5 - 2.54/2) = 33.73 \text{ cm}$$

Momento último: $M_u = 0.45 \text{ Tonf} - m$, acero de refuerzo: $A_s = \phi 1" @ 0.20 = 25.35 \text{ cm}^2$

Cuantía balanceada y acero máximo:

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{0.003E_y}{0.003E_y + f_y} \right) = 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{280}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.0283$$

$$A_{smax} = 0.75\rho_b b_w d = 0.75 \cdot 0.0286 \cdot 100 \cdot 33.73 = 72.35 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por flexión:

$$A_{smin} = 0.0018bh = 0.0018 \cdot 100 \cdot 40 = 7.20 \text{ cm}^2$$

Distancia efectiva a eje neutro:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w} = \frac{25.35 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 100} = 4.47 \text{ cm}$$

Momento nominal resistente:

$$M_r = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \cdot 25.35 \cdot 4200 \cdot \left(33.73 - \frac{4.47}{2} \right) = 30.18 \text{ Tonf} - m$$

Relación capacidad – demanda C/D:

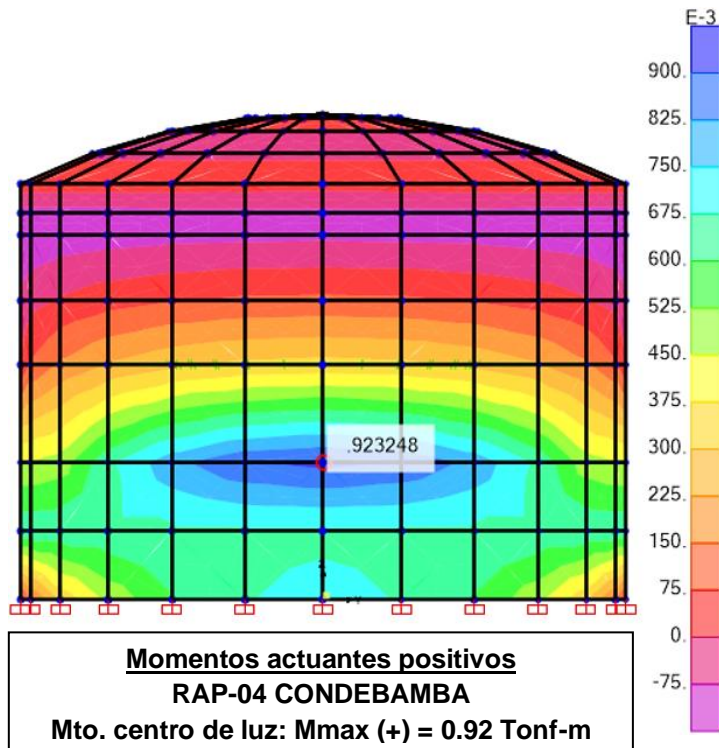
$$C/D = M_r/M_u = 30.18/0.45 = 67.07 > R_i = 2, \text{ OK}$$

RAP-04 CONDEBAMBA

SUPERFICIE INTERIOR – EXTERIOR, ALTURA IMPULSIVA

Figura 56

Momentos actuantes positivos (superficie interior – exterior / altura impulsiva), reservorio Condebamba



Centro de luz libre:

$$b = \text{ancho efectivo} = 100.00 \text{ cm}$$

$$d = \text{peralte efectivo} = (30 - 5 - 1.59 - 1.59/2) = 22.62 \text{ cm}$$

Momento último: $M_u = 0.92 \text{ Tonf-m}$, acero de refuerzo: $A_s = \phi 5/8'' @ 0.20 = 9.90 \text{ cm}^2$

Cuantía balanceada y acero máximo:

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{0.003E_y}{0.003E_y + f_y} \right) = 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{280}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.0283$$

$$A_{smax} = 0.75\rho_b b_w d = 0.75 \cdot 0.0283 \cdot 100 \cdot 22.62 = 48.01 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por flexión:

$$A_{smin} = 0.0018bh = 0.0018 \cdot 100 \cdot 30 = 5.40 \text{ cm}^2$$

Distancia efectiva a eje neutro:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w} = \frac{9.90 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 100} = 1.75 \text{ cm}$$

Momento nominal resistente:

$$M_r = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \cdot 9.90 \cdot 4200 \cdot \left(22.62 - \frac{1.75}{2} \right) = 8.14 \text{ Tonf} - m$$

Relación capacidad – demanda C/D:

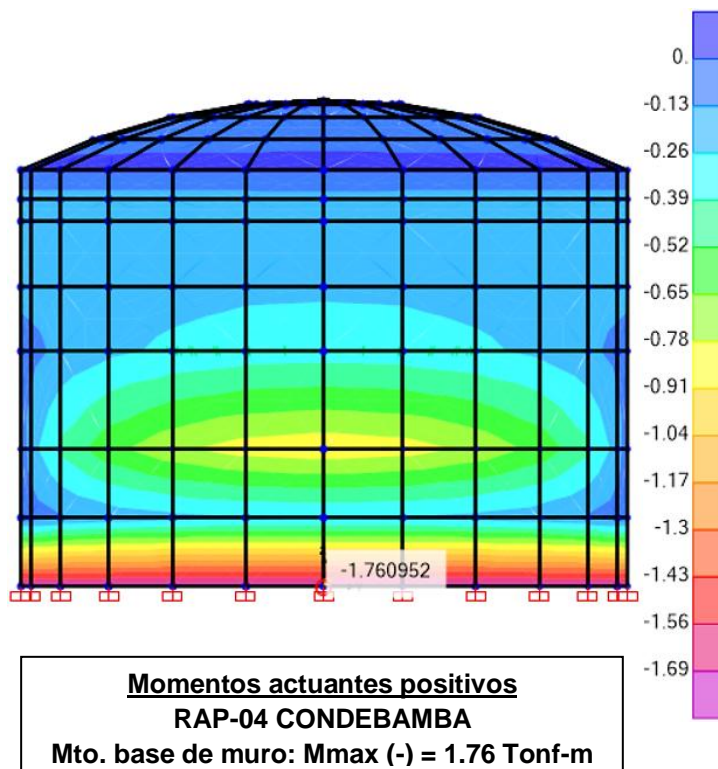
$$C/D = M_r / M_u = 8.14 / 0.92 = 8.85 > R_i = 2, \text{ OK}$$

SUPERFICIE INTERIOR, BASE DE MURO

Figura 57

Momentos actuantes positivos (superficie interior, base de muro), reservorio

Condebamba



Extremo inferior (base de muro):

$$b = \text{ancho efectivo} = 100.00 \text{ cm}$$

$$d = \text{peralte efectivo} = (30 - 5 - 1.91 - 1.59/2) = 22.30 \text{ cm}$$

$$\text{Momento último: } M_u = 1.76 \text{ Tonf} - m, \text{ acero de refuerzo: } A_s = \phi 3/4" @ 0.25 + \phi 3/4" @ 0.25 = 22.80 \text{ cm}^2$$

Cuantía balanceada y acero máximo:

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{0.003E_y}{0.003E_y + f_y} \right) = 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{280}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.0283$$

$$A_{smax} = 0.75\rho_b b_w d = 0.75 \cdot 0.0283 \cdot 100 \cdot 22.30 = 47.33 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por flexión:

$$A_{smin} = 0.0018bh = 0.0018 \cdot 100 \cdot 30 = 5.40 \text{ cm}^2$$

Distancia efectiva a eje neutro:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w} = \frac{22.80 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 100} = 4.02 \text{ cm}$$

Momento nominal resistente:

$$M_r = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \cdot 22.80 \cdot 4200 \cdot \left(22.30 - \frac{4.02}{2} \right) = 17.49 \text{ Tonf} - m$$

Relación capacidad – demanda C/D:

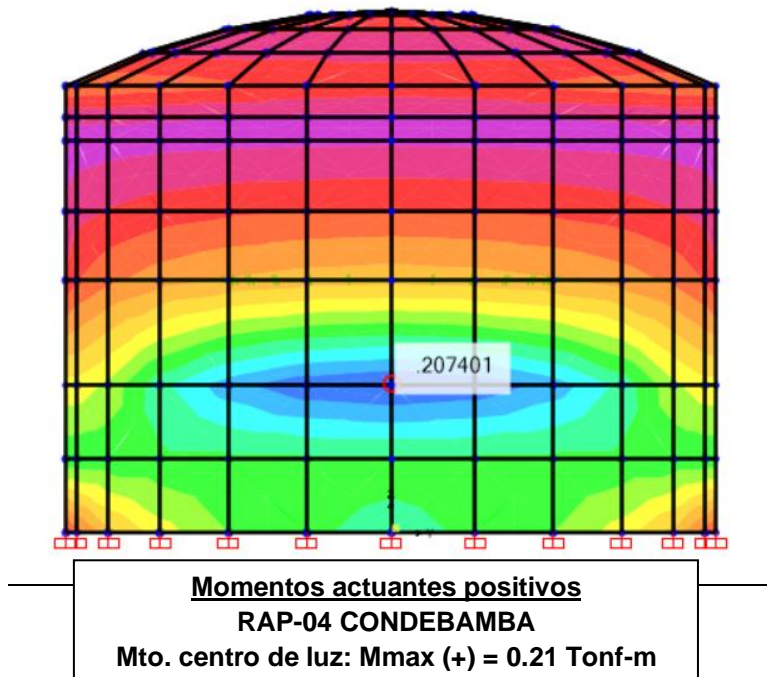
$$C/D = M_r/M_u = 17.49/1.76 = 9.94 > R_i = 2, \text{ OK}$$

Por tanto: se prevé con el análisis lineal que la respuesta sísmica del reservorio es elástica, es decir no presentará incursión inelástica, sin embargo, realizar un análisis no lineal para determinar la capacidad de desempeño más cercana a la realidad frente a los momentos producidos por la acción interna y externa que será sometida la estructura.

ESFUERZOS HORIZONTALES

Figura 58

Esfuerzo horizontal, reservorio Condebamba



Centro de luz libre:

$$b = \text{ancho efectivo} = 100.00 \text{ cm}$$

$$d = \text{peralte efectivo} = (30 - 5 - 1.59/2) = 24.21 \text{ cm}$$

Momento último: $M_u = 0.21 \text{ Tonf} - \text{m}$, acero de refuerzo: $A_s = \phi 5/8'' @ 0.20 =$

$$9.90 \text{ cm}^2$$

Cuantía balanceada y acero máximo:

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{0.003E_y}{0.003E_y + f_y} \right) = 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{280}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.0283$$

$$A_{smax} = 0.75\rho_b b_w d = 0.75 \cdot 0.0283 \cdot 100 \cdot 24.21 = 51.39 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por flexión:

$$A_{smin} = 0.0018bh = 0.0018 \cdot 100 \cdot 30 = 5.40 \text{ cm}^2$$

Distancia efectiva a eje neutro:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w} = \frac{9.90 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 100} = 1.75 \text{ cm}$$

Momento nominal resistente:

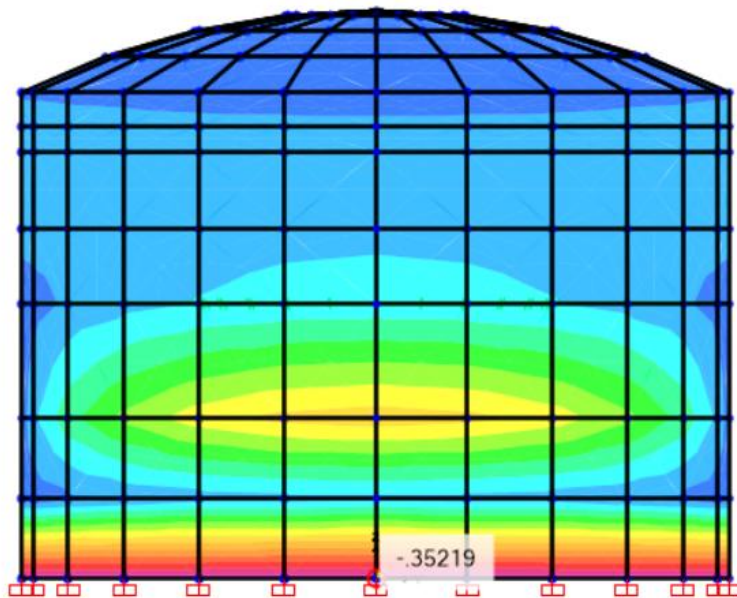
$$M_r = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \cdot 9.90 \cdot 4200 \cdot \left(24.21 - \frac{1.75}{2} \right) = 8.73 \text{ Tonf} - m$$

Relación capacidad – demanda C/D:

$$C/D = M_r / M_u = 8.73 / 0.21 = 41.57 > R_i = 2, \text{ OK}$$

Figura 59

Esfuerzo horizontal, reservorio Condebamba



Centro de luz libre:

$$b = \text{ancho efectivo} = 100.00 \text{ cm}$$

$$d = \text{peralte efectivo} = (30 - 5 - 1.91/2) = 24.05 \text{ cm}$$

Momento último: $M_u = 0.35 \text{ Tonf} - m$, acero de refuerzo: $A_s = \phi 5/8'' @ 0.20 = 9.90 \text{ cm}^2$

Cuantía balanceada y acero máximo:

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{0.003E_y}{0.003E_y + f_y} \right) = 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{280}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.0283$$

$$A_{smax} = 0.75\rho_b b_w d = 0.75 \cdot 0.0283 \cdot 100 \cdot 24.05 = 51.05 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por flexión:

$$A_{smin} = 0.0018bh = 0.0018 \cdot 100 \cdot 30 = 5.40 \text{ cm}^2$$

Distancia efectiva a eje neutro:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w} = \frac{9.90 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 100} = 1.75 \text{ cm}$$

Momento nominal resistente:

$$M_r = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \cdot 9.90 \cdot 4200 \cdot \left(24.05 - \frac{1.75}{2} \right) = 8.67 \text{ Tonf} - m$$

Relación capacidad – demanda C/D:

$$C/D = M_r/M_u = 8.67/0.35 = 24.77 > R_i = 2, \text{ OK}$$

B. VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD A CORTANTE

Se verificó que el cortante resistente desarrollado en las paredes de los reservorios en un ancho $B = 1.00 \text{ m}$ de muro, sea mayor a los cortantes actuantes en las paredes de los reservorios debiéndose cumplir:

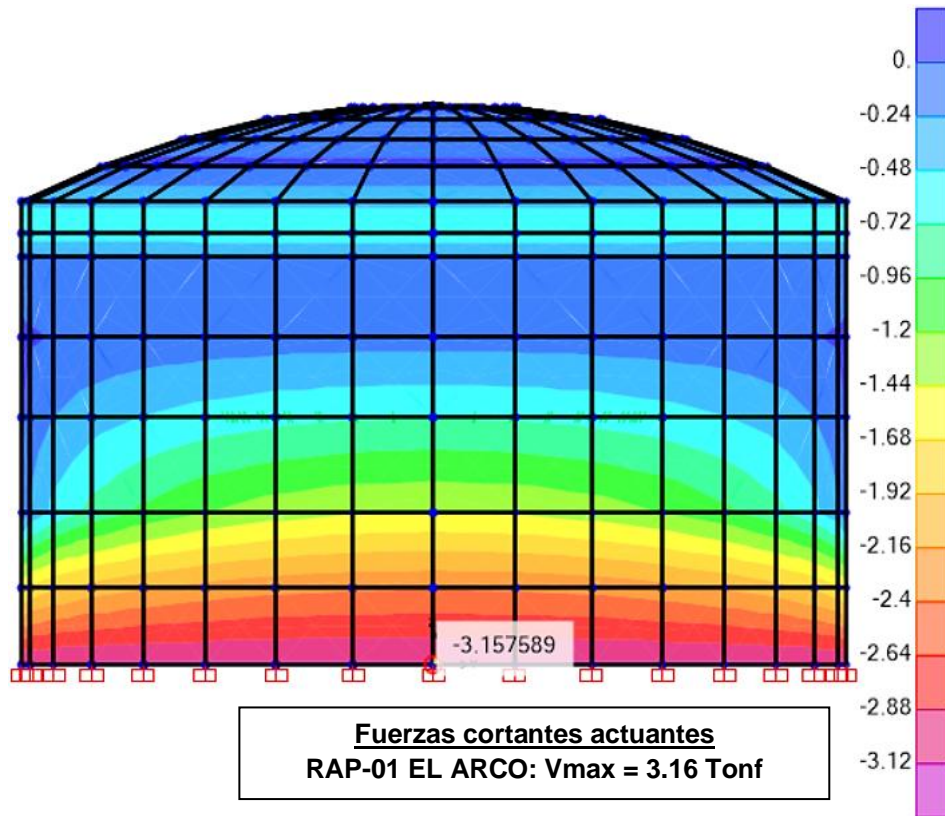
$$V_u \leq V_r \text{ (condición satisfactoria)}$$

RAP-01 EL ARCO

VERIFICACIÓN POR CORTE

Figura 60

Fuerza cortante actuante, verificación por corte, reservorio El Arco



Cortante máxima: $V_{umax} = 3.16 \text{Tonf}$

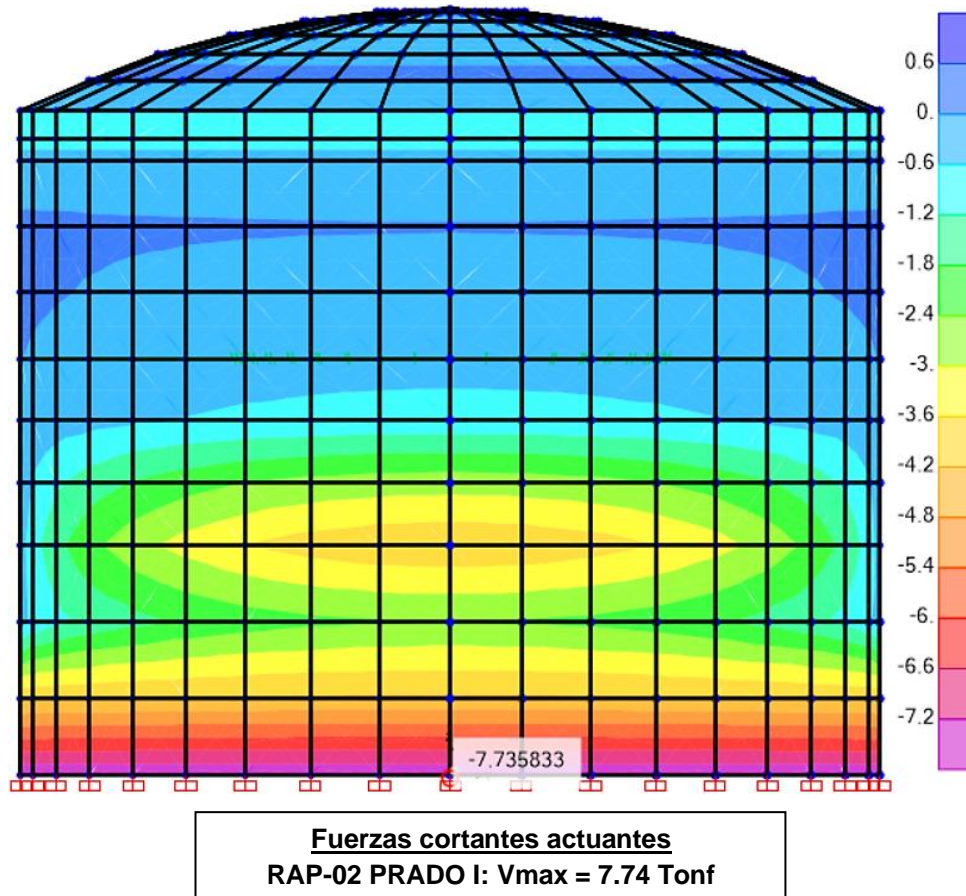
Resistencia al corte de concreto (V_c): $b = 100.00 \text{cm}$, $d = 22.30 \text{cm}$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.53\sqrt{280} \cdot 100 \cdot 22.30 = 19,777 \text{Kgf} = 19,78 \text{Tonf}$$

Entonces: $V_u = 3.16 \text{Tonf} < \phi V_c = 0.85(19.78) = 16.81 \text{Tonf}$, OK

Relación capacidad – demanda (C/D)

$$C/D = V_c/V_{umax} = 16.81/3.16 = 5.32 > R_i = 2$$

RAP-02 PRADO I**VERIFICACIÓN POR CORTE****Figura 61***Fuerza cortante actuante, verificación por corte, reservorio Prado I*

Cortante máxima: $V_{umax} = 7.74 \text{Tonf}$

Resistencia al corte de concreto (V_c): $b = 100.00 \text{cm}$, $d = 31.19 \text{cm}$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.53\sqrt{280} \cdot 100 \cdot 31.19 = 27,661 \text{Kgf} = 27.66 \text{Tonf}$$

Entonces: $V_u = 7.74 \text{Tonf} < \phi V_c = 0.85(27.66) = 23.51 \text{Tonf}$, OK

Relación capacidad – demanda (C/D)

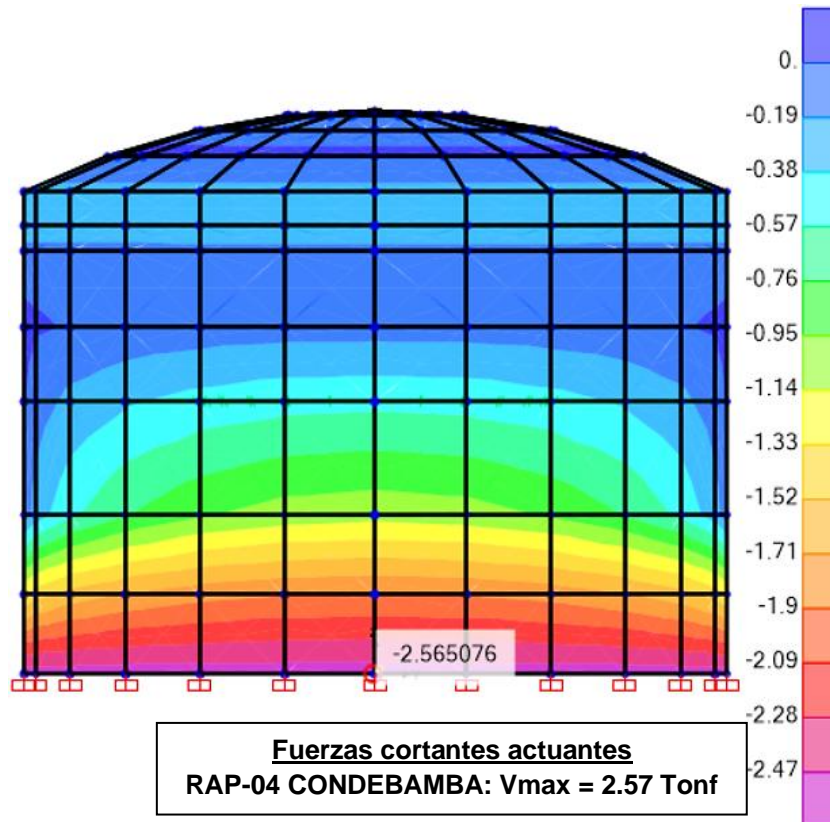
$$C/D = V_c/V_{umax} = 27.66/7.74 = 3.57 > R_i = 2$$

RAP-04 CONDEBAMBA

VERIFICACIÓN POR CORTE

Figura 62

Fuerza cortante actuante, verificación por corte, reservorio Condebamba



Cortante máxima: $V_{umax} = 2.57Tonf$

Resistencia al corte de concreto (V_c): $b = 100.00cm$, $d = 22.30 cm$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.53\sqrt{280} \cdot 100 \cdot 22.30 = 19,777 Kgf = 19.78 Tonf$$

Entonces: $V_u = 2.57Tonf < \phi V_c = 0.85(19.78) = 16.81 Tonf$, OK

Relación capacidad – demanda (C/D)

$$C/D = V_c/V_{umax} = 19.78/2.57 = 7.70 > R_i = 2$$

5.2 Discusión

Según la respuesta al objetivo general, el diseño de los reservorios se empleó con el análisis dinámico lineal modal espectral de acuerdo a la norma E.030 y el modelo dinámico de la norma ACI 350.3; de esta manera los modos de vibración, aceleración espectral, criterios de combinación de cargas, fuerza cortante, rigidez estructural, pesos efectivos, alturas a centros de gravedad, coeficientes de respuesta sísmica, coeficientes de masa efectiva, resultan en la verificación estructural desplazamientos, modos de vibración, análisis por flexión y por corte un adecuado desempeño sísmico de las estructuras cumpliendo condiciones mínimas de diseño a cumplir según normativa.

Los resultados para responder al primer objetivo respecto a los componentes después del cálculo efectuado se obtuvieron un valor de zona (Z) de 0.25, suelo (S) de 1.20, tipo de uso (U) de 1.5, coeficiente de amplificación (C) de 2.50, factor de respuesta impulsiva (Ri) de 2.0, factor de respuesta convectiva (Rc) de 1.0; resultados que son obtenidos con los parámetros establecidos en la norma E.030 y ACI 350.3, obteniendo una fuerza cortante de base del reservorio El Arco de 189.406 ton, reservorio Prado I de 568.823 ton y el reservorio de Condebamba de 142.964 ton. Asimismo, los resultados del espectro sísmico en la dirección X-X y Y-Y, representan las aceleraciones máximas que experimenta las estructuras en función del periodo natural de vibración de acuerdo a la norma E.030. También los resultados de los desplazamientos, como las derivas o distorsiones inelásticas de entrepiso por sismo son: desplazamiento máximo del reservorio de El Arco es de 0.23 mm, reservorio de Prado I es de 0.63 mm y del reservorio de Condebamba es de 0.18 mm y la deriva máxima que se calculó es de 0.00012 en el reservorio de El Arco, 0.00019 en el reservorio de Prado I y 0.00010 del reservorio de Condebamba; lo cual cumple la deriva máxima permisible según la norma E.030. Se evidencia con las investigaciones de Torres y Montalván el desplazamiento máximo permitido de 0.1582 m con un máximo desplazamiento máximo de 0.000697 m

comprobando el adecuado desempeño y que se encuentra dentro de los rangos de ocupación inmediata con los valores calculados. Así mismo en la investigación de Torres y Montalván, para el reservorio de 165 m³, con la norma ACI 350.3 se tiene una fuerza cortante basal de 149.42 ton y con el factor de reducción básica (R) de la norma E.030 se tiene una fuerza cortante basal de 32.34 ton; para el reservorio de 300 m³ con la norma ACI 350.3-06 una cortante basal de 114.76 ton y con la norma E.030 de 45.95 ton, se concreta que con la norma ACI 350.3 y los desplazamientos para 165 m³ para un nivel de “inmediata ocupación” corresponde un desplazamiento máximo de 0.1582 m, para un nivel de “seguridad” de 0.3164 m y “estabilidad estructural” de 0.446 m y para el reservorio de 300 m³ pertenece 0.197 m, 0.394 m y 0.5382 respectivamente lo que demuestra que la estructura ya supero su límite de fluencia, de esta manera se verifica y se asiente el diseño sismorresistente ante la ocurrencia de sismos.

Respecto al segundo objetivo se concluye los resultados de la carga sísmica con las propiedades dinámicas de contenido del cálculo efectuado determinando para el reservorio de El arco una masa impulsiva (mi) de 22.49 ton.s²/m, masa convectiva (mc) de 17.58 ton.s²/m, altura impulsiva (hi) de 1.91 m, altura convectiva (hc) de 3.10 m, y una rigidez convectiva equivalente (kc) de 90.79 ton/m; para el reservorio de Prado I una masa impulsiva (mi) de 71.66 ton.s²/m, masa convectiva (mc) de 31.55 ton.s²/m, altura impulsiva (hi) de 3.32 m, altura convectiva (hc) de 5.99 m, y una rigidez convectiva equivalente (kc) de 141.09 ton/m; y para el reservorio de Condebamba una masa impulsiva (mi) de 16.32 ton.s²/m, masa convectiva (mc) de 9.24 ton.s²/m, altura impulsiva (hi) de 1.88 m, altura convectiva (hc) de 3.22 m, y una rigidez convectiva equivalente (kc) de 61.30 ton/m, para comprobar los modos de vibración obteniendo los periodos y frecuencias modales del reservorio El Arco de modo convectivo de 3.910 seg de periodo y de modo impulsivo de 0.030 seg de periodo, para el reservorio de Prado I de modo convectivo es 4.203 seg de periodo y de modo impulsivo de 0.050 seg de periodo y finalmente para el reservorio de

Condebamba de modo convectivo de 3.451 seg de periodo y de modo impulsivo de 0.027 seg de periodo, se utilizó el análisis dinámico de la norma ACI 350.3, donde la rigidez y masa de las estructuras comprueban la respuesta estructural ante las solicitaciones sísmicas y en la investigación que señala Baque un periodo impulsivo de 0.077 seg y un periodo convectivo de 4.95 seg para un reservorio de 800 m³ también un peso impulsivo de 329.6 ton, peso convectivo de 440 ton, altura impulsiva de 1.54 m y altura convectiva de 2.18 son los patrones de movimiento máximo que se presenta por la vibración siendo desfavorables estos resultados frente a la respuesta en condiciones sísmicas.

Para el tercer objetivo la verificación de la capacidad a flexión concluye que el reservorio de El Arco tiene momento ultimo de 1.25 ton.m y momento nominal resistente de 8.14 ton.m y la relación de capacidad – demanda de 6.51; para la superficie interior, base de muro el momento ultimo de 2.27 ton.m y momento nominal resistente de 21.31 ton.m y la relación de capacidad – demanda de 9.39. Para el reservorio de Prado I, el momento ultimo de 4.03 ton.m y momento nominal resistente de 42.33 ton.m y la relación de capacidad – demanda de 10.50; para la superficie interior, base de muro el momento ultimo de 6.95 ton.m y momento nominal resistente de 42.33 ton.m y la relación de capacidad – demanda de 6.09. De tal manera para el reservorio de Condebamba el momento ultimo de 0.92 ton.m y momento nominal resistente de 8.14 ton.m y la relación de capacidad – demanda de 8.85, para la superficie interior, base de muro el momento ultimo de 1.76 ton.m y momento nominal resistente de 17.49 ton.m y la relación de capacidad – demanda de 9.94. Y del reservorio de El Arco, la cortante última máxima es 3.16 ton, y la cortante resistente de 19.78 ton, para el reservorio de Prado I, la cortante última máxima de 7.74 ton, y la la cortante resistente de 27.66 ton y para el reservorio de Condebamba la cortante última máxima de 2.57 ton, la cortante resistente de 19.78 ton se estableció con la condición satisfactoria de resistencia del diseño establecido en la norma E.060.

VI. Conclusiones

1. Del objetivo general. Se analizó y evaluó el diseño estructural sismorresistente con la norma ACI.350.3 de los reservorios Prado I, El Arco y Condebamba de la ciudad de Abancay, comprobando su desempeño sísmico por las presiones hidrostáticas hidrodinámicas y las solicitaciones sísmicas teniendo como resultado que los parámetros de respuesta estructural llevan a obtener los desplazamientos, las capacidades por flexión y corte estén dentro de los parámetros reglamentarios.

2. Del objetivo específico 1. Se determinó los componentes sísmicos del diseño estructural sismorresistente de los reservorios Prado I, El Arco y Condebamba de la ciudad de Abancay, donde los resultados aseguran de manera más precisa y segura el criterio que maneja la norma ACI 350.3, considerando en este el factor de respuesta convectiva 1 y el factor de respuesta impulsiva 2, con el diseño lineal resisten elásticamente ante la energía del sismo donde no habrá incursión inelástica porque se considera la aceleración de diseño igual a la aceleración del suelo y todo los parámetros sísmicos fueron considerados de acuerdo a la zona de estudio, el resultado de la fuerza cortante sísmica a emplear para el diseño estructural sismorresistente de los reservorios es de 189.4055 ton, reservorio de El Arco, 568.8227 ton en el reservorio de Prado I y una cortante de 142.964 ton en el reservorio de Condebamba, así mismo se obtiene un desplazamiento menor y derivas máximas menores a lo que dispone la norma peruana que es 0.007, concluyendo que la estructura responde adecuadamente ante la excitación dinámica de sismos.

3. Del objetivo específico 2. Se determinó las cargas sísmicas para el diseño estructural sismorresistente con la norma ACI 350.3 de los reservorios Prado I, El Arco y Condebamba de la ciudad de Abancay, en el cual el resultado aplica el modelo de Housner, que analiza el diseño con dos masas, la masa convectiva y la masa impulsiva. El análisis fue realizado considerando la acción de las cargas de gravedad, sismo, fuerza hidrostática y el modelo dinámico de la norma ACI 350.3, de tal manera se verifico los periodos de

vibración, aceleración sísmica que depende del coeficiente de reducción y este depende del periodo, esto se evidencia en el análisis modal espectral; la verificación de la vibración en cada modo se determinó según la participación de la masa en los tres grados de libertad, los valores máximos se encuentran en los modos impulsivos y convectivos siendo el diseño adecuado para resistir la excitación sísmica, todo esto se verificó realizando la modelación en el programa SAP2000, con el fin de que la modelación se resuelva más exacta y de esa manera identificar la omisión de esfuerzos, deformaciones o fatiga.

4. Del objetivo específico 3. Se determinó la capacidad de diseño por flexión y por corte de los reservorios Prado 1, El Arco y Condebamba, donde el resultado cumple con lo indicado en la norma E.060 y E.030 donde la capacidad a flexión del momento último debe ser menor o igual que el momento nominal resistente, para el reservorio de El Arco se tiene una relación de capacidad con demanda de la superficie exterior un aproximado de 7 veces mayor, y para la superficie interior una relación de 9 veces mayor, el reservorio de Prado I de la superficie exterior se tiene una relación de C/D 10.5 veces mayor, y en la superficie interior una relación de 6 veces mayor y para el reservorio de Condebamba de la superficie exterior se tiene una relación de C/D un aproximado de 9 veces mayor y en la superficie interior una relación de 10 veces mayor, también el acero de refuerzo de diseño es superior a la cuantía mínima en cada reservorio como se indica en los resultados de la verificación estructural del capítulo de resultados y discusión, es decir que con el análisis lineal es completamente elástico, no presentará incursión inelástica no obstante al ser analizados con un $R=1$ y $R=2$ que está asociado con toda la energía que ingresa a la estructura existen distintas condiciones de entorno y carga para evaluar el comportamiento de la estructura para poder concluir si es elástico o inelástico ya que este último considera el comportamiento tenso-deformacional de los materiales y la no linealidad geométrica que conlleva a evidenciar los defectos de deformación, plasticidad, agrietamiento y otros resultados no lineales y de esa manera demostrar con completa certeza el comportamiento

lineal o no lineal de la estructura. Así mismo por capacidad por cortante, en el reservorio de El Arco se tiene una relación de 6 veces mayor respecto al corte último con el corte resistente, en el reservorio de Prado I la relación es 4 veces y para el reservorio de Condebamba se tiene una relación de 8 veces, es decir la cortante última es menor que la cortante resistente; concluyendo un adecuado desempeño sísmico; cabe destacar que los diseños estructurales de los reservorios mencionados garantizan de que no presentaran ningún daño ante la ocurrencia de sismos sin embargo se encuentran sobredimensionados estructuralmente de la cantidad de acero y dimensiones de los elementos del concreto y acero.

VII. Recomendaciones

1. Respecto al objetivo general, se recomienda emplear a la normativa peruana el criterio que maneja la norma ACI 350.3 respecto al diseño estructural sismorresistente de reservorios para obtener un adecuado diseño con respuestas dinámicas más concretas y cercanas a la realidad y realizar investigaciones con un análisis de diseño no lineal para estudiar la estabilidad, resistencia o capacidad de servicio de la estructura frente al sismo.

2. En cuanto al objetivo específico 1, se recomienda la complementación de información del análisis de los componentes in situ: un estudio de suelos de la fundación, y la obtención de muestras del concreto y refuerzo existente de los reservorios en estudio para evaluar el estado de los mismos; con el motivo de agregar a los resultados de los modelos mayor exactitud, observando y mejorando los reservorios que se evalúan, también se recomienda analizar estructuralmente el diseño de componentes de reservorios de tipo apoyado empotrado considerando lo que señala Malohtra, que es un modelo considerando fuerzas impulsivas y convectivas sobre reservorios de este tipo de investigación y hacer una diferencia de la aplicación del modelo de Housner consolidado en la norma ACI 350.3.

3. Referente al objetivo específico 2, la respuesta del reservorio frente a las fuerzas convectivas e impulsivas, se tiene que definir el límite de relación entre la altura de agua y el diámetro en investigaciones futuras para determinar con mayor exactitud el comportamiento de las estructuras frente a sismos.

4. En consideración del objetivo 3, se recomienda realizar investigaciones con aplicaciones de aisladores sísmicos para este tipo de estructuras y obtener respuestas favorables respecto a funcionamiento, calidad y economía. También señalar que se debe realizar una evaluación de la estructura de manera no lineal para poder obtener los resultados con mayor certeza del desempeño estructural frente al sismo.

6. Otras Recomendaciones

Se recomienda evaluar y analizar estructuras de los reservorios de material metálico para proyectos, ya que de este tipo son 30 % más económicos en relación al de concreto armado, así mismo algunas de las ventajas que poseen son la facilidad de detectar fallas de fuga, presentan mayor flexibilidad y poseen alta resistencia sísmica son de cómodo traslado, el mantenimiento tiene un bajo valor, el montaje y desmontaje es muy accesible.

VIII. Referencias

- American Concrete Institute 350.3-06. (2006). *Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary*. American Concrete Institute Committee 350.
- American Concrete Institute 350.3-20. (2021). *Code Requirements for Seismic Analysis and Design of Liquid-Containing Concrete Structures (ACI 350.3-20) and Commentary*
- Álamo, L. A. (2020). *Diseño Estructural Reservorio Circular Apoyado 775 m³ para Servicio de Agua Potable y Saneamiento en 12 Localidades de Jaén-Cajamarca* [tesis de titulación, Universidad Cesar Vallejo]. Repositorio Institucional <https://hdl.handle.net/20.500.12692/72709>
- Baque, W. J. (2019). *Estudio Patológico del Tanque Reservorio de 800 m³ Ubicado en el Barrio Cristo del Consuelo en el Cantón Jipijapa* [tesis de titulación, Universidad Estatal del Sur de Manabí]. Repositorio Institucional <http://repositorio.unesum.edu.ec/handle/53000/1746>
- Bazán, E. Z. y Meli, P. R. (2004). *Diseño sísmico de edificaciones*. México: LIMUSA
- Borges, T.C. (2017) *ANÁLISE DE RESERVATÓRIOS EM CASCAS CILÍNDRICAS SOB AÇÃO SÍSMICA CONSIDERANDO-SE A INTERAÇÃO FLUIDO-ESTRUTURA* [tesis doctoral, Universidad Federal Fluminense]. http://ole.uff.br/wp-content/uploads/sites/461/2018/10/tulio_cesar_borges.pdf
- Castillo, V. D. (2019). *Análisis y diseño estructural de un reservorio apoyado para el mejoramiento del servicio de agua potable del distrito de Morales, año 2018*. [tesis de titulación, Universidad Nacional de San Martín Tarapoto]. <https://repositorio.unsm.edu.pe/handle/11458/3493>

Consultor SETARIP S.R.L (2012). *Proyecto: "Reformulación Estudio Definitivo Y El Expediente Del Proyecto: Ampliación de los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado De La Ciudad De Abancay"*.

Crisafulli, F. y Villafañe, E. (2002). Espectros de respuesta y diseño. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Cuyo, Argentina.

EMUSAP Abancay S.A.C y los miembros de la Dirección de Regulación Tarifaria del SUNASS (2019). *Estudio Tarifario de Abancay*. https://www.sunass.gob.pe/wp-content/uploads/2020/09/et_eps_emusap_abancay_nov_2019.pdf

Fornóns, G. J. (1982). El método de los Elementos Finitos en la Ingeniería de Estructuras (Edita Universidad Politécnica de Barcelona) https://books.google.es/books?hl=es&lr=&id=OcR9vG8oe9QC&oi=fnd&pg=PA1&q=forn%C3%B3ns+1982+elementos+finitos&ots=Z5RHO2Wht5&sig=GfwCBnOliXQx5D_RLPq-tceMZ-#v=onepage&q=forn%C3%B3ns%201982%20elementos%20finitos&f=false

García, R. K (2022). *Análisis comparativo de la respuesta sísmica y estructural del reservorio de Chinchero según la norma ACI 350 con respecto a la norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente – Cusco 2020*. [tesis de titulación, Universidad Andina del Cusco]. Repositorio Institucional <https://repositorio.uandina.edu.pe/handle/20.500.12557/5133>

Gestión (2019). Sismo en Loreto: Gobierno garantiza abastecimiento de agua potable en Yurimaguas y Requena.

Giraldo, O. M. (2020). *Proyecto urbano arquitectónico reservorios de agua para la recuperación y seguridad hídrica* [trabajo de grado, Universidad Católica de Pereira]. Repositorio Institucional <http://hdl.handle.net/10785/6312>

- Grases, J. (1997). *Ejemplos de efectos de sismos en sistemas de tuberías*. Venezuela (1969-1997).
- Hernández-Barrios, H. (2018). Respuesta Sísmica de Tanques Elevados Tipo Péndulo Invertido. *Revista de Ingeniería Sísmica* No. 99, 1-22. https://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S0185-092X2018000200001&script=sci_arttext
- Hernández, C. V., Sánchez, S. H y Del Valle, M. C (2018). *Evaluación de Presión Convectiva en Tanques de Almacenamiento Sujetos a Sismos*. XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Campeche.
- Hernández, S. D. (2014). *METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN*. México D.F.: MCGRAW-HILL / INTERAMERICANA EDITORES S.A.
- Hernández, S. D., Fernández, C. C. y Baptista, L. M. (2014). *Metodología de la Investigación* (Sexta edición). MCGRAW-HILL / INTERAMERICANA EDITORES S.A.
- Holden, L. (1988). *Concrete Water Tank Collapses; Kills Four, Destroys Nine Homes*. In *AP NEWS*. México.
- Housner, G. W., (1963). *"The Dynamic Behavior of Water Tanks"*. Bulletin of the Seismological Society of America
- Hughes, M. W., Nayerloo, X., Bellagamba, J. M, et al H. (2017). Impacts of the 14th November 2016 Kaikōura earthquake on three waters systems in Wellington, Marlborough and Kaikōura, New Zealand: Preliminary observations. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering,
- Instituto Nacional de Defensa Civil (2007). *Mapa de peligros de la ciudad de Abancay*. Apurímac, Perú.

Instituto de la Construcción y Gerencia (2016). Decreto supremo que modifica la norma técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Kuroiwa, J. (2012). *Gestión de Riesgos de desastres en la región*. Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento.

Lopez, J. G. (2022). *Propuesta de Diseño Estructural de un Reservorio Aplicando el Software SAP2000 para el Servicio de Agua Potable del Centro Poblado de Matibamba, Amarilis-2022* [tesis de titulación, Universidad de Huánuco]. Repositorio Institucional <http://repositorio.udh.edu.pe/123456789/3835>

Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento. (2006). Estudios Técnicos Para Proyectos de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Diseño Estructural. Coyoacán, México.

Ministerio de Agricultura y Ganadería Costa Rica. (2010). *Manual de especificaciones técnicas básicas para la elaboración de estructuras de captación de agua de lluvia (SCALL) en el sector agropecuario de Costa Rica y recomendaciones para su utilización*. Costa Rica.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2016, 24 de enero). *Decreto Supremo N° 003-2016-VIVIENDA que Modifica la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones (2016)*. <https://museos.cultura.pe/sites/default/files/item/archivo/Norma%20t%C3%A9cnica%20E.030%20Dise%C3%B1o%20sismorresistente.pdf>

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). Norma Técnica De Peruana E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: EDITORA PERÚ.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2019). Norma Técnica De Peruana E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: EDITORA PERÚ.

- Morales, S, N., y Zavala, C. (2008). TERREMOTOS EN EL LITORAL CENTRAL DEL PERÚ. Lima, Perú.
- Newmark, N. M., y Hall, W. J. (1982). Earthquake Spectra and Design, Earthquake Engineering Research Institute Monograph.
- Parra, C.A. (2016). *Estudio Patológico Tanque de Almacenamiento de Agua Potable*. [Universidad Santo Tomas]. Repositorio Institucional <http://hdl.handle.net/11634/10069>
- Rai, D. (2003). *Performance of elevated tanks in Mw 7.7 Bhuj earthquake of January 26th, 2001*. Proc. Indian Acad. Sci. (Earth Planet Sci), 122 N°3.
- Restrepo-Ocampo, C.A. y Hernández-M, A. (2017). Comportamiento Sísmico de Tanques tipo para Distribución de Agua Potable. *Jóvenes en la Ciencia Revista de Divulgación Científica*. (Vol. 3 n° 2). <http://www.jovenesenlaciencia.ugto.mx/index.php/jovenesenlaciencia/article/view/1810>
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2006). *Norma OS.030 Almacenamiento de agua para consumo humano*.
- Ricra, E. E. (2022). *Análisis y Diseño Estructural de un Reservorio Circular Apoyado; Mediante el Modelo Propuesto por Haroun en la Ciudad de Huancavelica* [tesis de titulación, Universidad Nacional de Huancavelica]. Repositorio Institucional <https://repositorio.unh.edu.pe/handle/UNH/4930>
- Rojas, C. C. y Patiño, G. O. (2018). *Diseño y Estudios Preliminares de un Tanque Elevado Cuadrado para la Finca de la Universidad Cooperativa de Colombia Sede Villavicencio* [tesis de titulación, Universidad Cooperativa de Colombia]. Repositorio

Institucional <https://repository.ucc.edu.co/entities/publication/ee888a29-9eca-4427-a9a5-b6491e73f2db>

Saavedra, F. R. (2020). *Evaluación del comportamiento estructural del reservorio circular apoyado el milagro de 1030 m³ de la ciudad de Celendín*. [tesis de titulación, Universidad Nacional de Cajamarca]. Repositorio Institucional <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/20.500.14074/4075>

Salgado, M. A., Bernal, G. A., Yamín, L. E., & Cardona, O. D. (2010). *Evaluación de la amenaza sísmica de Colombia. Actualización y uso en las nuevas normas colombianas de diseño sismo resistente NSR-10*. *Revista de Ingeniería*, (32), 28-37. <https://doi.org/10.16924/revinge.32.3>

Salvá, H. I. (2014). *Eficiencia Estructural de Diferentes tanques de concreto*.

Sagar, T. S. y Bahadur, T. K. (2021). Comportamiento sísmico del agua de Tanques elevados de hormigón. *Revista del Instituto de Ingeniería* Vol. 16, Nro. 1.

Silvestre, M. I. y HuamaN, N. C. (2019). *Pasos para Elaborar la Investigación y la Redacción de la Tesis Universitaria*. Editorial San Marcos E.I.R. LTDA

Soroushnia, S., Tafreshi, S., Omidinasab, F., Beheshtian, N., & Soroushnia, S. (2011). *Seismic Performance of RC Elevated Water Tanks with Frame Staging and Exhibition Damage Pattern*. The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction.

Suarez, H. W. (2014). *Análisis y diseño de tanques y tuberías enterradas bajo cargas sísmicas* [tesis de bachiller, Pontificia Universidad Católica del Ecuador]. Repositorio Institucional <http://repositorio.puce.edu.ec/handle/22000/11088>

Torres, D. J., y Montalván, D. E. (2018). *Evaluación por Desempeño Sísmico del Comportamiento Estructural de dos Reservorios Elevados con Soporte Tipo Marco*,

- Caballococha 2018* [tesis de titulación, Universidad Científica del Perú]. Repositorio Institucional <http://repositorio.ucp.edu.pe/handle/UCP/485>
- Torres, M. E. (2021). *Evaluación de reservorios elevados tipo marco con fines de normatividad* [tesis de maestría, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional <https://repositorio.uni.edu.pe/handle/20.500.14076/22746>
- Tunque, C. G. (2018). *Análisis y Diseño de un Reservorio Apoyado Según el Código ACI.350, Tomando como Base el Modelo Mecánico equivalente Propuesto por G.W. Housner* [tesis de titulación, Universidad Nacional de Huancavelica]. Repositorio Institucional <http://repositorio.unh.edu.pe/handle/UNH/1598>
- Veliz, N. J. (2018). *Diseño Sísmico de Tanques de Hormigón Según ACI 350* [tesis de titulación, Universidad Nacional de Comahue]. Repositorio Institucional <http://rdi.uncoma.edu.ar/handle/uncomaid/15657>
- VolcanoDiscovery (s. f). Estadística de sismos: Abancay, Apurímac, Perú. Consultado el 14 de setiembre de 2024. <https://www.volcanodiscovery.com/es/lugar/9240/sismos/abancay/stats.html#section-map>.
- Hernández, V., Sánchez, H. & Del Valle, C. (2019). *Evaluación de Presión Convectiva en Tanques de Almacenamiento Sujetos a Sismos*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.

Los anexos, panel fotográfico y otros documentos están resguardados en la oficina de repositorio digital institucional en la Biblioteca Central de la Universidad Tecnológica de los Andes.