



UNIVERSIDAD NACIONAL “SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO”

ESCUELA DE POSTGRADO

“UBICACIÓN DE JUNTAS DE DILATACION POR EFECTO HIDRODINAMICO Y DE INTERACCION SUELO ESTRUCTURA EN RESERVORIOS RECTANGULARES DE CONCRETO ARMADO, ANCASH 2016”

Tesis para optar el grado de maestro
En Ciencias e Ingeniería
Mención Ingeniería Estructural

MARCO ANTONIO VALDEZ IBARRA

Asesor: Mag. GONZALO MARTIN PECHE VILLAFANE

Huaraz – Ancash – Perú

2021

N° de Registro: **T0798**



FORMATO DE AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN DE TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN, CONDUCENTES A OPTAR TÍTULOS PROFESIONALES Y GRADOS ACADÉMICOS EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL

1. Datos del autor:

Apellidos y Nombres: _____

Código de alumno: _____ Teléfono: _____

E-mail: _____ D.N.I. n°: _____

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

2. Tipo de trabajo de Investigación:

Tesis

Trabajo de Investigación

Trabajo Académico

3. Trabajo de Investigación para optar el grado de:

4. Título del trabajo de Investigación:

5. Escuela: _____

6. Programas: _____

7. Asesor:

Apellidos y nombres _____ D.N.I n°: _____

E-mail: _____ ID ORCID: _____

8. Referencia bibliográfica: _____

9. Tipo de acceso al Documento:

Acceso público* al contenido completo. Acceso

restringido** al contenido completo

Si el autor eligió el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Santiago Antúnez de Mayolo una licencia no exclusiva, para que se pueda hacer arreglos de forma en la obra y difundirlo en el Repositorio Institucional, respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

En caso de que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:



10. Originalidad del archivo digital

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.



Firma del autor

11. Otorgamiento de una licencia *CREATIVE COMMONS*

Para las investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia *Creative Commons*, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica.



El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Institucional, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12º del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI “Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Recolector Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA”.

12. Para ser verificado por la Dirección del Repositorio Institucional

Fecha de Acto de sustentación:

Huaraz,

Firma:



Varillas Wiliam Eduardo
Asistente en Informática y Sistemas

- UNASAM -

***Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

**** Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.



UNIVERSIDAD NACIONAL
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"
ESCUELA DE POSTGRADO

ACTA VIRTUAL DE SUSTENTACION DE TESIS

Los miembros del Jurado de Sustentación de Tesis, que suscriben, reunidos en acto público en la Plataforma Microsoft Teams, de la Universidad Nacional "Santiago Antúnez de Mayolo" para calificar la Tesis presentada por el:

Bachiller : **VALDEZ IBARRA MARCO ANTONIO**

Título : **"UBICACIÓN DE JUNTAS DE DILATACION POR EFECTO HIDRODINAMICO Y DE INTERACCION SUELO ESTRUCTURA EN RESERVORIOS RECTANGULARES DE CONCRETO ARMADO, ANCASH 2016"**

Después de haber escuchado la sustentación, las respuestas a las preguntas y observaciones finales, la declaramos:

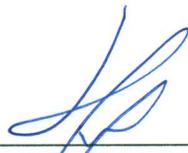
APROBADO, con el calificativo de **QUINCE (15)**

De conformidad al Reglamento General a la Escuela de Postgrado y al Reglamento de Normas y Procedimientos para optar los Grados Académicos de Maestro y Doctor, queda en condición de ser aprobado por el Consejo de la Escuela de Postgrado y recibir el Grado Académico de Maestro en **CIENCIAS E INGENIERÍA** con Mención en **INGENIERIA ESTRUCTURAL** a otorgarse por el Honorable Consejo Universitario de la UNASAM.

Huaraz, 21 de octubre del 2021



Dr. Elio Alejandro Milla Vergara
PRESIDENTE



Mag. Carlos Hugo Olaza Henostroza
SECRETARIO



Mag. Gonzalo Martín Peche Villafane
VOCAL

MIEMBROS DEL JURADO

Doctor: Elio Alejandro Milla Vergara

Presidente



Magister: Carlos Hugo Olaza Henostroza

Secretario



Magister: Gonzalo Martin Peche Villafane

Vocal



ASESOR

Magister Gonzalo Martin Peche Villafane



AGRADECIMIENTO

A la Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo, que brinda la oportunidad a la formación de profesionales especializados para el desarrollo de la Región y de nuestro País.



DEDICATORIA

A Dios, por su bendición en darme la salud para poder cumplir el presente objetivo.

A mis padres, por su incondicional apoyo y motivación en mi formación profesional.

INDICE

	Página
Resumen	xiii
Abstract	xiv
I. INTRODUCCION	1-10
Objetivos	6
Hipótesis	8
Variables	9
II. MARCO TEORICO	11-50
2.1. Antecedentes	11
2.2. Bases Teóricas	17
2.3.1. Tipo de juntas en reservorios	17
2.3.2. Diseño no monolítico del reservorio rectangular de concreto armado	22
2.3.2.1. Estabilidad del muro	22
2.3.2.2. Efecto hidrodinámico	25
2.3.2.3. Interacción Suelo - Estructura	41
2.3.3. Marco legal para el diseño de estructuras de concreto armado	48
2.3. Definición de Términos	50
III. METODOLOGIA	51-133
3.1. Tipo y diseño de Investigación	51
3.2. Plan de recolección de la información y/o diseño estadístico	52
Población	52
Muestra	52
3.3. Instrumento(s) de recolección de la información	54
3.4. Plan de procesamiento y análisis estadístico de la información	54
IV. RESULTADOS	134-147
V. DISCUSION	148-152
VI. CONCLUSIONES	153-154
VII. RECOMENDACIONES	155

VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

156-158

ANEXO

159



LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Procedimiento Constructivo en Tramos del Muro de Reservorio.....	14
Figura 2	Vista de una Junta de dilatacion, Realizando un Trabajo Optimo	15
Figura 3	Vista de una Junta de Dilatacion, la Abertura en la Union entre Muros es en Forma de “V”	15
Figura 4	Se Visualiza las Juntas de Dilatacion en un Muro Corto, su Procedimiento Constructivo fue en 3 paños.....	16
Figura 5	Se Visualiza la Filtracion en la Junta de Dilatación de la Figura Anterior	16
Figura 6	Muro de Contención Sometido a Fuerzas	23
Figura 7	Idealización del Comportamiento de la Masa Impulsiva y Convectiva en un Reservorio	27
Figura 8	Presiones de la Masa Impulsiva, Convectiva e Inercial en el Muro	28
Figura 9	Mapa de zonas sísmicas	29
Figura 10	Casos de Interacción (a) Semiflexible, (b) Flexible, (c) Rígido	42
Figura 11	Reservorio con Paredes Expuestas, Condición de ISE Caso III. Cimentación Flexible.....	42
Figura 12	Esfuerzo Vertical en un Punto de un Estrato	43
Figura 13	Factores de Influencia para Carga Unitaria	45
Figura 14	Solucion de Zeevaert para un Area Rectangular Uniformemente Cargada.....	46
Figura 15	Dimensionamiento del Muro	56
Figura 16	Reforzamiento del Muro.....	61
Figura 17	División en Tramos de los Muros del Reservorio en el Plano x,y	63
Figura 18	Análisis de las Reacciones de ISE y la Estabilidad del Muro en la Dirección “x”	63
Figura 19	Análisis de las Reacciones de ISE y la Estabilidad del Muro en la Dirección “y”	64
Figura 20	Dimensionamiento del Muro.	67
Figura 21	Fuerzas Actuantes.....	70
Figura 22	Dirección del Sismo	75
Figura 23	Espectro de Fuerzas Impulsiva y Convectiva.....	80
Figura 24	Espectro Amplificado de las Fuerzas Impulsiva y Convectiva	81
Figura 25	Presión de Inercia del Muro	87
Figura 26	Presión Impulsive sobre el Muro.....	88
Figura 27	Presión Convectiva en el Muro	89
Figura 28	Presión de Contacto en el Puntal y Talón del Muro	96
Figura 29	Reforzamiento en Muro.....	101
Figura 30	Nomenclatura de Reforzamiento en los Muros	101
Figura 31	Área Rectangular para Factores de Influencia de Cargas	103
Figura 32	Definición de 2B, para el Grafico de Zeeveart, Lado Mayor	104
Figura 33	Definición de 2B, para el Grafico de Zeeveart, Lado Menor	104
Figura 34	Reacciones del Suelo en Muro, para Comparar con las Reacciones de ISE	105
Figura 35	Dividiendo en tres Tramos en Dirección “x”	106

Figura 36	Área de la Sección del Muro, para el Caso 2.....	109
Figura 37	Dividiendo en tres Tramos en Dirección “y”	111
Figura 38	Dividiendo en dos Tramos en Dirección “x”.....	114
Figura 39	Área de Sección el Muro para el Caso 8	116
Figura 40	Dividiendo en dos Tramos en Dirección “y”.....	118
Figura 41	Ubicación de las Reacciones de la Estabilidad del Muro y las Reacciones de Influencias	123
Figura 42	Análisis de las Reacciones de ISE para el Reservorio R1	124
Figura 43	Reacciones del Suelo por ISE, Distintas Ubicaciones de Juntas de Dilatación, en Dirección “x”	125
Figura 44	Reacciones del Suelo por ISE, Distintas Ubicaciones de Juntas de Dilatación, en Dirección “y”	125
Figura 45	Idealización del Comportamiento de la Estructura, según las Reacciones del Suelo.	126
Figura 46	Reacción Máxima según la Cantidad de Divisiones, para un solo Reservorio. 127	
Figura 47	Reacción del Suelo Respecto al Peso que Soporta	128
Figura 48	Relacion de Reacciones Maximas (Rs) y el Peso del Muro de Ancho Unitario ... (Asc) del Suelo, según el Numero de Divisiones por Juntas de Dilatación. ...	130
Figura 49	Familia de Reservorios en el Perfil de suelo S2	131
Figura 50	Familia de Reservorios Perfil de Suelo S3	131
Figura 51	Tendencia para Estimar la Cantidad de Juntas para la Longitud del Muro	133
Figura 52	Relacion de Reacciones Maximas (Rs) y el Peso del Muro de Ancho Unitario (Asc) del Suelo, Según el Numero de Divisiones por Juntas de Dilatación.....	136
Figura 53	Relación del Peso y la Reacción en Suelo de Perfil S2	138
Figura 54	Relación del Peso y la Reacción en Suelo de Perfil S3	139
Figura 55	Incidencia de las Cargas Hidrodinámicas en Relación a las Dimensiones.....	140
Figura 56	Incidencia de Fuerzas Hidrodinámicas Respecto a las Estáticas Según la Capacidad Volumétrica.	141
Figura 57	Tendencia para Estimar la Cantidad de Juntas para la Longitud del Muro	142
Figura 58	Distancias Mínimas Proporcionales a las Dimensiones del Reservorio y el Perfil del Suelo	143
Figura 59	Diagrama de flujo para el procedimiento de ubicación de la junta de dilatación.	144
Figura 60	Diagrama de Flujo para el Procedimiento de Ubicación de la Junta de Dilatación.	159
Figura 61	Diagrama de Flujo para Diseño por Estabilidad.....	160
Figura 62	Diagrama de Flujo para Diseño por Estabilidad.....	161
Figura 63	Diagrama de Flujo para Diseño Sísmico	162
Figura 64	Diagrama de Flujo para Diseño Sísmico	163
Figura 65	Diagrama de Flujo para Diseño Sísmico	164
Figura 66	Diagrama de Flujo para Diseño Sísmico	165
Figura 67	Diagrama de Flujo para Diseño del Reforzamiento	166

Figura 68	Diagrama de Flujo para Diseño del Reforzamiento	167
Figura 69	Diagrama de Flujo para Diseño del Reforzamiento	168
Figura 70	Diagrama de Flujo para Diseño por ISE.....	169
Figura 71	Diagrama de Flujo para Diseño por ISE.....	170
Figura 72	Diagrama de Flujo para Diseño por ISE.....	171
Figura 73	Diagrama de Flujo para Diseño por ISE.....	172



LISTA DE TABLAS

Tabla 1	Definición de Variables de Investigación	9
Tabla 2	Operacionalización de Variables	10
Tabla 3	Distribución de Juntas.....	18
Tabla 4	Distancia Máxima entre Juntas de Contracción en el Cimiento.....	18
Tabla 5	Distancia entre Juntas Verticales de Contracción en el Alzado	19
Tabla 6	Resumen de Criterios de Ubicación de Juntas de Dilatación y Contracción	21
Tabla 7	Factores de Zona “Z”	29
Tabla 8	Clasificación de los Perfiles de Suelo	29
Tabla 9	Factor de Suelo “S”	30
Tabla 10	Clasificación Sísmica del Terreno de Fundación según DS61	30
Tabla 11	Factor de Importancia “I”	31
Tabla 12	Factor de Modificación de Respuesta	31
Tabla 13	Valores Orientativos de NSPT, Resistencia a Compresión Simple y Módulo de Elasticidad de Suelos	44
Tabla 14	Lista de Reservorios Considerado como la Población de Estudio	53
Tabla 15	Dimensiones del Muro de cada Reservorio de la Figura 15	57
Tabla 16	Datos de Diseño	57
Tabla 17	Formato de Resumen del Análisis de Estabilidad.....	58
Tabla 18	Formato de Resumen del Análisis Sísmico.....	59
Tabla 19	Formato de la Incidencia de la Presión Hidrodinámica y las Dimensiones	60
Tabla 20	Reforzamiento del Reservorio	61
Tabla 21	Formato de Reacciones ISE de para cada Muestra	64
Tabla 22	Formato de Cantidad de Tramos por Longitud de del Muro.....	64
Tabla 23	Datos Geotécnicos y de Factores Sísmicos	67
Tabla 24	Características Geométricas de los Reservorios de Estudio.....	68
Tabla 25	Fuerzas Horizontales Respecto al Punto “A”	70
Tabla 26	Fuerzas Verticales Respecto al Punto “A”	71
Tabla 27	Diseño por Estabilidad del Muro de Reservorio	74
Tabla 28	Diseño de Fuerzas Sísmicas	85
Tabla 29	Referencia de Equivalencia para Definir el Perfil del Suelo Según la Capacidad Portante del Suelo	90
Tabla 30	Reforzamiento de la Estructura.....	102
Tabla 31	Diseño por Interacción Suelo Estructura.....	121
Tabla 32	Reacción Máxima del ISE (R_s en ton/m^2) Respecto a la Cantidad de Tramos	128
Tabla 33	Relación R_s/Asc (m^{-1}) Respecto a la Cantidad de Divisiones.....	129
Tabla 34	Cantidad de Tramos por Longitud de Muro.....	133
Tabla 35	Análisis de Estabilidad por Fuerzas Sísmicas	134
Tabla 36	Relación R_s/Asc (m^{-1}) Respecto a la Cantidad de Divisiones.....	135
Tabla 37	Incidencia de Cargas Hidrostáticas (Phe), Hidrodinámicas(Phd) Respecto a las Dimensiones del Reservorio (H/L)	140
Tabla 38	Cantidad de Tramos por Longitud de Muro.....	142

Tabla 39	Comparación de la Ubicación de Juntas de Dilatación Mediante Análisis ISE Respecto a la Referencia Bibliográfica	152
Tabla 40	Ubicación de Juntas de Dilatación por Efecto Hidrodinámico y de Interacción Suelo Estructura en Reservorios Rectangulares de Concreto Armado, Ancash 2016	173



RESUMEN

La ubicación de juntas de dilatación en reservorios rectangulares de concreto armado tienen mucha importancia tanto en el proceso constructivo como en su operación, por el cual resulta importante tener en cuenta el efecto hidrodinámico y de interacción suelo estructura. Se exponen las bases teóricas que condujeron la secuencia del criterio de diseño, se describen los procedimientos simplificados usados para determinar los efectos hidrodinámicos de la normatividad del ACI 350.3-01 y el método de interacción suelo – estructura establecida por Zeevaert (1980). Se obtiene resultados que permiten obtener relaciones significativas, además que permite el análisis del comportamiento de las variables. Para facilitar la aplicación se obtuvo conclusiones positivas al 95.85% de correlación, obteniendo relaciones matemáticas utilizando variables del Análisis de Interacción Suelo Estructura; asimismo se formulan recomendaciones y se suministra el diagrama de flujo y un programa aplicativo de cómputo para el diseño y análisis para determinar la ubicación de las juntas de dilatación, en el caso de no utilizar las relaciones obtenidas.

Palabras clave: Ubicación de juntas de dilatación; Efecto hidrodinámico; Interacción suelo estructura.

ABSTRACT

The location of expansion joints in liquid-containing rectangular reinforced concrete is very important both in the construction process and functioning, for which it is important to take into account the hydrodynamic effect and Soil-Structure Interaction. The theoretical bases that led the sequence of the design criteria are exposed, the simplified procedures used to determine the hydrodynamic effects of the ACI 350.3-01 regulations and the Soil-Structure Interaction method established by Zeevaert (1980) are described. Results are obtained that allow obtaining significant relationships, in addition to allowing the analysis of the behavior of the variables. To facilitate the application, positive conclusions were obtained at 95.85% of correlation, obtaining mathematical relationships using variables from the soil-structure Interaction Analysis; Likewise, recommendations are made and the flow diagram and a computer application program are provided for the design and analysis to determine the location of the expansion joints, in the case of not using the relationships obtained.

Key Words: Location of expansion joints; Hydrodynamic effect; Soil-Structure Interaction.

INTRODUCCION

Los reservorios de concreto armado se construyen de acuerdo sus dimensiones, teniendo en cuenta los procesos constructivos monolíticos y no monolíticos, en ese contexto, la presente tesis se enfoca en las construcciones no monolíticas que se realiza en partes o tramos, dando varios usos al material del encofrado, dejando espacio que deben ser cubiertas por las llamadas juntas de dilatación, que además cumplen funciones de juntas constructivas, por consiguiente es importante la ubicación optima ubicación de las juntas, el cual se realiza consultando algunas bibliografías y/o normas de estructuras similares, aclarando que no existen normas específicas para reservorios, y la inadecuada elección en la cantidad y la ubicación de las juntas de dilatación en reservorios construidos, se ha observado que durante la operación de los reservorios, muestran filtraciones y asentamientos por las juntas construidas.

Las juntas de dilatación deben de ubicarse de acuerdo al análisis de las variables donde se va instalar la estructura, y Normas como ACI 318S-14, mencionan que las juntas de la estructura deben de ubicarse y formarse como requiera el diseño y de manera que no perjudiquen la integridad de la estructura; y frente a la necesidad y no contando con bibliografía específica para proceder el cálculo, se realiza el procedimiento que permite obtener la ubicación de las juntas de dilatación tomando como consideraciones variables que actúan directamente, como son las cargas hidrodinámicas y la interacción suelo estructura.

El estudio “Ubicación de juntas de dilatación por efecto hidrodinámico y de interacción suelo estructura en reservorios rectangulares de concreto armado, Ancash 2016”, ha sido estructurado en cinco capítulos, como sigue:

Capítulo I “Problema de Investigación” se ha trabajado los elementos que permiten formular la siguiente pregunta de investigación ¿Cómo se debe ubicar las juntas de dilatación por efecto hidrodinámico y de interacción suelo estructura en reservorios rectangulares de concreto armado, Ancash 2016?, Problema que conduce a formular la hipótesis central consiste en confirmar que “Usando información de diseños de reservorios se puede determinar que, la ubicación de las juntas de dilatación depende del efecto hidrodinámico o de la interacción suelo estructura en reservorios rectangulares de concreto armado, Ancash 2016”. El objetivo central postula en “Realizar el análisis para determinar la ubicación de juntas de dilatación por efecto hidrodinámico y de interacción suelo estructura en reservorios rectangulares de concreto armado, Ancash 2016”, además se detalla la justificación, la delimitación, la hipótesis y las variables el cual permiten comprender la investigación. En el capítulo II se encarga otorgarle el “Marco teórico” que permite realizar precisiones conceptuales del comportamiento de las juntas de dilatación, el diseño no monolítico de reservorio rectangular de concreto armado, el marco legal apto para el diseño de estructuras de concreto armado y la propia definición de términos utilizados en el estudio. En el Capítulo III, concreta la presencia de la “Metodología” donde se describe el tipo de investigación, el diseño de la investigación, la población y muestra de estudio además de las técnicas e instrumentos utilizados en la recolección de datos, entre otros. En el

Capítulo IV, muestra los “Resultados” del capítulo precedente, expresados ya sea en tablas y/o graficas según la pertenencia de los mismo, además de sintetizar el análisis de los resultados logrados en el trabajo ajustado a los objetivos buscados. En el Capítulo V, sintetiza las “Conclusiones” correspondiente análisis de los resultados que siguen a los objetivos del estudio. Finalmente, en el Capítulo VI, se concreta las “Recomendaciones” pertinentes que se deben de tener en cuenta a la aplicación y a los posibles estudios en mejora de la presente investigación.

CAPITULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACION

1.1. Planteamiento y formulación del problema

1.1.1. Planteamiento del problema.

En el Perú, en general las metodologías de diseño de reservorios de procedimiento constructivo no monolíticos no se encuentran debidamente reglamentados, siendo las juntas de dilatación que permite este tipo de proceso constructivo, además de evitar gastos en el encofrado.

Según (Jimenez, Garcia, & Moran, 2000), manifiesta que:

La organización estructural del vaso del depósito se hace, fundamentalmente de dos formas. Para pequeños depósitos el vaso se organiza mediante una estructura monolítica formada por placas empotradas entre sí (...). Para grandes superficies de fondo, la solera se independiza de las paredes mediante una junta perimetral, debiendo disponerse además otras juntas que limiten de los distintos elementos de que consta el depósito (...). En este último caso será necesario efectuar el correspondiente estudio para asegurar la estabilidad del muro. (p.586).

Además, en la mayoría de los proyectos de reservorios no consideran las fuerzas sísmicas como parte de su diseño, el cual es importante como nos dice (Navarro Carrasco, 2014):

Se han revisado una serie de proyectos de construcción de depósitos de hormigón armado, pudiéndose comprobar que en la mayoría de los casos no se han tenido en cuenta los efectos hidrodinámicos provocados por un sismo para la obtención de los esfuerzos en ELU. Dichas omisiones ocasionaban que su factor de seguridad quedase minorado importantemente. (p.6).

El presente trabajo de investigación tiene el propósito de hacer evidente la necesidad de conocer las relaciones y/o procedimientos óptimos para la ubicación de juntas de dilatación por efecto hidrodinámico y de interacción suelo estructura

en reservorios rectangulares de concreto armado, mediante relaciones entre las variables que forman parte del diseño como las dimensiones geométricas, fuerzas actuantes y propiedades del suelo, para ser aplicadas en los diseños de este tipo de estructuras dentro de la región Ancash.

1.1.2. Formulación del problema.

Problema General

Ante la necesidad de conocer la elección adecuada de ubicación de las juntas de dilatación en muros de reservorios, que permitan dicho proceso constructivo, se hace la siguiente pregunta de investigación:

¿Cómo se debe ubicar las juntas de dilatación por efecto hidrodinámico y de interacción suelo estructura en reservorios rectangulares de concreto armado, Ancash 2016?

Para responder la pregunta de investigación, se encontrará la solución a través del desarrollo sistemático de las siguientes preguntas específicas:

Problemas Específicos

- a) ¿Cuál es la incidencia de las cargas hidrodinámicas e hidrostáticas respecto a las dimensiones en reservorios rectangulares de concreto armado?
- b) ¿Cómo se relaciona la ubicación de las juntas de dilatación respecto a la longitud en reservorios rectangulares de concreto armado?

- c) ¿Cuál es la metodología para ubicar la junta de dilatación en reservorios rectangulares de concreto armado?

1.2. Objetivos

Objetivo General

Realizar el análisis para determinar la ubicación de juntas de dilatación por efecto hidrodinámico y de interacción suelo estructura en reservorios rectangulares de concreto armado, Ancash 2016.

Objetivos Específicos

- a) Determinar la incidencia de las cargas hidrodinámicas e hidrostáticas respecto a las dimensiones en reservorios rectangulares de concreto armado.
- b) Analizar la relación de la ubicación de las juntas de dilatación respecto a la longitud en reservorios rectangulares de concreto armado.
- c) Establecer la metodología para ubicar la junta de dilatación en reservorios rectangulares de concreto armado.

1.3. Justificación

Teórica

Se da por la importancia que tienen las referencias bibliográficas respecto al criterio de la ubicación de juntas de dilatación por efecto hidrodinámico y de interacción suelo estructura en reservorios rectangulares de concreto armado.

Metodológica

Se justifica por no existir una metodología en el medio local o estudio parecido al que se postula, además que la ubicación actual de las juntas constructiva y de dilatación en los reservorios responden a la habilidad del diseñador y de la práctica de quienes están a cargo de la etapa constructiva.

Social

Se trata de un tema que servirá como guía para el diseño de los proyectos que benefician a la sociedad, como un antecedente para otras investigaciones.

Práctica

Considerando que la información recopilada durante el proceso de investigación, servirá para el análisis y en consecuencia la elaboración de las conclusiones y recomendaciones, servirá como guía para los profesionales que se encuentren trabajando en el área de diseño.

1.4. Delimitación

Temática

El trabajo solo se centra en definir criterios para estimar la ubicación de juntas de dilatación.

Espacio

En el Perú, En la Región Ancash,

Tiempo

La recolección de información de proyectos, diseñados desde el año 2010 al 2016.

Universo

El trabajo de investigación está orientado a 12 reservorios ubicados dentro de la Región Ancash.

1.5. Hipótesis

Hipótesis general

Usando información de diseños de reservorios se puede determinar que, la ubicación de las juntas de dilatación depende del efecto hidrodinámico o de la interacción suelo estructura en reservorios rectangulares de concreto armado, Ancash 2016.

Hipótesis específicas

- a) El factor incidencia de las cargas hidrodinámicas e hidrostáticas se relaciona respecto a las dimensiones en reservorios rectangulares de concreto armado.
- b) Existe relación entre la ubicación de las juntas de dilatación, respecto a la longitud de los muros en reservorios rectangulares de concreto armado.
- c) La secuencia metodológica aplicada permite obtener relación entre la ubicación de las juntas de dilatación en reservorios rectangulares de concreto armado.

1.6. Variables

Tabla 1

Definición de Variables de Investigación

	VARIABLE	DEFINICION
Independiente	Efecto hidrodinámico	Es la presión hidrodinámica resultante, producto de las presiones impulsivas y convectivas, consecuencia de los factores sísmicos en la interacción de la masa del agua dentro del reservorio.
	Interacción suelo estructura	Es un sistema de reacciones y deformaciones producto de la presión de contacto de la rigidez del suelo y la estructura.
Dependiente	Ubicación de juntas de dilatación	Las juntas de la estructura deben ubicarse y formarse como las requiera el diseño y de manera que no perjudiquen la integridad de la estructura. (ACI318S-14, 2014), p.493.

Fuente: *Elaboración propia*

Tabla 2
Operacionalización de Variables

VARIABLE	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENCION	INDICADOR	INSTRUMENTO
Efecto hidrodinámico	Se medirá a través del análisis de las reacciones que se encuentren dentro del diseño de la estabilidad del muro en cada proyecto de reservorio elegido	Presión hidrodinámica	Presión de masa impulsiva Presión de masa conectiva Presión de masa inercial del muro Presión de masa horizontal	Hojas de cálculo Excel, software aplicativo DRCA
Interacción suelo estructura	Se medirá a través de la revisión y análisis de la información de diseño realizado en cada proyecto de reservorio elegido	Reacción bidimensional del suelo	Presión de contacto máxima en la base del muro Presión de contacto mínima en la base del muro Presión de contacto máximo en el tercio central de la base del muro Presión de contacto mínimo en el tercio central de la base del muro Presión de contacto máxima de la ISE Presión de contacto mínima de la ISE	Hojas de cálculo Excel, software aplicativo DRCA
Ubicación de juntas de dilatación	Se medirá a través del análisis de las reacciones que se encuentren dentro del diseño de la estabilidad del muro en cada proyecto de reservorio elegido	unidades	Cantidad de juntas de dilatación por longitud de muro Relación de segmentos del lado mayor respecto al segmento del lado menor	Hojas de cálculo Excel, software aplicativo DRCA

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1. Antecedentes

Para el presente trabajo de investigación, no se ha encontrado trabajos realizados, por el cual solo se cuenta con referencias bibliográficas para uso general en la ubicación de juntas de dilatación en estructuras de muros de contención.

Al revisar la literatura sobre estudios previos publicados no se ha podido localizar ningún reporte relacionado con el tema específico de estudio, sin embargo, se ha ubicado algunos estudios que podrían tomarse como referencia por su relativa similitud con el mismo.

Antecedentes a nivel Internacional.

Existen investigaciones relacionadas como:

(Dogangun, 2014), realizó la investigación: *Hydrodynamic pressures acting on the walls of rectangular fluid containers*, al respecto manifiesta que, en este tipo de estructuras desde el punto de vista de la ingeniería debe ser bien construidos resistentes a los sismos, se han realizado numerosos estudios para el comportamiento dinámico del fluido; la mayoría son estudios en reservorios cilíndricos, pero muy poco hay estudios de la respuesta dinámica en los reservorios rectangulares.

La conclusión extraída de este estudio puede resumirse como, a) la distribución de la presión hidrodinámica y la magnitud obtenida mediante el método de elementos

finitos, el método de Housner y el Eurocodigo-8, generalmente están de acuerdo con la solución de la rigidez, esta conclusión muestra que el método utilizado puede utilizarse de manera eficiente en la solución de un tanque rectangular, b) la distribución de presión hidrodinámica para paredes rígidas y flexibles difieren entre sí en magnitud y forma. Las presiones hidrodinámicas para tanques de almacenamientos flexibles son generalmente mayores que en los tanques de almacenamiento rígidos.

Por otro lado, (Livaoglu, 2008), realizó la investigación: *Investigation of seismic behavior of fluid-rectangular tank-soil/foundation systems in frequency domain*, la investigación llegó a las siguientes conclusiones, las respuestas de desplazamiento cambian generalmente, cuando el suelo se vuelve más blando, para los reservorios rígidos rectangulares, las desviaciones se hacen más grandes que en los tanques flexibles, sin embargo, los cambios en los valores de desplazamiento son insignificante para los tanques rígidos.

Así mismo, (Navarro Carrasco, 2014), realizó la investigación: *Obtención de Cargas Hidrodinámicas en Depósitos Rectangulares de Hormigón Armado*, en el cual manifiesta que, los depósitos rectangulares de hormigón armado son una de las estructuras más comúnmente usadas para almacenamiento de líquidos.

El estudio del comportamiento ante un sismo, no solo se justifica por el alto valor de los contenidos en ellos almacenados, sino por ser estructuras de carácter vital para la población cuando almacena agua potable, o bien, cuando el colapso de este tipo de estructuras pone en peligro la vida humana al almacenar combustibles y/o productos contaminantes.

A nivel Nacional.

(Orihuela Canchari, 2016), realizó la investigación: *Diseño Estructural de Tanques Rectangulares y sus Aplicaciones*, en el cual afirma en sus conclusiones que: “para tanques superficiales de dimensiones pequeñas, las fuerzas sísmicas no son significativas para el diseño; las fuerzas que prevalecen son las estáticas”. (p.22).

A nivel Local.

No se cuenta con trabajos de investigación relacionados al tema de investigación.

2.2. Estado del arte de las juntas de dilatación en reservorios rectangulares de concreto armado.

Durante la operación de un reservorio, generalmente se observa el comportamiento de la estructura visualizando las juntas de dilatación, filtraciones, asentamientos entre otros. Los cuales pueden ser consecuencia de factores como el procedimiento constructivo como se muestra en la *Figura 1*, donde se visualiza la construcción en bloque, en una esquina con el encofrado en forma de “L”; además se puede apreciar en la *Figura 2*, un trabajo óptimo de la junta de dilatación por que no exagera en su apertura o contracción, así mismo se puede observar en la *Figura 3*, donde los muros se asientan lentamente generando una abertura en forma de “V”; también los criterios asumidos en el diseño para ubicación de juntas y recomendados en el proceso constructivo como se visualiza en la *Figura 4*, donde se visualiza que en un tramo corto se realizó la construcción en tres etapas, aislando cada bloque por una junta de dilatación, del cual se visualiza que uno de los muros extremos tuvo

un pequeño asentamiento y siendo un punto de filtración como se visualiza en la **Figura 5**; las imágenes mostradas son distintos reservorios ubicados en la Región Ancash.

Todo lo visualizado en las figuras mencionadas, se debe a que en el Perú aún no se cuenta con una normatividad o reglamento para el análisis y diseño de este tipo de estructuras, por lo que se adecuan los códigos extranjeros como el ACI 350.3-01.



Figura 1. *Procedimiento Constructivo en Tramos del Muro de Reservorio*

Fuente. Archivos propios.



Figura 2. Vista de una Junta de dilatacion, Realizando un Trabajo Optimo.

Fuente. Archivos propios



Figura 3. Vista de una Junta de Dilatacion, la Abertura en la Union entre Muros es en Forma de “V”

Fuente. Archivos propios.



Figura 4

Se Visualiza las Juntas de Dilatacion en un Muro Corto, su Procedimiento Constructivo fue en 3 paños.

Fuente. Archivos propios.



Figura 5.*Se Visualiza la Filtracion en la Junta de Dilatación de la Figura Anterior*

Fuente: Archivos propios.

2.3. Bases Teóricas

2.3.1. Tipo de juntas en reservorios

Existen diferentes tipos de juntas en reservorios de concreto armado como:

(Jimenez, Garcia, & Moran, 2000), afirma que: “en las juntas de dilatación se interrumpen las armaduras, mientras que en las juntas de contracción la armadura es continua. Las juntas de construcción deben hacerse coincidir con las de contracción y dilatación si es que existen”. (p.586).

También el (ACI318S-14, 2014), manifiesta que se puede denominar “junta de expansión o junta de dilatación”. (p.576). Además, indica que:

Las juntas de la estructura deben ubicarse y formarse como las requiera el diseño y de manera que no perjudiquen la integridad de la estructura. Cualquier desviación de las ubicaciones establecidas en los documentos de construcción debe ser aprobada por el profesional facultado para diseñar. Las juntas de construcción u otras juntas deben ubicarse donde causen el menor debilitamiento de la estructura. El diseño para fuerzas laterales puede requerir un tratamiento especial en el diseño de juntas. (p.493).

Por otro lado, (Jimenez el al, 2000), indica que: “La separación entre juntas de dilatación, de contracción y de construcción depende fundamentalmente, del tipo de depósito, de las condiciones de exposición de la obra y de la forma de ejecución”. (p.586). como detalla en la **Tabla 3**. En el cual se puede apreciar que la distribución de las juntas de dilatación y de contracción depende del tipo de depósito.

Tabla 3*Distribución de Juntas*

Tipo de depósito	Separación entre juntas	
	Dilatación	Contracción
Enterrado, piscinas	25-30 m	7.5 m
Apoyados, poco expuestos	15-25 m	7.5 m
Apoyados, muy expuestos	10-15 m	5-7 m

Fuente: "Hormigón Armado" (Jimenez, et al, 2000, p.586)

Junta de contracción

Según (Calavera, 1987), Indica: que el hormigón del muro tiene su retracción y movimientos debidos a los cambios de temperatura cortados por unión al cimiento y su rozamiento con el terreno. Como se observa en la **Tabla 4**, correspondiente a la contracción en cimientos y la **Tabla 5**, correspondiente a las juntas de contracción en los muros o alzados.

Tabla 4*Distancia Máxima entre Juntas de Contracción en el Cimiento*

Tipo de clima	Época del año	
	Caluroso	Fría
Seco	10 m	16 m
Húmedo	12 m	18 m

Fuente: "Muros de contención y muros de sótano", (José Calavera,1987).p.221

Tabla 5

Distancia entre Juntas Verticales de Contracción en el Alzado

Altura de Muro	Distancia recomendada entre juntas verticales de contracción
$H \leq 2.40$ m	3H
$2.40 < H \leq 3.60$ m	2H
$H > 3.60$ m	H
	No debe superar 7.50 m

Fuente: “Muros de contención y muros de sótano”, (José Calavera,1987),p.221

Por otra parte el (RNE, 2016), en la Norma E.020, Capítulo 4, Artículo 16, menciona que la contracción: “En el diseño de estructuras de concreto armado, cuando se prevea que la contracción pueda originar esfuerzos importantes, se tomara en consideración las fuerzas y movimientos resultantes de la contracción del concreto en una cantidad 0.00025 veces la distancia entre juntas”. (p.379).

Juntas de dilatación

Según (Calavera, 1987, pág. 223), manifiesta que:

Las juntas de dilatación tienen no solamente la misión que su nombre indica, sino varias más también importantes.

Deben disponerse:

- a) Cada 20 m. como máximo en zonas de temperaturas extremas.
- b) Cada 30 m. como máximo en zonas de temperaturas moderadas.
- c) Donde cambie la altura del muro.
- d) Donde cambie la profundidad del plano de cimentación.
- e) En todo cambio de dirección en planta, salvo que se estudie estructuralmente la continuidad.

En los casos a), b) y c) la junta afecta solo al alzado. En los d) y e) también al cimiento.

Juntas en construcciones de concreto

Según el (ACI224.3R-95, 1995, pág. 36), en el Capítulo 9, hace referencia sobre la colocación de juntas en estructuras de retención de líquidos, en el cual indica que:

No hay reglas exactas para ubicar las juntas de contracción. Cada estructura debe ser examinada individualmente para determinar donde se deben colocar las juntas de contracción. Se sugieren algunas pautas:

Para muros de 9 a 12 pies (3 a 4 m) de altura con aberturas:

- El espacio de la junta de contracción debe ser de 15 a 20 pies (5 a 6,5 m).
- Los muros sin aberturas o las paredes más altas con aberturas pueden tener distancia de juntas de hasta 25 pies (7.5m).
- Para muros más cortos se debe reducir el espacio de las juntas de contracción.

Para muros de 9 a 12 pies (3 a 4 m) de altura:

- Ubique las juntas dentro de 10 a 15 pies (3 a 5 m) de las esquinas de la pared si es posible. Colocar juntas a menos de 10 pies (3 m) puede resultar en deformación excesiva en la junta.
- Ubique las juntas en los cambios en el espesor del muro, o cualquier otra ubicación obvia de un potencial agrietamiento.

Por lo expuesto, Las juntas de dilatación deben ubicarse y formarse como las requiera el diseño y de manera que no perjudiquen la integridad de la estructura (ACI318S-14, 2014).

En la **Tabla 6**, que se detalla a continuación, se ha elaborado un resumen de los criterios de ubicación de juntas propuesto por varios autores, en el cual autores como (Jiménez, et al, 2000) y Calavera, José (1987), recomiendan ubicación de las juntas en determinadas distancias, respecto a ciertas condiciones; sin embargo Autores como el ACI 224.3R-95, menciona que la ubicación de las juntas de dilatación deben obtenerse mediante el cálculo y para las juntas contracción, mencionan

recomendaciones de ubicación de juntas de contracción teniendo como referencia la altura de los muros.

Tabla 6

Resumen de Criterios de Ubicación de Juntas de Dilatación y Contracción

Autor	Condiciones	Distancias entre juntas	
		Contracción	Dilatación
Jimenez, et al, 2000	Enterrado, piscinas	7.5 m	25-30 m
	Apoyados, poco expuestos	7.5 m	15-25 m
	Apoyados, muy expuestos	5-7 m	10-15 m
ACI224.3R-95	Para muros de 9 a 12 pies (3 a 4 m) de altura con aberturas:	<ul style="list-style-type: none"> - 15 a 20 pies (5 a 6,5 m). - Los muros sin aberturas o las paredes más altas con aberturas pueden tener distancia de juntas de hasta 25 pies (7.5m). - Para muros más cortos se debe reducir el espacio de las juntas de contracción. 	
	Para muros de 9 a 12 pies (3 a 4 m) de altura:	<ul style="list-style-type: none"> - 10 a 15 pies (3 a 5 m) de las esquinas de la pared si es posible. Colocar juntas a menos de 10 pies (3 m) - En los cambios en el espesor del muro, o cualquier otra ubicación obvia de un potencial agrietamiento. 	
Calavera, Jose, 1987	Altura de muro de $H \leq 2.40$ m	3H	<ul style="list-style-type: none"> - Máximo 20 m. en temperaturas extremas. - Máximo 30 m. en temperaturas moderadas. - En todo cambio de dirección en planta, salvo que se estudie estructuralmente la continuidad.
	$2.40 < H \leq 3.60$ m	2H	
		H	
	$H > 3.60$ m	No debe superar 7.50 m	

Fuente: Elaboración propia

2.3.2. Diseño no monolítico del reservorio rectangular de concreto armado

El diseño no monolítico contempla el diseño del muro por estabilidad, diseño sísmico y el análisis de interacción suelo estructura. Para cada caso se utilizará las normas y teorías existentes.

2.3.2.1. Estabilidad del muro

Pre dimensionamiento del muro

Para el pre dimensionamiento se realiza en función a la altura del muro, como se muestra en la *Figura 6*; de acuerdo a las consideraciones de dimensionamiento de muros en voladizo, (Morales, 2006), se tiene:

$$B = 0.5H \text{ a } 0.8H \quad \text{Ec. 1}$$

$$t1 \geq 30cm \quad \text{Ec. 2}$$

Donde:

$t1$: Es el espesor de la pantalla, en la parte superior.

Por otro lado, el Reglamento Nacional de Edificaciones del año 2016, en adelante (RNE, 2016), según la Norma E 0.60, Capítulo 14, Artículo 14.8, especifica que; “El acero por temperatura y contracción deberá colocarse en ambas caras para muros de espesor mayor o igual a 250 mm. Este refuerzo podrá disponerse en mayor proporción en la cara expuesta del muro”. (p.507).

Para el análisis de estabilidad del muro, debe cumplir tres condiciones, la estabilidad al deslizamiento, al vuelco y a la presión de contacto el cual no debe

exceder a la capacidad ultima de resistencia del suelo, en consecuencia se va realizar el diseño de acuerdo al siguiente procedimiento simplificado de (Morales, 2006):

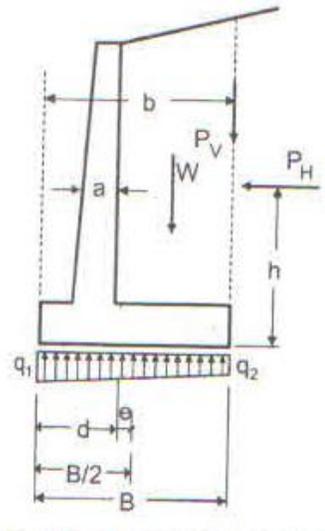


Figura 6
Muro de Contención Sometido a Fuerzas

Fuente: (Morales, 2006)

Estabilidad al volteo

La estabilidad al volteo se mide según el factor de seguridad, a las fuerzas actuantes; tomando referencia a la *Figura 7*, se tiene:

$$d = \frac{W * a + P_V * b - P_H * h}{W + P_V} \quad \text{Ec. 3}$$

$$e = \frac{B}{2} - d \leq \frac{B}{6} \quad \text{Ec. 4}$$

Donde:

d: Ubicación de la resultante

e: Excentricidad de la resultante

Factor de seguridad al volteo

Este factor es la razón de la suma de todos los elementos actuantes respecto a todos los momentos resistentes.

$$FSV = \frac{\sum M_r}{\sum M_a} \quad Ec. 5$$

Donde:

$\sum M_r$: Suma de momentos resistentes

$\sum M_a$: Suma de momentos actuantes

Por otro lado, el Reglamento Nacional de Edificaciones del año 2016, en adelante (RNE,2016), en la Norma E.020, Capítulo 6, Artículo 21, indica que: “La edificación o cualquiera de sus partes será diseñada para proveer un coeficiente de seguridad mínimo de 1.5 contra la falla por volteo”. (p.379).

Además se puede resaltar que, para el cálculo de las estabilidad al volteo, según la opinión de (Novak, Moffat, & Nalluri, 2001), en el cual manifiesta que: “Las cargas sísmicas se excluyen de los cálculos de vuelco dada su naturaleza transitoria y oscilatoria”. (p.105).

Estabilidad al deslizamiento

Para el diseño a la estabilidad al deslizamiento, se evaluar según el factor de seguridad al deslizamiento.

Factor de seguridad al deslizamiento

Haciendo referencia a la *Figura 7*, se tiene:

$$FSV = \frac{\sum F_r}{\sum F_a} \geq 1.50 \quad Ec. 6$$

Donde:

$\sum F_r$: Fuerza resistente al deslizamiento

$\sum F_a$: Fuerza de deslizamiento = P_H

Por otro lado, el (RNE,2016), en la Norma E.020, Capítulo 6, Artículo 22, indica que: “La edificación o cualquiera de sus partes será diseñada para proveer un coeficiente de seguridad mínimo de 1.25 contra la falla por deslizamiento”. (p.379).

Estabilidad para capacidad portante del terreno de cimentación

Haciendo referencia a la *Figura 7*, se tiene:

$$q1 = \frac{W + P_V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad Ec. 7$$

$$q2 = \frac{W + P_V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad Ec. 8$$

Donde:

$q1$: Presión máximo de contacto del suelo-muro

$q2$: Presión mínimo de contacto del suelo-muro

2.3.2.2. Efecto hidrodinámico

Para comprender el efecto hidrodinámico, los conceptos descritos por (Orihuela Canchari, 2016), quien manifiesta que: “Para el caso de zonas sísmicas, se

analizaran los efectos hidrodinámicos del agua en interacción con los componentes del tanque (paredes, fondo y tapa)". (p.12).

Además, (Ramirez, 1996, pág. 36), manifiesta:

Si un tanque contiene un líquido con una superficie libre queda sujeto a movimientos sísmicos del terreno experimenta dos tipos de presiones dinámicas:

- Presiones impulsivas proporcionales a la aceleración de las paredes al acelerarse éstas.
- Presiones convectivas, producidas por la oscilación del líquido y proporcionales a la amplitud del movimiento.

Por otro lado (Navarro Carrasco, 2014) menciona lo siguiente:

Estos impactos del agua contra las paredes del tanque, que se traducen en presiones impulsivas y convectivas se conocen como la Interacción Hidrodinámica líquido- estructura, y como es lógico pensar, tales efectos hidrodinámicos deben ser considerados de manera adicional con los esfuerzos provenientes de la interacción hidrostática que genera en este caso el agua estancada o en reposo, y no solo como un efecto comparativo. (p.19).

Así mismo (Quezada Vera, 2014) manifiesta:

Para tener en cuenta los efectos hidrodinámicos se utiliza en el Método de Housner (1963), (...) en la cual se aprecia la existencia de la masa Impulsiva (W_i) que se adhiere rígidamente a las paredes interiores del reservorio y que dicha masa al estar totalmente confinada, deberá unirse a las paredes del tanque a través de resortes cuya rigidez es infinita. (p.34).

Por lo expuesto, el efecto hidrodinámico es la presión hidrodinámica resultante, producto de las presiones impulsivas y convectivas, consecuencia de los factores sísmicos en la interacción de la masa del agua dentro del reservorio, como se muestra en la **Figura 8**.

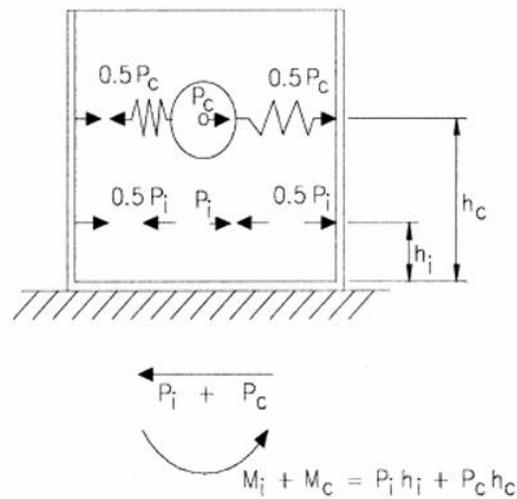
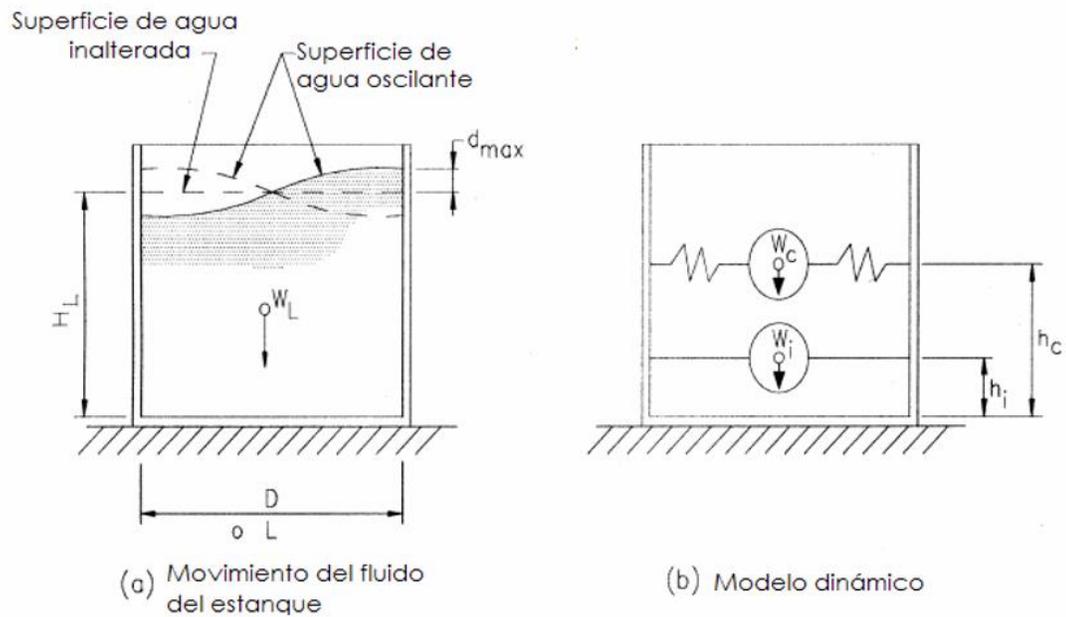


Figura 7. Idealización del Comportamiento de la Masa Impulsiva y Convectiva en un Reservorio

Fuente: (ACI350.3-01, 2001)

Análisis sísmico del reservorio rectangular

Para proceder al análisis, es necesario tener en consideración los factores sísmicos, correspondientes al factor de Zona, el Factor suelo, el cual es determinado por la ubicación geográfica. En el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), no especifica los factores para el diseño de reservorios como es para el caso de las fuerzas impulsivas y convectivas, para salvar este vacío, se considera factores sísmicos y procedimientos de la normatividad de diseño del ACI 350.3-01, establecidos en su Apéndice A; en el cual ofrece una metodología simplificada para el análisis y diseño sísmico de estructuras de concreto armado que contienen líquido.

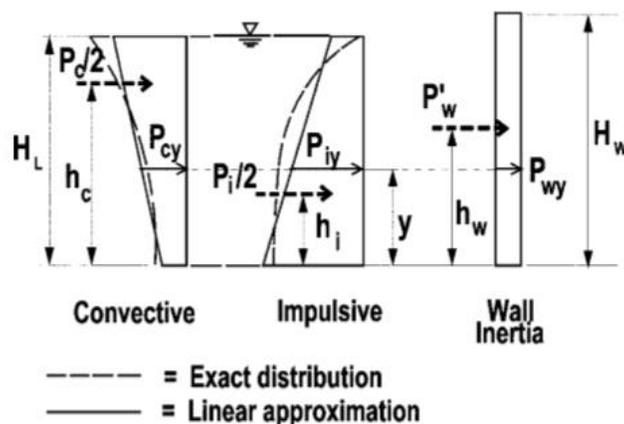


Figura 8. Presiones de la Masa Impulsiva, Convectiva e Inercial en el Muro

Fuente: (ACI350.3-01, 2001)

Factores sísmicos de la normatividad peruana, RNE-2016

Zonificación

Para determinar los factores de la zonificación, como se muestra en la Figura 9, cy los factores de cada zona representada en la Tabla 7:



Figura 9. Mapa de zonas sísmicas

Fuente: RNE-2016

Tabla 7

Factores de Zona “Z”

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: RNE-2016

Microzonificación sísmica y estudio de sitio

Los factores de microzonificación sísmica se muestran en la Tabla 8, complementando el factor de suelo en la Tabla 9, se observa a continuación:

Tabla 8

Clasificación de los Perfiles de Suelo

PERFIL	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 a 1500 m/s	>50	> 100 kPa
S ₂	180 a 500 m/s	15 a 50	50 a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: RNE-2016

Tabla 9*Factor de Suelo "S"*

ZONA	SUELO			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
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	16.00	2.00

Fuente: RNE-2016

Como referencia para estimar el perfil del suelo por facilidades practicas según la capacidad portante, se puede usar como apoyo la norma Chilena DS61, mostrada en la Tabla 10, donde se puede observar la capacidad portante respecto al tipo de suelo, cuyos valores se aproximan a los valores de la Tabla 8 del RNE:

Tabla 10*Clasificación Sísmica del Terreno de Fundación según DS61*

Suelo Tipo	V _{S30} [m/s]	RQD	qu [Mpa]	N ₁ [golpes/pie]	Su [Mpa]
A Roca, suelo cementado	≥ 900	≥ 50%	≥ 10 (e _{qu} ≤ 2%)		
B Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o muy firme	≥ 500		≥ 0.40 (e _{qu} ≤ 2%)	≥ 50	
C Suelo denso o firma	≥ 350		≥ 0.30 (e _{qu} ≤ 2%)	≥ 40	
D Suelo medianamente denso o firme	≥ 180			≥ 30	≥ 0.05
E Suelo de compacidad, o consistencia mediana	< 180			≥ 20	<0.05
F Suelos Especiales	*	*		*	*

Fuente: (Salem Valderrama, 2016)

Factores sísmicos de la normatividad del ACI 350.3-01

El Capítulo 4 del ACI 350.3-01, se ha obtenido las siguientes tablas para factores sísmicos, que son definidos para diseños de Reservorios, se muestra en la **Tabla 11** el factor de importancia, además el factor de modificación de respuesta en la **Tabla 12**:

Tabla 11

Factor de Importancia "I"

USO DE ESTANQUE	FACTOR I
Estanques que contienen material peligroso	1.50
Estantes cuyo material contenido es utilizado para distintos propósitos después de un terremoto, o estanques que son parte de sistemas de sobrevivencia	1.25
Otros	1.00

Fuente: ACI 350.3.-01

Tabla 12

Factor de Modificación de Respuesta

TIPO DE ESTRUCTURA	Rwi Superficial	Rwi Enterrado	Rwc
A. Anclados, base flexible	4.75	+4.50	1.00
B. Empotrados o simple apoyo	2.75	4.00	1.00
C. No anclados, llenos o vacíos **	2.00	2.75	1.00
D. Estanques elevados	3.00	-	1.00

Fuente: ACI 350.3.-01

Procedimiento de análisis sísmico de la normatividad del ACI 350.3-01

De acuerdo al resumen general del método, establecido en el Apéndice A, de la normatividad del ACI 350.3-01, se describe las siguientes ecuaciones:

Dinámica de fuerzas laterales

- Coeficiente de masa efectiva (e)

$$e = 0.0151 \left(\frac{L}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{L}{H_L} \right) + 1.021 \leq 1 \quad \text{Ec. 9}$$

- Peso del líquido (W_L)

$$W_L = L \cdot B \cdot H_L \cdot \rho \quad \text{Ec. 10}$$

Donde L, B son el largo y ancho útil en metros, H_L es la altura del líquido en metros y ρ es la densidad del agua en toneladas por metro cúbico.

- Masa equivalente de líquidos acelerados

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh[0.866(L/H_L)]}{0.866(L/H_L)} \quad \text{Ec. 11}$$

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.264 \left(\frac{L}{H_L} \right) \tanh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right] \quad \text{Ec. 12}$$

Donde W_i, W_c son las masas impulsivas y convectivas respectivamente en toneladas.

- Altura del centro de gravedad (Excluyendo la presión en la base)

Para la masa impulsiva h_i

$$\text{Para: } \frac{L}{H_L} < 1.333$$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \left(\frac{L}{H_L} \right) \quad \text{Ec. 13}$$

Para: $\frac{L}{H_L} \geq 1.333$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375 \quad \text{Ec. 14}$$

Para todos los casos, para la masa convectiva h_c :

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh[3.16(H_L/L) - 1]}{3.16(H_L/L) \sinh[3.16(H_L/L)]} \quad \text{Ec. 15}$$

- Altura del centro de gravedad (Incluyendo la presión en la base)

Para la masa impulsiva h_{i^ℓ}

Para: $\frac{L}{H_L} < 0.75$

$$\frac{h_{i^\ell}}{H_L} = 0.45 \quad \text{Ec. 16}$$

Para: $\frac{L}{H_L} \geq 0.75$

$$\frac{h_{i^\ell}}{H_L} = \frac{0.866 \left(\frac{L}{H_L} \right)}{2 \tanh \left[0.866 \left(\frac{L}{H_L} \right) \right]} - \frac{1}{8} \quad \text{Ec. 17}$$

Para todos los casos, para la masa convectiva h_{c^ℓ}

$$\frac{h_{c\ell}}{H_L} = 1 - \frac{\cosh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right] - 2.01}{3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \sinh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right]} \quad \text{Ec. 18}$$

- Propiedades dinámicas

$$m_w = H \cdot t \cdot B \cdot \rho_c \quad \text{Ec. 19}$$

$$m_i = W_i \quad \text{Ec. 20}$$

$$h' = \frac{\frac{m_i}{2} h_i + m_w \frac{H}{2}}{\frac{m_i}{2} + m_w} \quad \text{Ec. 21}$$

$$I_w = \frac{t^3}{12} \quad \text{Ec. 22}$$

$$q = \frac{\left(\frac{m_i}{2} + m_w \right)}{B \cdot H} g \quad \text{Ec. 23}$$

$$P = q \cdot H \quad \text{Ec. 24}$$

$$d = \frac{P(h'^3)}{3EI_w} \quad \text{Ec. 25}$$

$$I = \sqrt{3.16 \cdot g \cdot \tanh[3.16(H_L/L)]} \quad \text{Ec. 26}$$

Periodo impulsivo

$$T_i = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{d}{g}} \quad \text{Ec. 27}$$

Frecuencia impulsiva

$$w_i = \frac{1}{T_i} \quad \text{Ec. 28}$$

Periodo convectivo

$$T_i = \frac{2\pi}{wc} \quad \text{Ec. 29}$$

Frecuencia convectiva

$$wc = \frac{I}{\sqrt{L}} \quad \text{Ec. 30}$$

- Factores de amplificación espectral

Para un amortiguamiento del 5% de la masa impulsiva

$$\left(\frac{Sa}{g}\right)_i = 2.5 \quad \text{Ec. 31}$$

Para un amortiguamiento del 0.5% de la masa convectiva

Para: $T_c \geq 2.4$

$$C_c = \frac{6}{T_c^2} \quad \text{Ec. 32}$$

Para: $T_c < 2.4$

$$C_c = \frac{1.875}{T_c^{2/3}} \quad \text{Ec. 33}$$

$$\left(\frac{Sa}{g}\right)_c = 1.75C_c \quad \text{Ec. 34}$$

Según el Capítulo 4, para diseños que tiene su propio espectro, para calcular los coeficientes de aceleración se considera el procedimiento de (Gandhinagar, 2007) en el cual expresa las siguientes ecuaciones:

Coefficiente sísmico horizontal, impulsivo

$$Ah_i = \frac{ZI}{2R_{wi}} \left(\frac{Sa}{g} \right)_i \quad Ec. 35$$

Coefficiente sísmico horizontal, convectivo

$$Ah_c = \frac{ZI}{2R_{wi}} \left(\frac{Sa}{g} \right)_c \quad Ec. 36$$

- Fuerzas laterales

Fuerza impulsiva

$$P_i = \frac{(Ah_i)}{B} (W_i + W_m) \quad Ec. 37$$

Fuerza convectiva

$$P_c = \frac{(Ah_c)}{B} (W_c) \quad Ec. 38$$

Cortante basal

$$P_o = \sqrt{P_i^2 + P_c^2} \quad Ec. 39$$

- Momento en la base del muro

Momento impulsivo

$$M_i = \frac{(Ah_i)}{B} \left(W_i h_i + W_m \frac{H}{2} \right) \quad \text{Ec. 40}$$

Momento convectivo

$$M_c = \frac{(Ah_c)}{B} (W_c h_c) \quad \text{Ec. 41}$$

Momento en la base del muro

$$M = \sqrt{M_i^2 + M_c^2} \quad \text{Ec. 42}$$

Momentos de volteo

$$h'_i = h_{i\ell} + t_b \quad \text{Ec. 43}$$

$$h'_c = h_{c\ell} + t_b \quad \text{Ec. 44}$$

Momento impulsivo

$$M'_i = \frac{(Ah_i)}{B} \left[W_i h'_i + W_m \left(\frac{H}{2} + t_b \right) + W_{ts} \frac{t_b}{2} \right] \quad \text{Ec. 45}$$

Momento convectivo

$$M'_c = \frac{(Ah_c)}{B} (W_c h'_c) \quad \text{Ec. 46}$$

Momento de volteo

$$M_o = \sqrt{M'^2_i + M'^2_c} \quad \text{Ec. 47}$$

Verificación a la estabilidad

Según las relaciones aplicadas en (Munshi, 2002, pág. 37), son las siguientes:

- Factor de seguridad al deslizamiento al sismo (F_{SD})

$$F_{DS} = \frac{W_{sec} \cdot \tan \phi}{Vb} \quad Ec. 48$$

Donde:

W_{sec} : Peso del concreto y el agua, por metro de longitud del muro.

ϕ : Angulo de fricción del suelo

Vb : Cortante basal equivalente

- Factor de seguridad al volteo

$$F_{VS} = \frac{Mr}{Ms} \quad Ec. 49$$

Donde:

Mr : Momentos resistentes por el peso del concreto y el agua, por metro de longitud del muro.

Ms : Momento en la base del muro equivalente

Distribución de presiones

- Presión hidrodinámica impulsiva

En el muro

$$Q_{iw} = 0.866 \left[1 - \left(\frac{y}{H_L} \right)^2 \right] \tanh \left(\frac{L}{H_L} \right) \quad Ec. 50$$

$$P_{iw} = Q_{iw} A h_i H_L \cdot \rho \cdot g \quad Ec. 51$$

En la losa

$$x \leq L/2$$

$$Q_{ib} = \frac{\sinh\left(0.866\frac{x}{L}\right)}{\cosh\left(0.866\frac{L}{H_L}\right)} \quad \text{Ec. 52}$$

$$P_{ib} = Q_{ib}Ah_i \cdot L \cdot \rho \cdot g \quad \text{Ec. 53}$$

- Presión hidrodinámica convectiva

En el muro

$$Q_{cw} = 0.4165 \frac{\cosh\left(3.162\frac{y}{L}\right)}{\cosh\left(3.162\frac{H_L}{L}\right)} \quad \text{Ec. 54}$$

$$P_{cw} = Q_{cw}Ah_c \cdot L \cdot \rho \cdot g \quad \text{Ec. 55}$$

En la losa

$$Q_{cb} = 1.25 \left[\frac{x}{L} - \frac{4}{3} \left(\frac{x}{L} \right)^3 \right] \operatorname{sech} \left(3.162 \frac{H_L}{L} \right) \quad \text{Ec. 56}$$

$$P_{cb} = Q_{cb}Ah_c \cdot L \cdot \rho \cdot g \quad \text{Ec. 57}$$

Aceleración Vertical

$$A_V = \frac{2}{3} \left(\frac{Z}{2R_{wi}} \right) \left(\frac{Sa}{g} \right)_i \quad \text{Ec. 58}$$

$$P_V = A_V H_L \cdot \rho \cdot g \left(1 - \frac{y}{H_L} \right) \quad \text{Ec. 59}$$

Presión por inercia del muro

$$P_w = Ah_i \cdot t \cdot \rho_c \cdot g \quad \text{Ec. 60}$$

Máxima presión hidrodinámica

$$P_{max} = \sqrt{(P_{iw} + P_w)^2 + (P_{Cw})^2 + (P_v)^2} \quad Ec. 61$$

Distribución lineal equivalente

Diagrama impulsivo

$$q_i = \frac{Ah_i \cdot W_i \cdot g}{2B} \quad Ec. 62$$

$$a_i = \frac{q_i}{H_L^2} (4H_L - 6h_i) \quad Ec. 63$$

$$b_i = \frac{q_i}{H_L^2} (6h_i - 2H_L) \quad Ec. 64$$

Diagrama impulsivo

$$q_c = \frac{Ah_c \cdot W_c \cdot g}{2B} \quad Ec. 65$$

$$a_c = \frac{q_c}{H_L^2} (4H_L - 6h_c) \quad Ec. 66$$

$$b_c = \frac{q_c}{H_L^2} (6h_c - 2H_L) \quad Ec. 67$$

Borde libre

$$d_{max} = Ah_c \cdot R_{wc} \cdot \frac{L}{2} \quad Ec. 68$$

2.3.2.3. Interacción Suelo - Estructura

La Interacción suelo – Estructura, en adelante ISE, según manifiesta (Zeevaert, 1980), consiste en: “encontrar un sistema de reacciones que aplicada simultáneamente a la estructura de cimentación y a la masa del suelo produzcan la misma configuración de desplazamientos diferenciales entre los dos elementos”. (p. 11).

Por otra parte (Aviles, 2004) indica que: “La interacción dinámica suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la deformabilidad de este ante excitación sísmica”. (p.2).

Asimismo (Soriano, 1989) manifiesta que: “El mecanismo por el cual la presencia de la estructura influye en el movimiento del terreno es conocido bajo el nombre de interacción suelo - estructura”. (p.288).

Por lo expuesto, la Interacción Suelo – Estructura, es un sistema de reacciones y deformaciones producto de la presión de contacto de la rigidez del suelo y la estructura.

Adicionalmente (Zeevaert, 1980), presenta los siguientes casos de interacción como Caso I. Cimentación semiflexible con nivel del agua abajo del desplante, Caso II. Cimentación flexible con nivel del agua sobre el desplante de la

cimentación y Caso III. Cimentación rígida. Cada caso tiene su procedimiento de cálculo, por el cual se puede representar como se muestra en la Figura 10.

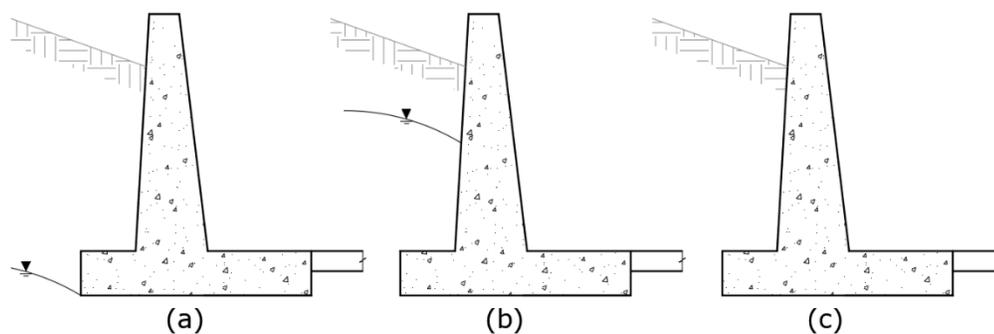


Figura 10. Casos de Interacción (a) Semiflexible, (b) Flexible, (c) Rígido

Fuente: Elaboración propia

Para el presente estudio, nos centramos solo en el Caso I. Cimentación semiflexible con nivel del agua abajo del desplante de la cimentación, porque se asemeja más al proceso constructivo de reservorios, como se muestra en la **Figura 11**.

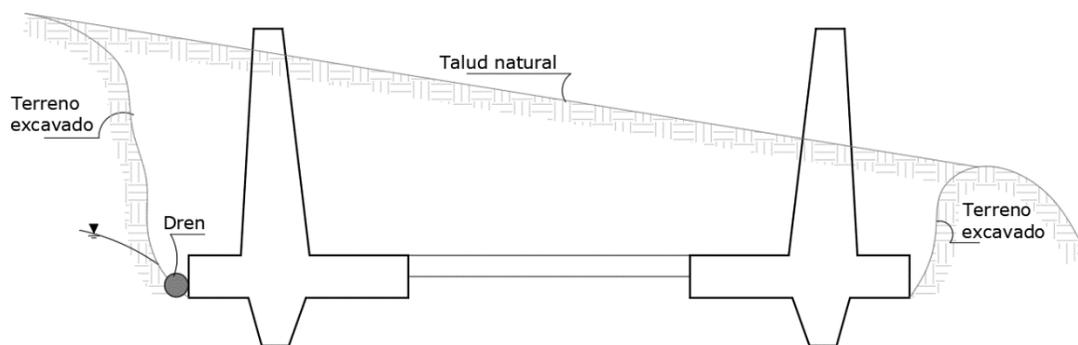


Figura 11. Reservorio con Paredes Expuestas, Condición de ISE Caso III. Cimentación Flexible.

Fuente: Elaboración propia

Modelación matemática de la Interacción Suelo-Estructura

La determinación de esfuerzos de contacto, producto de las cargas de los muros, se muestra en la Figura 12.

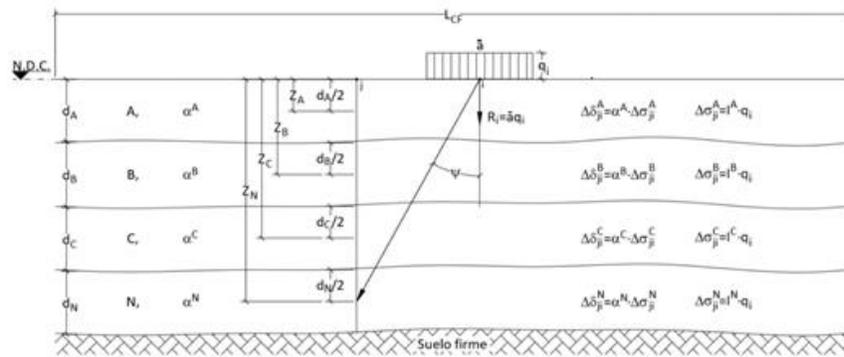


Figura 12. Esfuerzo Vertical en un Punto de un Estrato

Fuente: (Morales Ross, 2012)

Como se representa en la siguiente ecuación:

$$M_{ei} = \rho_i \cdot M_{eo} \quad \text{Ec. 69}$$

Donde

ρ_i : Es el factor de recompresión, el cual para fines prácticos considera igual a uno, (Morales Ross, 2012).

M_{ei} : Es el modulo secante de deformaciones unitaria para la recompresión o Módulo de compresibilidad volumétrica en precompresión del estrato investigado

(m²/kN), corresponde a la respuesta elástica máxima, el cual para fines de prácticos se puede considerar el inverso del módulo de elasticidad).

En la Tabla 13, se observa valores que facilitan los cálculos de los factores de la Ec. 69 y Ec. 70, valores que no excluyen a los obtenidos en el análisis del laboratorio.

$$\alpha^N = M_{ei} \cdot d_i \quad \text{Ec. 70}$$

α^N : Es la deformación volumétrica

Tabla 13

Valores Orientativos de NSPT, Resistencia a Compresión Simple y Módulo de Elasticidad de Suelos

Tipo de suelo	Nº golpes ensayo SPT, N _{SPT}	Resistencia a compresión simple, q _u (kN/m ²)	Módulo de elasticidad, E (MN/m ²)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10-25	80 - 150	8-40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5000	500 - 8000
Rocas duras	Rechazo	5000 - 40000	8000 - 15000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40000	> 15000

Fuente: (Rodríguez Galbarro, 2011)

La carga aplica como muestra en la **Figura 13**, genera deformaciones volumétricas para una determinada área tributaria, como se muestra en la **Figura 14**.

	1	2	3	4	i	
A	I_{11}^A	I_{21}^A	I_{31}^A	I_{41}^A	I_{i1}^A	α^A
B	I_{11}^B	I_{21}^B	I_{31}^B	I_{41}^B	I_{i1}^B	α^B
C	I_{11}^C	I_{21}^C	I_{31}^C	I_{41}^C	I_{i1}^C	α^C
N	I_{11}^N	I_{21}^N	I_{31}^N	I_{41}^N	I_{i1}^N	α^N

Figura 13. Factores de Influencia para Carga Unitaria

Fuente: (Morales Ross, 2012)

$$\begin{bmatrix} \delta_{11} \\ \delta_{21} \\ \delta_{31} \\ \delta_{41} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} I_{11}^A & I_{21}^A & I_{31}^A & I_{41}^A \\ I_{11}^B & I_{21}^B & I_{31}^B & I_{41}^B \\ I_{11}^C & I_{21}^C & I_{31}^C & I_{41}^C \end{bmatrix}^T \cdot \begin{bmatrix} \alpha^A \\ \alpha^B \\ \alpha^C \end{bmatrix} \quad \text{Ec. 71}$$

$$|\delta_{ji}| = [I_{ji}^N]^T \cdot |\alpha^N| \quad \text{Ec. 72}$$

Para estimar los factores de influencia, se utiliza la solución la solución de Zeevaert, para un área rectangular uniformemente cargada, mostrado en la **Figura 14**.

Para generar la matriz $[I_{ji}^N]$.

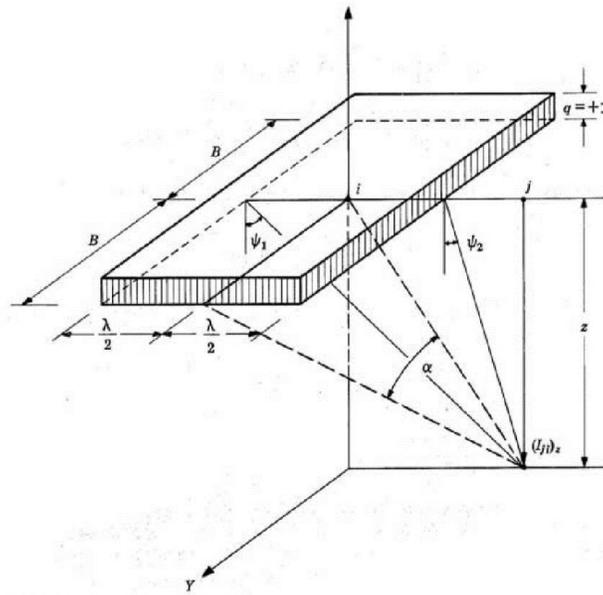


Figura 14. Solucion de Zeevaert para un Area Rectangular Uniformemente Cargada

Fuente: (Zeevaert, 1980)

χ: 1.5 Solución de WESTERGAARD para un suelo fuertemente estratificado reforzado por estratos horizontales múltiples e indeformables

$$I_{Fn} = \frac{x}{2\pi} \left(\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right)^{(x+2)/2} \quad \text{Ec. 73}$$

χ: 2.0 Suelo estratificado, con estratos de diferentes deformabilidades.

$$I_{ji} = \frac{1}{\pi} \left(\alpha_0 + \frac{1}{2} \text{sen } 2\alpha_0 \right) (\text{sen } \varphi_1 - \text{sen } \varphi_2) \quad \text{Ec. 74}$$

χ: 3.0 Solución de BOUSSINESQ, suelo homogéneo e isótropo.

$$I_{ji} = \frac{3}{2\pi} \left(\text{sen } \alpha_0 - \frac{\text{sen}^3 \alpha_0}{3} \right) \cdot \{ (\varphi_1 - \varphi_2) + \text{sen}(\varphi_1 - \varphi_2) \cdot \text{cos}(\varphi_1 + \varphi_2) \} \quad \text{Ec. 75}$$

χ : 4.0 Suelo homogéneo en que la compresibilidad se reduce con la profundidad, como en el caso de las arenas.

$$I_{ji} = \frac{1}{\pi} \left(\frac{3}{2} \alpha_0 + \frac{3}{4} \text{sen } 2\alpha_0 + \text{sen } \alpha_0 \cdot \cos^3 \alpha_0 \right) \cdot \left\{ (\text{sen } \varphi_1 - \text{sen } \varphi_2) - \frac{1}{3} (\text{sen}^3 \varphi_1 - \text{sen}^3 \varphi_2) \right\} \quad \text{Ec. 76}$$

Donde

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}} \quad \text{Ec. 77}$$

$$\varphi_1 = \tan^{-1} \frac{x + \lambda/2}{z} \quad \text{Ec. 78}$$

$$\varphi_2 = \tan^{-1} \frac{x - \lambda/2}{z} \quad \text{Ec. 79}$$

Utilizando la ecuación anterior, se tiene la siguiente matriz

$$|\bar{\delta}_{ji}| = \begin{bmatrix} |\delta_{j1}|^T \\ |\delta_{j2}|^T \\ |\delta_{j3}|^T \\ |\delta_{j4}|^T \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{21} & \delta_{31} & \delta_{41} \\ \delta_{12} & \delta_{22} & \delta_{32} & \delta_{42} \\ \delta_{13} & \delta_{23} & \delta_{33} & \delta_{43} \\ \delta_{14} & \delta_{24} & \delta_{34} & \delta_{44} \end{bmatrix} \quad \text{Ec. 80}$$

Multiplicada por el matriz de cargas, ecuación matricial de asentamientos o hundimientos EMA, siendo un análisis bidimensional, se realiza para sentidos de la cimentación.

$$|\delta_i| = [\delta_{ji}]^T \cdot |q'_i| \quad \text{Ec. 81}$$

O bien

$$\begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{31} & \delta_{41} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \delta_{32} & \delta_{42} \\ \delta_{31} & \delta_{32} & \delta_{33} & \delta_{43} \\ \delta_{41} & \delta_{42} & \delta_{34} & \delta_{44} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} q'_1 \\ q'_2 \\ q'_3 \\ q'_4 \end{bmatrix} \quad \text{Ec. 82}$$

Siendo un elemento simétrico en ambos ejes, se determina las reacciones para una matriz de desplazamiento unitario.

$$|\delta_m| = [1] \quad \text{Ec. 83}$$

Reacciones para el desplazamiento unitario

$$Q_i' = EMA^{-1} \cdot \delta_m \quad \text{Ec. 84}$$

A partir del cual se estima la reacción media unitaria $\overline{Q_i'}$

Por considerarse un análisis bidimensional, se determina el factor de corrección de las reacciones

$$\bar{f} = Q_i' \cdot \overline{Q_i'}^{-1} \quad \text{Ec. 85}$$

Reacciones o Presión de contacto bidimensional

$$\bar{R} = Q_i * \bar{f} \quad \text{Ec. 86}$$

2.3.3. Marco legal para el diseño de estructuras de concreto armado

American Concrete Institute ACI 318S-14, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural

American Concrete Institute ACI 224.3R-95, Joints in Concrete Construction

American Concrete Institute ACI 350.3-01, Seismic Design of Liquid – Containing Concrete Structures and Commentary.

American Concrete Institute ACI 350.3-06, Seismic Design of Liquid – Containing Concrete Structures and Commentary.

Decreto Supremo N° 003-2016-VIVIENDA, Reglamento Nacional de Edificaciones

2.4. Definición de Términos

Junta de contracción. Muesca moldeada, aserrada o labrada en una estructura de concreto para crear un plano de debilidad y regular la ubicación de la fisuración resultante de las variaciones dimensionales de diferentes partes de la estructura.

Junta de expansión o dilatación. Separación entre partes adyacentes de una estructura de concreto, usualmente un plano vertical, en una ubicación definida en el diseño de tal modo que interfiera al mínimo con el comportamiento de la estructura, y al mismo tiempo permita movimientos relativos en tres direcciones y evite la formación en otro lugar de fisuras en el concreto y a través de la cual se interrumpe parte o todo el refuerzo adherido.

Juntas de construcción. Son superficies donde se encuentran dos vaciados (vertidos) sucesivos de concreto. Ellas se realizan por lo general al final del día de trabajo, pero pueden ser requeridas cuando el vaciado del concreto es paralizado por un tiempo mayor que el tiempo de fraguado inicial del concreto (NRMCA, pag2) (NRMCA, 2011).

CAPITULO III

METODOLOGIA

3.1. Tipo de Investigación

Clasificación Por la forma de obtener la información: Transversal

Según manifiesta (Muñoz Razo, 2011), “Son aquellas en las cuales las preguntas se cruzan entre sí para asegurar la veracidad en las respuestas”. (p.240).

Clasificación de acuerdo con el objetivo de la investigación: Descriptivo

Según (Hernandez Sampieri, 2014), indica que : “Busca especificar propiedades y características importantes de cualquier fenómeno que se analice. Describe tendencias de un grupo o población”. (p.92).

Clasificación por su método de investigación: Documental

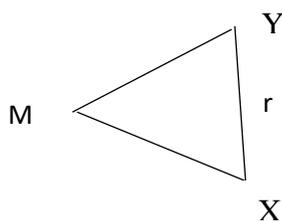
Según (Muñoz Razo, 2011), manifiesta que: “la investigación documental consiste en: “la recopilación de datos de fuentes documentales, ya sea de libros, textos, sitios Web o cualesquiera otros documentos gráficos, icnográficos y electrónicos”. (p.14).

Clasificación de acuerdo con el enfoque de la investigación: Cuantitativo

Según (Muñoz Razo, 2011), manifiesta que la investigación cuantitativa es: “investigaciones donde la recolección de datos es numérica, estandarizada y cuantificable, y el análisis de información y la interpretación de resultados permiten fundamentar la comprobación de una hipótesis mediante procedimientos estadísticos, los cuales obedecen la posibilidad de generalizar los resultados”. (p.22).

3.2. Diseño de Investigación

El diseño de la investigación es el tipo no experimental, transeccional correlacional, el cual se puede representar como:



Donde:

M: Es la muestra de estudio.

Y: Es la ubicación de las juntas de dilatación.

X: La interacción del suelo- estructura.

Y la “r” hace mención a la relación existente entre las variables estudiadas.

Según (Hernandez Sampieri, Metodología de la investigación, 1998), manifiesta que: “Estos diseños describen relaciones entre dos o más variables en un momento determinado. Se trata también de descripciones, pero no de variables individuales sino de sus relaciones, sean estas puramente correlacionales o relaciones causales”. (p.188).

3.3. Población y Muestra

3.3.1. Población.

La población está integrada por 12 diseños de reservorios, ubicados en diferentes lugares de la Región Ancash, que fueron diseñados entre los años 2000 al 2016, los cuales se pueden contar con información física y/o digital en instituciones públicas como las Entidades ediles, del gobierno como AGRORURAL, y otros.

Según (Hernandez Sampieri, 2014), manifiesta que la: “Población o universo. conjunto de todos los casos que concuerdan con determinadas especificaciones”. (p.174).

La población en estudio son los reservorios diseñados en el periodo comprendido entre los años 2000 al 2016 en la zona sierra de la Región Ancash, está representada en la Tabla 14.

Tabla 14

Lista de Reservorios Considerado como la Población de Estudio

Item	Reservorio	Muestra
1	Mejoramiento del reservorio de riego San Juan de Cotocorral del Caserío de Poncos, Distrito De Shupluy, Provincia De Yungay - Ancash	R1
2	Creación del reservorio de Shincush del centro poblado de carcas, distrito de Chiquian, provincia de Bolognesi - Ancash	R2
3	Mejoramiento del reservorio de Colcas en el canal toma del medio - distrito de San Miguel de Corpanqui - Bolognesi - Ancash	R3
4	Mejoramiento y ampliación del sistema de riego en el sector Pariaj de la localidad de Huantar, distrito de Huantar - Huari - Ancash	R4
5	Mejoramiento del servicio de agua para riego reservorio Ancupu en el centro poblado de Huata distrito de huata - Huaylas - Ancash	R5
6	Creación del reservorio de riego del sector de Casca caserío de Rayan, distrito de Yungay, provincia de Yungay - Ancash	R6
7	Mejoramiento del reservorio de riego en el sector Loma, distrito de Yungay, provincia de Yungay - Ancash	R7
8	Mejoramiento del reservorio de Quisuar distrito de Pampas Grande, provincia de Huaraz, Región Ancash	R8
9	Construcción del reservorio y mejoramiento de canal Uchcuhuaín hasta Huallpahuain Mayor Catac – Carhuaz-Ancash	R9
10	Construcción del reservorio de agua para riego del caserío de Antahuran, distrito de Jangas - Huaraz - Ancash	R10
11	Construcción del reservorio Erapampa-Huanja chico, distrito de Tarica-Huaraz-Ancash	R11
12	Construcción del reservorio Molino-Pacocha, distrito de Canis, provincia de Bolognesi - Ancash	R12

Fuente: Elaboración propia

3.3.2. Muestra.

Conocida la población, la selección de la muestra será no probabilística, del tipo intencional.

Según (Tamara & Manterola, 2017), manifiesta que el muestreo intencional: “Permite seleccionar casos característicos de una población limitando la muestra solo a estos”. (p.230).

3.4. Técnicas e Instrumento(s) de recolección de datos.

3.4.1. Técnica.

La técnica de revisión bibliográfica se utilizó para obtener información teórica sobre la temática de las variables de estudio, para el cual se va emplear es el Análisis de contenido cuantitativo.

Según (Hernandez Sampieri, 2014), manifiesta que el análisis de contenido cuantitativo: “Es una técnica para estudiar cualquier tipo de comunicación de una manera objetiva y sistemática, que cuantifica los mensajes o contenidos en categorías y subcategorías, y los somete al análisis estadístico”. (p.251).

3.4.2. Instrumento.

Para la recolección de los datos, se emplea instrumentos y procedimientos específicos propios de cada disciplina.

Según (Hernandez Sampieri, 2014), manifiesta: “En todas las áreas de estudio se han generado valiosos métodos para recolectar datos sobre variables específicas”. (p.253).

Entre los instrumentos que se utiliza son:

- Documentación digital; Diseños de en versión digital de los reservorios, proporcionados por entidad públicas, de los proyectos ya ejecutados.
- Documentación física, como expedientes técnicos ejecutados y cuentan con información de diseños.
- Software aplicativo DRCA, elaborado por el tesista.
- Formatos de diseño, elaborados en hojas de cálculo Excel.

3.4.2.1. Formato de análisis de la estabilidad

Para el cálculo de la estabilidad al volteo y al deslizamiento del muro, se utilizarán las fórmulas descritas en la teoría, con las variables mostradas en la *Figura 15*

En el formato de la *Tabla 15*, se registra información correspondiente a dimensiones de la geometría del muro y la losa del reservorio.

En el formato de la *Tabla 16*, se registra información correspondiente a las propiedades del material del reservorio como la Resistencia de diseño del concreto, datos geotécnicos del suelo en el cual reposa la losa y el muro del reservorio, además de los factores sísmicos recomendados por el RNE y el ACI.

En el formato de la *Tabla 17*, se registra el resumen de los cálculos del análisis de estabilidad, obtenidos para cada muestra a partir de la información proporcionada en las tablas 15 y 16.

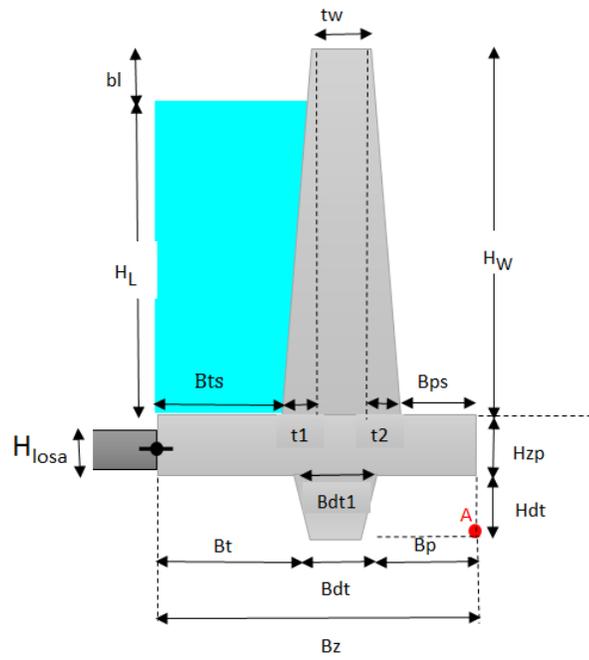


Figura 15

Dimensionamiento del Muro

Fuente: Elaboración propia

Tabla 15

Dimensiones del Muro de cada Reservorio de la Figura 15

Muestra N°	Dimensiones																	
	L (m)	B (m)	tw (m)	t1 (m)	t2 (m)	Hw (m)	HL (m)	bl (m)	Hzp (m)	Hdt (m)	Bts (m)	Bps (m)	Bt (m)	Bp (m)	Bdt1 (m)	Bdt (m)	Bz (m)	Hlosa (m)
1																		
2																		
:																		
n																		

Fuente: Elaboración propia, L y B es el largo y ancho útil de almacenamiento del reservorio

Tabla 16

Datos de Diseño

Muestra N°	Propiedades del material		Datos geotécnicos			Factores sísmicos RNE		Factores sísmicos del ACI		
	f'c (kg/cm2)	γc (ton/m3)	γs (ton/m3)	φ (°)	qu (kg/cm2)	Z	S	I	Rwi	Rwc
1										
2										
:										
n										

Fuente: Elaboración propia

Tabla 17*Formato de Resumen del Análisis de Estabilidad*

Descripción	Muestra N°				
	1	2	3	..	n
Altura de la pantalla (m)					
Altura del líquido (m):					
Borde libre (m):					
Ancho de zapata (m)					
Factor de seguridad al deslizamiento (FSD):					
Factor de seguridad al volteo (FSV):					
Ubicación de la resultante XR(m):					
Excentricidad de la resultante (m):					
Esfuerzo máximo en la zapata (ton/m2):					
Esfuerzo mínimo en la zapata (ton/m2):					
Esfuerzo máx. tercio central de la zapata (ton/m2):					
Esfuerzo min. tercio central de la zapata (ton/m2):					
Fuerza cortante en la base del muro (ton)/m:					
Momento en la base del muro (ton-m)/m:					

*Fuente: Elaboración propia***3.4.2.2. Formato de análisis sísmico**

Para la estimación de las fuerzas sísmicas, se utilizan los fundamentos teóricos descritos por el ACI 350.1. cuyos cálculos para cada muestra serán presentados en el Formato de la *Tabla 18*.

Tabla 18*Formato de Resumen del Análisis Sísmico*

Descripción	Muestras				
	1	2	3	..	n
Largo útil L(m):					
Ancho útil B(m):					
Altura de la pantalla H(m):					
Altura del líquido HL(m):					
Borde libre (m):					
Volumen (m ³)					
H/L					
Masa de líquidos acelerados impulsivo Wi (ton):					
Masa de líquidos acelerado convectivo Wc (ton):					
Periodo impulsivo Ti (seg):					
Periodo convectivo Tc (seg):					
Altura impulsiva de aplicación hi (m):					
Altura convectiva de aplicación hc (m):					
Rigidez lateral del muro K (kg/cm):					
Borde libre (m):					
Fuerza lateral impulsiva (ton)/m:					
Fuerza lateral convectiva (ton)/m:					
Cortante basal (ton)/m:					
Momento impulsivo en el muro (ton-m)/m:					
Momento convectivo en el muro (ton-m)/m:					
Momento hidrodinámico en el muro (ton-m)/m:					
Fuerza hidrostática (ton)/m:					
Momento hidrostática (ton-m)/m:					
Presión hidrostática (ton/m ²):Phd					
presión hidrodinámica (ton/m ²) Phe:					
% (Phd/Phe):					

Fuente: Elaboración propia

Tabla 19

Formato de la Incidencia de la Presión Hidrodinámica y las Dimensiones

Descripción	Muestras				
	1	2	3	...	n
Largo útil L(m):					
Ancho útil B(m):					
Altura de la pantalla H(m):					
Altura del líquido HL(m):					
Borde libre (m):					
Volumen (10^2m^3)					
H/L					
Presión hidrostática (ton/m ²):Phd					
Presión hidrodinámica (ton/m ²) Phe:					
% (Phd/Phe):					

Fuente: Elaboración propia

3.4.2.3. Formato para el reforzamiento

Previo al análisis de interacción suelo estructura, se resumen la verificación de las dimensiones y el reforzamiento, para el cual se registra en el siguiente formato de la **Tabla 20**, según la descripción de la **Figura 16**.

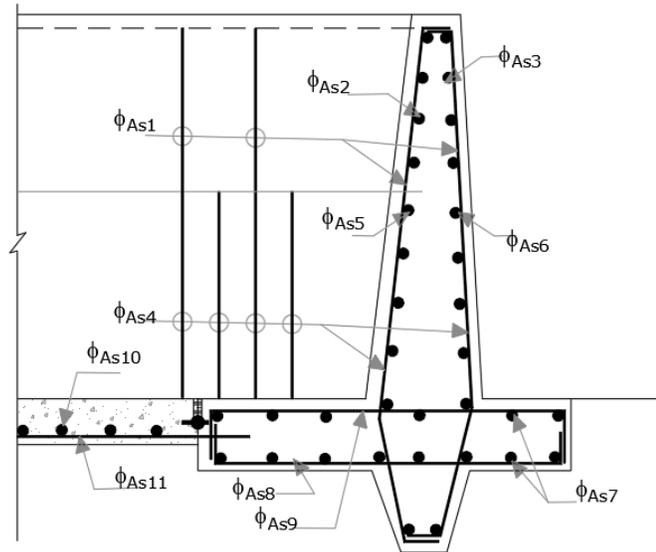


Figura 16. *Reforzamiento del Muro*

Fuente: Elaboración propia

Tabla 20

Reforzamiento del Reservorio

Acero	Muestra				
	1	2	3	..	n
φAS1					
φAS2					
φAS3					
φAS4					
φAS5					
φAS6					
φAS7					
φAS8					
φAS9					
φAS10					
φAS11					

Fuente: Elaboración propia

3.4.2.4. Análisis de ubicación de la junta de dilatación

Para analizar la que las cargas por la influencia de cada muro separado por la junta, como se muestra en la **Figura 17**, representado en el plano cartesiano (x, y) , donde el plano “x” está en la dirección de mayor longitud (L) y la dirección “y” está en la dirección de menor longitud (B).

En la **Figura 18**, se analiza las reacciones producidas por los muros segmentados a una distancia “Lj”, el cual es la distancia entre juntas de dilatación ubicadas en el lado mayor en la dirección “x”, obtenidas mediante el análisis de ISE y son comparados con las reacciones del suelo que se encuentren dentro del tercio central obtenidas mediante el análisis de la estabilidad del muro, cuyos valores se registran en la **Tabla 21**.

Así mismo, en la **Figura 19**, se analiza las reacciones producidas por los muros segmentados a una distancia “Li”, el cual es la distancia entre juntas de dilatación ubicadas en el lado mayor en la dirección “y”, obtenidas mediante el análisis de ISE y son comparados con las reacciones del suelo que se encuentren dentro del tercio central obtenidas mediante el análisis de la estabilidad del muro, cuyos valores se registran en la **Tabla 22**.

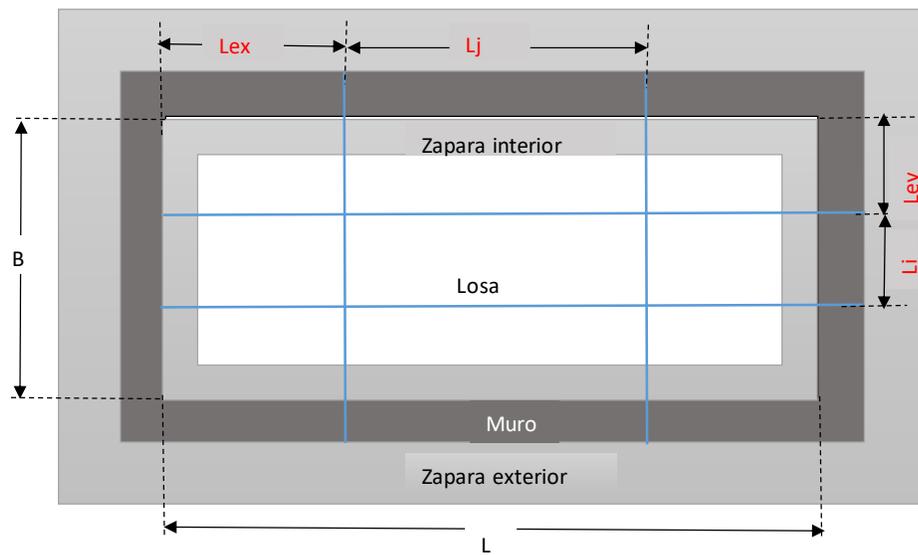


Figura 17. División en Tramos de los Muros del Reservorio en el Plano x,y

Fuente: Elaboración propia

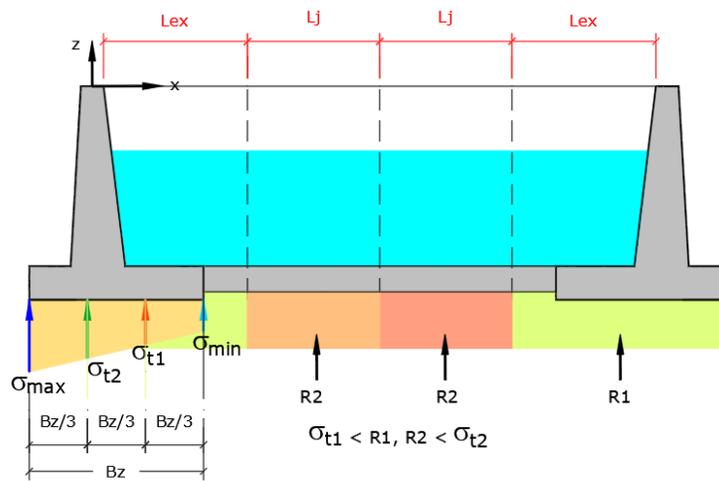


Figura 18. Análisis de las Reacciones de ISE y la Estabilidad del Muro en la Dirección “x”

Fuente: Elaboración propia

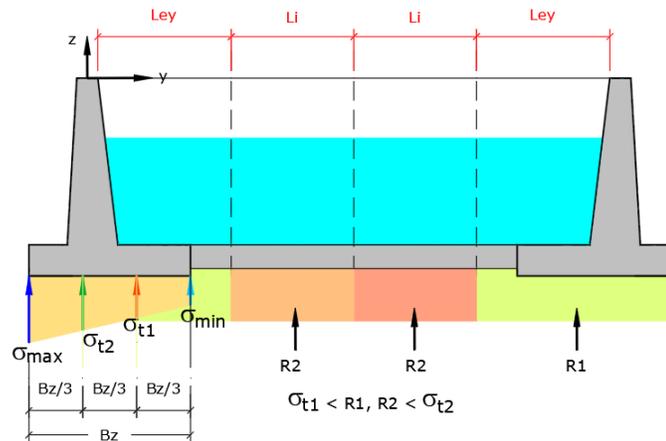


Figura 19. Análisis de las Reacciones de ISE y la Estabilidad del Muro en la Dirección “y”

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 21

Formato de Reacciones ISE de para cada Muestra

Tramos en el lado menor B (m)	Tramos en el lado mayor L (m)					
	Lex	Lj	Lj	(...)	Lj	Lex
Ley						
Li						
(:)						
Li						
Ley						

Fuente: Elaboración propia

Tabla 22

Formato de Cantidad de Tramos por Longitud de del Muro

Descripción	Muestra				
	1	2	3	..	n
L (m)					
B (m)					
Nº tramos en L					
Nº tramos en B					
Relación Lex/Ley					
Relación Lj/Li					

Fuente: Elaboración propia

3.5. Plan de procesamiento y análisis estadísticos de datos

3.5.1. Forma de tratamiento de los datos

El proceso del tratamiento de los datos obtenidos de cada muestra, es mediante la clasificación de la variable independiente y dependiente en tablas y gráficos, para proceder a realizar el análisis de correlación mediante las herramientas de software Office 2016-Excel.

3.5.2. Análisis estadístico de la información.

Las tablas de la información estadísticas se analizan mediante la apreciación del grado de correlación entre las variables.

El análisis de cada diseño de reservorio es individual, cuyos diseños dependen de las características propias que no pueden someterse a un análisis estadístico, lo que sí se puede someter a un análisis estadístico si son los resultados que pueden tener patrones similares como la distancia o cantidad de juntas de dilatación según sus dimensiones o capacidad de almacenamiento de cada reservorio.

La prueba de hipótesis se realiza mediante la prueba paramétrica de correlación Pearson, para determinar cada una de las hipótesis específicas de trabajo. Identificación de la hipótesis de trabajo H_i , luego la hipótesis Nula H_o , cuando $|r| > Valor\ crítico$, Rechace H_o , concluye que existe una relación, si $|r| \leq Valor\ crítico$, No Rechace H_o , concluye que no existe una relación

(Hernandez Sampieri, Metodología de la investigación, 1998), El coeficiente de Pearson puede variar de -1.00 a +1.00, donde:

- 1.00 = Correlación negativa perfecta
- 0.90 = Correlación negativa muy fuerte
- 0.75 = Correlación negativa considerable
- 0.50 = Correlación negativa media
- 0.10 = Correlación negativa débil
- 0.00 = No existe correlación alguna entre las variables
- +0.10 = Correlación positiva débil
- +0.50 = Correlación positiva media
- +0.75 = Correlación positiva considerable
- +0.90 = Correlación positiva muy fuerte
- +1.00 = Correlación positiva perfecta

3.6. Procedimiento de recolección de datos

Se ha recolectado de la información física y digital, de los variables de diseños registrados en la **Tabla 23**; además, con las dimensiones de las variables que se muestran en la **Figura 20**, y se registran en la **Tabla 24**; y considerando como elemento de análisis demostrativo se ha seleccionado el reservorio de Poncos, de capacidad de 280 m³, el resto de los reservorios se analizan de manera similar.

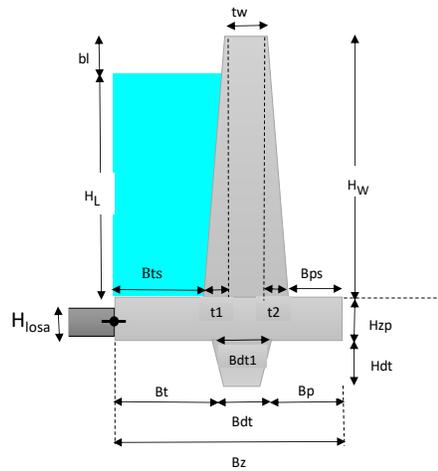


Figura 20. Dimensionamiento del Muro.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 23

Datos Geotécnicos y de Factores Sísmicos

Resev.	Datos geotécnicos			Factores sísmicos RNE		Factores sísmicos del ACI		
	γ_s (ton/m ³)	ϕ (°)	q_u (kg/cm ²)	Z	S	I	Rwi	Rwc
R1	1.81	27.50	1.75	0.35	1.15	1.25	2.75	1.00
R2	1.82	20.50	1.68	0.35	1.15	1.25	2.75	1.00
R3	1.75	19.00	1.15	0.35	1.20	1.25	2.75	1.00
R4	1.20	27.40	2.02	0.35	1.15	1.25	2.75	1.00
R5	1.45	30.00	0.90	0.35	1.20	1.25	2.75	1.00
R6	1.86	28.10	1.91	0.35	1.20	1.25	2.75	1.00
R7	1.86	22.20	1.27	0.35	1.20	1.25	2.75	1.00
R8	1.91	27.56	1.54	0.35	1.15	1.25	2.75	1.00
R9	1.82	22.50	1.65	0.35	1.15	1.25	2.75	1.00
R10	1.85	26.00	1.78	0.35	1.15	1.25	2.75	1.00
R11	1.83	21.00	1.65	0.35	1.15	1.25	2.75	1.00
R12	1.84	18.00	1.20	0.35	1.20	1.25	2.75	1.00

Fuente: Elaboración propia

Tabla 24

Características Geométricas de los Reservorios de Estudio

Resev.	Dimensiones																	
	L (m)	B (m)	tw (m)	t1 (m)	t2 (m)	Hw (m)	HL (m)	bl (m)	Hzp (m)	Hdt (m)	Bts (m)	Bps (m)	Bt (m)	Bp (m)	Bdt1 (m)	Bdt (m)	Bz (m)	Hlosa (m)
R1	12.00	10.00	0.20	0.00	0.10	2.40	2.40	0.00	0.30	0.60	0.80	0.70	0.50	0.90	0.40	0.20	1.80	0.20
R2	40.00	20.00	0.20	0.00	0.10	2.40	2.40	0.00	0.40	0.50	1.00	0.70	0.80	0.90	0.30	0.20	2.00	0.20
R3	20.00	15.00	0.25	0.00	0.10	2.50	2.50	0.00	0.50	0.00	0.75	0.80	0.52	1.03	0.35	0.35	1.90	0.20
R4	15.00	12.00	0.20	0.00	0.20	2.20	2.00	0.20	0.35	0.20	1.00	0.40	0.90	0.60	0.30	0.20	1.80	0.20
R5	15.00	15.00	0.20	0.00	0.10	3.00	2.50	0.50	0.40	0.00	1.90	0.20	1.50	0.40	0.50	0.20	2.40	0.20
R6	32.00	15.00	0.20	0.00	0.10	2.40	2.40	0.00	0.40	0.50	0.70	0.70	0.50	0.90	0.30	0.20	1.70	0.20
R7	62.00	35.30	0.20	0.00	0.00	1.50	1.50	0.00	0.30	0.40	0.50	0.50	0.40	0.60	0.20	0.20	1.20	0.20
R8	22.00	9.00	0.20	0.00	0.10	2.40	2.40	0.00	0.40	0.40	0.90	0.60	0.80	0.80	0.20	0.20	1.80	0.20
R9	15.00	11.50	0.20	0.00	0.10	2.40	2.40	0.00	0.30	0.60	0.80	0.70	0.50	0.90	0.40	0.20	1.80	0.20
R10	20.00	18.00	0.20	0.00	0.10	2.40	2.40	0.00	0.40	0.50	0.90	0.60	0.70	0.80	0.30	0.20	1.80	0.20
R11	15.00	10.90	0.20	0.00	0.10	2.40	2.20	0.20	0.30	0.45	0.70	0.80	0.40	1.00	0.40	0.20	1.80	0.20
R12	20.00	15.00	0.20	0.00	0.10	2.40	2.40	0.00	0.40	0.80	0.90	0.90	0.70	1.10	0.30	0.20	2.10	0.20

Fuente: Elaboración propia

3.6.1. Diseño de estabilidad al deslizamiento y volteo

Se realiza el diseño respetando las dimensiones consideradas en el expediente técnico, debido a que son estructuras ya construidos.

a) Dimensionamiento:

$$t1 = 0.00m; t2 = 0.10m ; tw = 0.20m ; Bps = 0.70m ; Hzp = 0.30m.$$

$$Hdt = 0.60m ; Bp = 0.90m ; Bdt = 0.20m ; Bdt1 = 0.40m ; Bt = 0.50m.$$

$$Bts = 0.80m ; Bz = 1.80m ; Hsu = Hzp + Hdt = 0.90m ; Hlosa=0.20m.$$

$$twp=(2.tw+t1+t2)/2 = 0.25m$$

b) Diseño por estabilidad:

- Datos geotécnicos

Angulo de fricción del suelo: $\Phi_s=27.50^\circ$

Capacidad portante: $\sigma_t=1.75 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico del suelo: $\gamma_s = 1.81 \text{ ton/m}^3$

Con las variables indicadas, se calcula los coeficientes de empuje activo y pasivo del suelo:

$$Ka = \frac{1 - \text{seno}\Phi_s}{1 + \text{seno}\Phi_s}$$

$$Kp = \frac{1 + \text{seno}\Phi_s}{1 - \text{seno}\Phi_s}$$

$$Ka=0.368 ; Kp=2.716$$

- Fuerzas actuantes en el muro, se muestra en la **Figura 21**, y los valores se registran en la **Tabla 25** y **Tabla 26**.

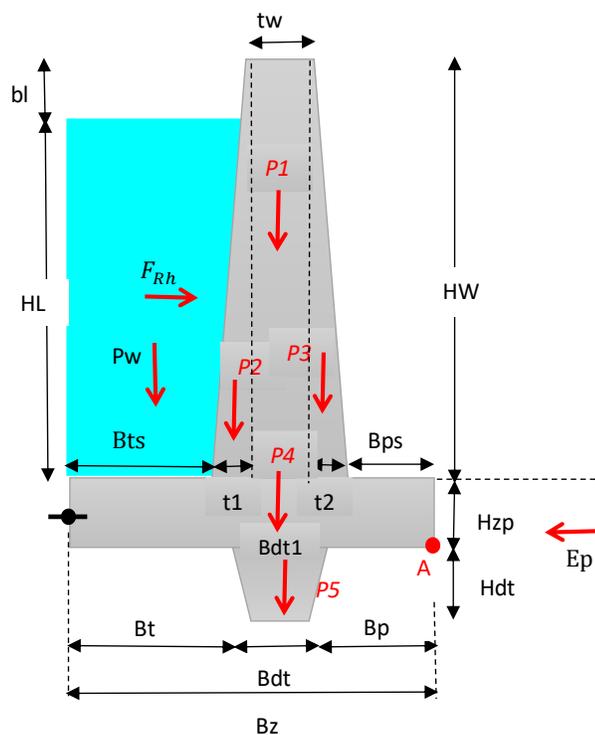


Figura 21. Fuerzas Actuantes

Fuente: Elaboracion propia

Peso específico del agua: $\gamma = 1.0 \text{ ton}/\text{m}^3$

Peso específico del concreto: $\gamma_c = 2.4 \text{ ton}/\text{m}^3$

Tabla 25

Fuerzas Horizontales Respecto al Punto "A"

Fhz	Fórmula	Fuerza (ton)	Yi (m)	Momento (ton-m)
Ea	$0.5(Ka).\gamma_s.Hzp^2$	0.03	0.1	0.003
F_{RH}	$0.5(\gamma).H_L^2$	2.88	0.8	2.304
Total		2.91		2.307

Fuente: Elaboración propia

El área del agua sobre la zapata, se calcula con la siguiente expresión:

$$A_w = \frac{(2Bts.H_w + t1.H_L)}{2.H_w} . H_L$$

Y su centroide, respecto al punto "A":

$$x_w = \frac{\left(\frac{Bts^2.H_L}{2} + \frac{t1.H_L^2.(t1.H_L + 3.H_w.Bts)}{6.H_w^2}\right)}{A_w}$$

Tabla 26

Fuerzas Verticales Respecto al Punto "A"

Fvt	Fórmula	Fuerza (ton)	Xi (m)	Momento (ton-m)
P1	tw.γc.Hw	1.152	0.90	1.037
P2	0.5.γc.t1.Hw	0.00	1.00	0.000
P3	0.5(γc).t2.Hw	0.288	0.767	0.221
P4	0.5(γc)Bz.Hzp	1.296	0.90	1.166
P5	0.5(γc).(Bdt1+Bdt).Hzp	0.432	1.056	0.456
p6	0.5(γ).Aw	1.92	1.40	2.688
Total		5.088		5.568

Fuente: Elaboración propia

Además,

$$E_p = \gamma s . \frac{(H_{zp} + H_{dt})^2}{2} . K_p$$

$$E_p = 1.991 \text{ ton}$$

Coefficiente de rozamiento del suelo:

$$u = 0.9 \tan(\phi_s)$$

$$u = 0.469$$

- Estabilidad al deslizamiento.

$$FSD = \frac{0.469 \times 5.088 \text{ ton} + 1.991 \text{ ton}}{2.91 \text{ ton}} = 1.503$$

El factor de seguridad al deslizamiento cumple según lo establecido en el RNE-2016, (E.020, Artículo 22).

$$FSD \geq 1.25$$

- Estabilidad al volteo.

$$FSV = \frac{5.568 \text{ ton} - m}{2.307 \text{ ton} - m} = 2.414$$

El factor de seguridad al volteo cumple según lo establecido en el RNE-2016, (E.020, Artículo 21).

$$FSV \geq 1.50$$

- Presión de contacto del muro – suelo de fundación.

Ubicación de la fuerza resultante Xr :

$$Xr = \frac{Mr - Mv}{Fvt}$$

Donde:

Mr : Momento resistente

Mv : Momento de volteo

Fvt : Fuerzas verticales

$$Xr = \frac{(5.568 - 2.307) \text{ ton} - m}{5.088 \text{ ton}} = 0.641 \text{ m}$$

Verificación de la excentricidad (ex) de la resultante:

$$ex = \frac{Bz}{2} - Xr$$

$$ex = 0.259 \text{ m}$$

$$\text{Cumple si: } ex < \frac{Bz}{6}$$

$$ex = 0.259\text{m} < 0.30\text{m}$$

Presiones máximo y mínimo de contacto:

$$\sigma_{max} = \frac{Fvt}{Bz} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{Bz}\right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{Fvt}{Bz} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot ex}{Bz}\right)$$

$$\sigma_{max} = 5.268 \text{ ton}/\text{m}^2$$

$$\sigma_{min} = 0.386 \text{ ton}/\text{m}^2$$

Una vez calculado de forma similar para todas las muestras, los resultados se registran en la **Tabla 27**.

Tabla 27*Diseño por Estabilidad del Muro de Reservorio*

Descripción	Muestras											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Altura de la pantalla (m)	2.40	2.40	2.50	2.20	3.00	2.40	1.50	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
Altura del líquido (m):	2.40	2.40	2.50	2.00	2.50	2.40	1.50	2.40	2.40	2.40	2.20	2.40
Borde libre (m):	0.00	0.00	0.00	0.20	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00
Ancho de zapata (m)	1.80	2.00	1.90	1.80	2.40	1.70	1.20	1.80	1.80	1.80	1.80	2.10
F.S deslizamiento (FSD):	1.50	3.20	2.37	1.70	1.50	1.54	1.67	2.00	1.50	3.90	1.61	1.50
Factor de seguridad al volteo (FSV):	2.41	3.27	2.89	3.79	2.00	2.26	3.17	2.54	2.41	2.82	3.01	3.38
Ubicación de la resultante XR(m):	0.64	0.71	0.64	0.70	0.82	0.58	0.49	0.61	0.64	0.62	0.71	0.90
Excentricidad de la resultante (m):	0.26	0.29	0.31	0.20	0.38	0.27	0.11	0.29	0.26	0.28	0.19	0.15
Presión máxima en la zapata (ton/m2):	5.27	4.64	8.12	4.05	7.12	5.85	3.29	4.33	3.37	3.39	3.00	3.08
Presión mínima en la zapata (ton/m2):	0.39	3.69	0.05	3.18	6.18	0.10	0.92	3.26	2.56	2.19	2.40	2.73
Fuerza cortante (ton)/m:	2.88	2.88	3.13	2.00	3.13	2.88	1.13	2.88	2.88	2.88	2.42	2.88
Momento (ton-m)/m:	2.30	2.30	2.60	1.33	2.60	2.30	0.56	2.30	2.30	2.30	1.78	2.30

Fuente: Elaboración propia

3.6.2. Estimación de fuerzas sísmicas.

Para la estimación de las fuerzas sísmicas, se idealiza el movimiento de la masa en dirección de la mayor longitud, como se muestra en la **Figura 22**.

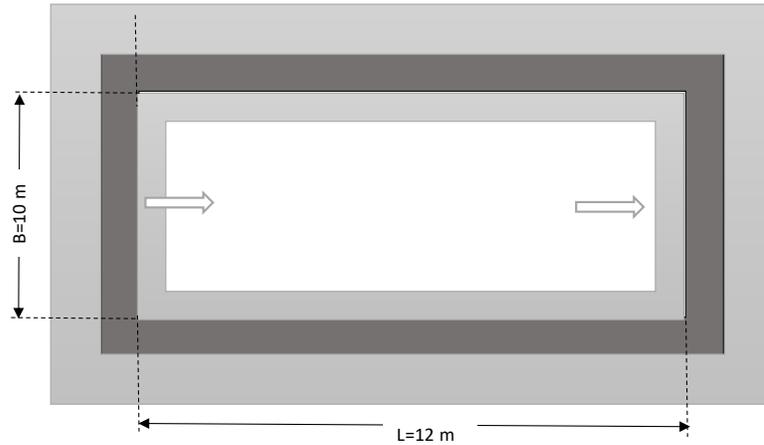


Figura 22. Dirección del Sismo

Fuente: Elaboración propia

Datos: $B = 10.00\text{m}$; $L = 12.00\text{m}$

- Propiedades del material

Resistencia del concreto: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad: $Ec = 15000\sqrt{f'c} = 2.132(10^4) \text{ Mpa}$

Coefficiente de masa efectiva

$$ec = 0.0151 \left(\frac{L}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{L}{H_L} \right) + 1.021 \geq 1.0$$

$ec = 0.445$, considerar: $ec = 1.00$

Peso del muro:

$$Ww = ec.Hw.twp.B.\gamma_c = 14.40 \text{ ton}$$

Peso de la losa:

$$W_{losa} = (B + 2twp)(L + 2twp).Hzp.\gamma_c = 94.50 \text{ ton}$$

Peso de muros:

$$W_{muros} = 2(B + L + 2twp).twp.Hw.\gamma_c = 64.80 \text{ ton}$$

Peso del líquido:

$$WL = 2B.L.H_L.\gamma = 288.00 \text{ ton}$$

- Modelo dinámico
- Masa equivalente impulsivo:

$$W_i = \frac{\tanh\left(0.866 \frac{L}{H_L}\right)}{0.866 \frac{L}{H_L}}.WL = 66.49 \text{ ton}$$

Masa equivalente convectivo:

$$W_c = 0.264 \left(\frac{L}{H_L}\right). \tanh\left(3.16 \frac{H_L}{L}\right).WL = 212.70 \text{ ton}$$

- Altura de los centros de gravedad (excluyendo la presión basal).

$$\text{Relación: } \frac{L}{H_L} = \frac{12}{2.4} = 5$$

$$\text{Para la relación: } \frac{L}{H_L} \geq 1.333$$

$$h_i = 0.375(H_L) = 0.90m$$

$$hc = \left[1 - \frac{\cosh\left(3.16 \frac{H_L}{L}\right) - 1}{3.16 \left(\frac{H_L}{L}\right) \cdot \sinh\left(3.16 \left(\frac{H_L}{L}\right)\right)} \right] \cdot H_L = 1.238m$$

- Alturas de los centros de gravedad (incluyendo la presión basal).

Para la relación: $\frac{L}{H_L} \geq 0.75$

$$h'i = \left[\frac{0.866 \frac{L}{H_L}}{2 \tanh\left(0.866 \frac{L}{H_L}\right)} - \frac{1}{8} \right] \cdot H_L = 4.898m$$

$$h'c = \left[1 - \frac{\cosh\left(3.16 \frac{H_L}{L}\right) - 2.01}{3.16 \left(\frac{H_L}{L}\right) \cdot \sinh\left(3.16 \left(\frac{H_L}{L}\right)\right)} \right] \cdot H_L = 6.921m$$

- Propiedades dinámicas.

- Periodo convectivo T_c :

$$Im = \sqrt{3.16(g) \tanh\left(3.16 \frac{H_L}{L}\right)} = 4.164 \text{ m}^{1/2}/s$$

Frecuencia: $w_c = \frac{Im}{\sqrt{L}} = 1.202 \text{ s}^{-1}$

$$T_c = \frac{2\pi}{w_c} = 5.23 \text{ s}$$

- Periodo impulsivo T_i :

Para este caso, se utiliza factores de zona, donde se ubica los diseños respectivos, por el cual, se utiliza las siguientes relaciones:

$$h = \frac{Hw \cdot Ww/2 + hi \cdot Wi/2}{Ww + Wi/2} = 0.991m$$

$$I_w = \frac{1m(twp^3)}{12} = 0.001m^4$$

$$q_w = \frac{(0.5W_i + W_w)g}{B.H_L} = 19.475 \text{ kN}/m^2$$

$$Pq = q_w.H_L.1m = 46.74 \text{ kN}$$

$$k = \frac{Pq.h^3}{3.Ec.I_w} = 5.456(10^{-4})m$$

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{k}{g}} = 0.047 \text{ s}$$

- Factores de amplificación espectral

Se tiene los siguientes factores sísmicos:

Según el RNE:

Factor de Zona:

Ancash, corresponde a la zona 3, cuyo factor $Z=0.35$

Factor de suelo.

Para este caso, en el estudio del suelo del expediente técnico, no se encuentra información que índice el factor de zona, sin embargo, con la descripción del tipo de suelo del RNE, y otras bibliografías, se puede determinar el factor de suelo, conociendo su capacidad portante, para el cual, para la capacidad portante de 1.75 kg/cm², corresponde un suelo del tipo S2, con un factor de suelo de 1.15 (ver **Tabla 25**).

Factor de importancia:

Siendo estructuras del almacenamiento de grandes volúmenes de agua, esta estructura debe recibir menor daño en un evento sísmico, porque

el agua puede ser un peligro que puede dañar a la población que habita debajo de ellas, en consecuencia, se considera un factor $I=1.25$

El factor de respuesta a la carga impulsiva es $R_{wi} = 2.75$, por ser una base fija.

Para todos los casos, se considera el factor de respuesta convectiva $R_{wc}=1$.

Definido los coeficientes, se determina el espectro:

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

En el RNE, no especifica los factores C_i , C_c , R_{wi} , R_{wc} , por el cual para la elaboración y análisis del espectro se realiza mediante la normatividad del ACI 350.3.-01

Para la determinación del C_i , se define los casos:

Para periodos impulsivos $T_i \leq 0.31s$; $C_i = \frac{2.75}{s}$

Para periodos impulsivos $T_i > 0.31s$

$$C_i = \frac{1.25}{T_i^{2/3}}$$

Para $T_i = 0.047s$, se tiene $C_i = 2.391$

$$\left(\frac{S_a}{g}\right)_i = \frac{Z \cdot I \cdot C_i \cdot S}{R_{wi}} = 0.4375$$

Para la determinación del C_c , se define los casos:

Para periodos convectivos $T_c \geq 2.4s$; $C_c = \frac{6}{T_c^2}$

Para periodos convectivos $T_c < 2.4s$

$$C_c = \frac{1.875}{T_c^{2/3}}$$

Para $T_c = 5.23s$, se tiene $C_c = 0.22$

$$\left(\frac{S_a}{g}\right)_c = \frac{Z \cdot I \cdot C_c \cdot S}{R_w c} = 0.11$$

La intervención de dos tipos de respuestas, impulsivo y convectivo, de acuerdo al ACI 350.3, el espectro se divide en dos zonas como se observa en la **Figura 23**, en el cual para periodos mayores a 2.4 s, la participación del comportamiento hidrodinámico corresponde a la masa convectiva.

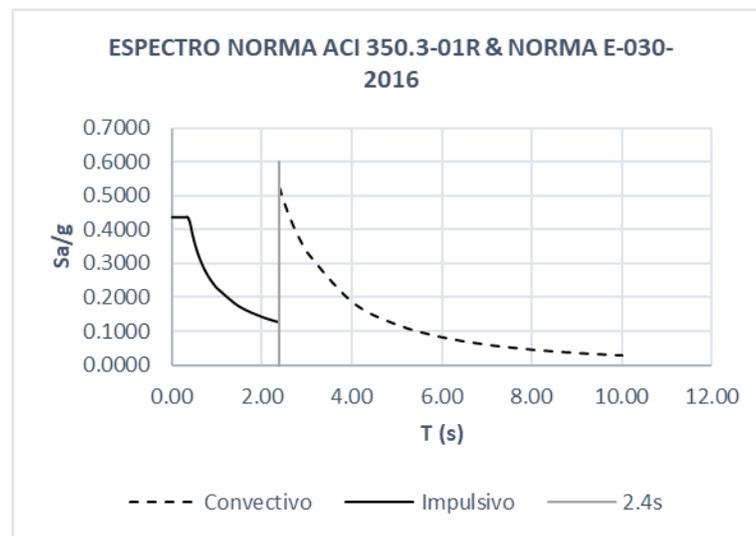


Figura 23. Espectro de Fuerzas Impulsiva y Convectiva

Fuente: Elaboración propia

Según las recomendaciones del ACI 350.3-01, se debe considerar las aceleraciones al 5% de amortiguamiento crítico para el caso de las masas impulsivas, y el coeficiente de 2.5 y la razón del

amortiguamiento crítico del periodo convectivo es de 0.5%, para el cual debe de multiplicarse por un factor de 1.5, como se observa en la Figura 24, para los valores de $C_i=2.5$; $C_c=1.5(.22) = 0.329$.

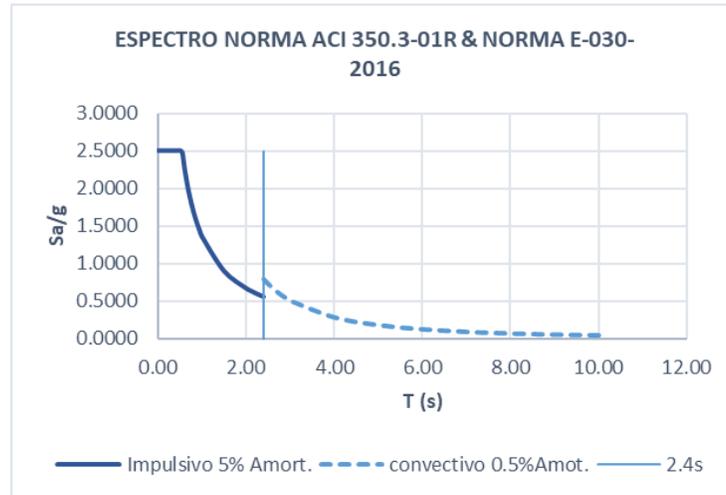


Figura 24. *Espectro Amplificado de las Fuerzas Impulsiva y Convectiva*

Fuente: Elaboración propia

Entonces se determina los coeficientes A_{hi} , A_{hc} respectivamente:

$$A_{hi} = \frac{Z \cdot I}{2 \cdot R_{wi}} \cdot \left(\frac{S_a}{g}\right)_i = 0.199$$

$$A_{hc} = \frac{Z \cdot I}{2 \cdot R_{wc}} \cdot \left(\frac{S_a}{g}\right)_c = 0.072$$

- Dinámica de fuerzas laterales – calculada por los coeficientes A_{hi} , A_{hc} :

Cortante basal

$$P_w = A_{hi} \cdot (W_{muros}) = 12.89 \text{ ton}$$

$$P_i = A_{hi} \cdot (W_i + W_{muros}) = 13.22 \text{ ton}$$

$$P_c = A_{hc} \cdot (W_c) = 15.32 \text{ ton}$$

$$V = \sqrt{(P_i^2 + P_w^2) + P_c^2} = 30.27 \text{ ton}$$

Cortante por metro lineal de muro

$$\frac{V}{B} = 3.027 \text{ ton/m}$$

Momentos en la base del muro

$$M_i = A h_i \cdot \left(W_i \cdot h_i + W_{\text{muros}} \cdot \frac{H_w}{2} \right) = 27.36 \text{ ton} - m$$

$$M_c = A h_c \cdot (W_c) \cdot h_c = 18.97 \text{ ton} - m$$

$$M_b = \sqrt{(M_i^2 + M_c^2)} = 33.30 \text{ ton} - m$$

Momento por metro lineal de muro

$$\frac{M_b}{B} = 3.33 \text{ ton} \cdot m/m$$

- Dinámica de fuerzas laterales – calculada por formulas simplificadas:

Cortante basal

$$P_w = Z \cdot S \cdot I \cdot C_i \cdot \frac{W_{\text{muros}}}{R_{wi}} = 12.61 \text{ ton}$$

$$P_i = Z \cdot S \cdot I \cdot C_i \cdot \frac{W_i}{R_{wi}} = 29.09 \text{ ton}$$

$$P_c = Z \cdot S \cdot I \cdot C_c \cdot \frac{W_c}{R_{wc}} = 23.49 \text{ ton}$$

$$V = \sqrt{(P_i^2 + P_w^2) + P_c^2} = 47.85 \text{ ton}$$

Cortante por metro lineal de muro

$$\frac{V}{B} = 4.785 \text{ ton/m}$$

Momentos en la base del muro

$$M_w = P_w \cdot \left(\frac{H_w}{2}\right) = 15.12 \text{ ton} - m$$

$$M_i = P_i(W_i \cdot h_i) = 26.18 \text{ ton} - m$$

$$M_c = P_c \cdot h_c = 29.09 \text{ ton} - m$$

$$M_b = \sqrt{(M_i^2 + M_w^2)} + M_c^2 = 50.52 \text{ ton} - m$$

Momento por metro lineal de muro

$$\frac{M_b}{B} = 5.052 \text{ ton} \cdot m/m$$

Comparando la fuerza lateral impulsiva, el cual es el mayor de todas las fuerzas que intervienen en la cortante basal, se tiene:

$$\frac{26.11 \text{ ton}}{29.09 \text{ ton}} = 89.75\%$$

Al ser mayor al 80%, se considera las fuerzas sísmicas obtenida mediante coeficientes A_{hi} , A_{hc} , como valores para el diseño, con el fin de no ser excesivamente conservadores.

- Estabilidad a las fuerzas sísmicas

Factor de seguridad al deslizamiento al sismo (F_{DS})

$$F_{DS} = \frac{W_{sec} \cdot \tan \phi}{V_b}$$

$$V_b = 3.027 \text{ ton/m}$$

$$F_{DS} = \frac{0.469 \times 5.088 \text{ ton} + 1.991 \text{ ton}}{3.027 \text{ ton}} = 1.44$$

Factor de seguridad al volteo (F_{VS})

$$F_{Vs} = \frac{Mr}{Ms}$$

$$Ms = 3.33 \text{ ton} \cdot \text{m/m}$$

$$F_{Vs} = \frac{5.568 \text{ ton} \cdot \text{m}}{3.33 \text{ ton} \cdot \text{m}} = 1.67$$

Realizando el análisis para todos los casos, se muestra en la **Tabla 28**:

Tabla 28*Diseño de Fuerzas Sísmicas*

Descripción	Reservorios											
	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12
Largo útil (m)	12.00	40.00	20.00	15.00	15.00	32.00	62.00	22.00	15.00	20.00	15.00	20.00
Ancho útil (m)	10.00	20.00	15.00	12.00	15.00	15.00	35.30	9.00	11.50	18.00	10.90	15.00
H(m)	2.40	2.40	2.50	2.20	3.00	2.40	1.50	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
HL (m):	2.40	2.40	2.50	2.00	2.50	2.40	1.50	2.40	2.40	2.40	2.20	2.40
Volumen 10 ² (m ³)	2.88	19.20	7.50	3.60	5.63	11.52	32.83	4.75	4.14	8.64	3.60	7.20
Masa impulsivo 102Wi (ton):	0.66	1.33	1.08	0.69	1.08	1.00	0.92	0.60	0.60	1.20	0.72	1.00
Masa convectivo 102Wc (ton):	2.13	15.83	5.95	3.55	4.30	9.43	27.33	3.81	3.81	6.88	3.02	5.73
Periodo impulsivo Ti (seg):	0.05	0.05	0.04	0.03	0.06	0.05	0.02	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Periodo convectivo Tc (seg):	5.23	16.49	8.23	6.93	6.29	13.24	32.17	9.19	9.19	8.39	6.40	8.39
Altura impulsiva hi (m):	0.90	0.90	0.94	0.75	0.94	0.90	0.56	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Altura convectiva de hc (m):	1.24	1.20	1.27	1.02	1.28	1.21	0.75	1.21	1.21	1.21	1.23	1.21
Rigidez lateral 103 K (kg/cm):	8.73	8.73	12.98	12.57	5.97	8.73	32.50	8.73	8.73	8.73	8.73	8.73
Borde libre (m):	0.43	0.15	0.29	0.31	0.37	0.18	0.06	0.26	0.26	0.28	0.36	0.28
Fuerza lateral impulsiva (ton)/m:	2.61	3.06	3.13	1.99	2.89	3.14	1.51	3.33	3.33	2.55	2.71	2.68
Fuerza lateral convectiva (ton)/m:	1.53	0.57	1.15	0.97	1.43	0.71	0.15	0.99	0.99	1.07	1.33	1.07
Cortante basal (ton)/m:	3.03	3.11	3.34	2.21	3.22	3.22	1.52	3.47	3.47	2.76	3.02	2.88
Momento imp. (ton-m)/m:	2.74	3.27	3.47	1.86	3.53	3.37	1.03	3.60	3.60	2.66	2.86	2.82
Momento conv. (ton-m)/m:	1.90	0.69	1.46	0.98	1.82	0.85	0.11	1.20	1.20	1.30	1.63	1.30
Momento hidrodinámico (ton-m)/m:	3.33	3.34	3.76	2.11	3.97	3.47	1.04	3.79	3.79	2.96	3.29	3.10
Factor Seg. deslizamiento (FSD):	1.44	2.99	2.24	1.44	5.42	1.40	1.47	1.70	1.49	1.59	1.41	1.49
Factor Seg. volteo (FSV):	1.67	2.26	2.02	2.05	2.62	1.50	2.01	1.54	1.71	1.98	1.85	2.52

Fuente: Elaboración propia

- Presión hidrodinámica

Distribución de la presión impulsiva

La presión máxima en la base: $y=0$

$$Q_{iy} = 0.866 \left(1 - \left(\frac{y}{H_L} \right)^2 \right) \cdot \tanh \left(\frac{L}{H_L} \right) = 0.866$$

$$p_{iw} = Q_{iy} \cdot A_{hi} \cdot \gamma \cdot g \cdot H_L = 4.053 \text{ kN/m}^2$$

Distribución de la presión convectiva, $y=0$

$$Q_{cy} = 0.4165 \frac{\cosh \left(3.162 \frac{y}{L} \right)}{\cosh \left(3.162 \frac{H_L}{L} \right)} = 0.345$$

$$p_{cw} = Q_{cy} \cdot A_{hc} \cdot \gamma \cdot g \cdot L = 2.926 \text{ kN/m}^2$$

Para $y=2.40\text{m}$

$$Q_{cy} = 0.4165 \frac{\cosh \left(3.162 \frac{y}{L} \right)}{\cosh \left(3.162 \frac{H_L}{L} \right)} = 0.417$$

$$p_{cw} = Q_{cy} \cdot A_{hc} \cdot \gamma \cdot g \cdot L = 3.531 \text{ kN/m}^2$$

Presión debido a la inercia del muro

$$P_{ww} = A_{hi} \cdot t_{wp} \cdot \gamma \cdot c \cdot g = 1.17 \text{ kN/m}^2$$

Estos resultados obtenidos, se muestra en la **Figura 25**. Siendo las mayores presiones de inercia actuantes hacia el lado menor del muro.

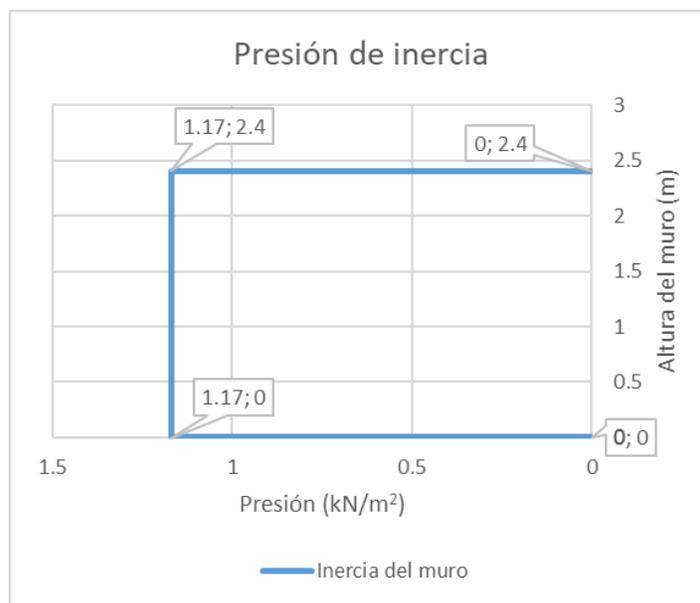


Figura 25. Presión de Inercia del Muro

Fuente: Elaboración propia

Aceleración vertical

$$Av = \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{Z}{2} \cdot \frac{I}{Rwi} \right) \cdot \left(\frac{Sa}{g} \right)_i = 0.133$$

$$pv = Av \cdot \gamma \cdot g \cdot H_L \cdot \left(1 - \frac{y}{H_L} \right) = 3.12$$

Máxima presión hidrodinámica

$$Pmax = \sqrt{(piw + Pww)^2 + pcw^2 + pv^2}$$

$$Pmax = \sqrt{(4.053 + 1.17)^2 + 2.926^2 + 3.12^2} = 6.751 \text{ kN/m}^2$$

- Distribución lineal equivalente de presiones

Diagrama impulsivo

$$qi = \frac{Ahi \cdot Wi \cdot g}{2 \cdot B} = 6.483 \text{ kN/m}^2$$

$$a_i = \frac{q_i}{H_L^2} \cdot (4H_L - 6 \cdot h_i) = 4.727 \text{ kN/m}^2$$

$$b_i = \frac{q_i}{H_L^2} \cdot (6h_i - 2H_L) = 0.675 \text{ kN/m}^2$$

De manera similar, en la Figura 26, se muestra la presión impulsiva y su equivalente.

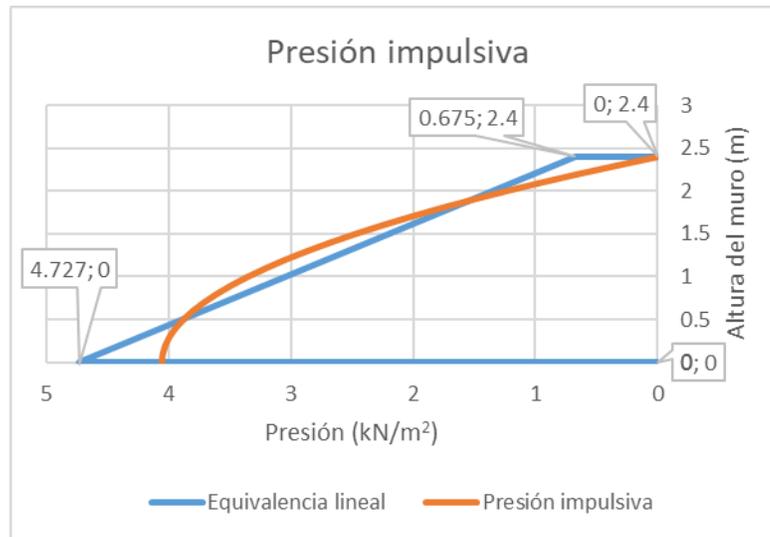


Figura 26. Presión Impulsiva sobre el Muro

Fuente: Elaboración propia

Diagrama convectivo

$$q_c = \frac{A h_c \cdot W c \cdot g}{2 \cdot B} = 7.513 \text{ kN/m}^2$$

$$a_c = \frac{q_c}{H_L^2} \cdot (4H_L - 6 \cdot h_c) = 2.83 \text{ kN/m}^2$$

$$b_c = \frac{q_c}{H_L^2} \cdot (6h_c - 2H_L) = 3.431 \text{ kN/m}^2$$

De manera similar, en la Figura 27, se muestra la presión convectiva y su equivalente.

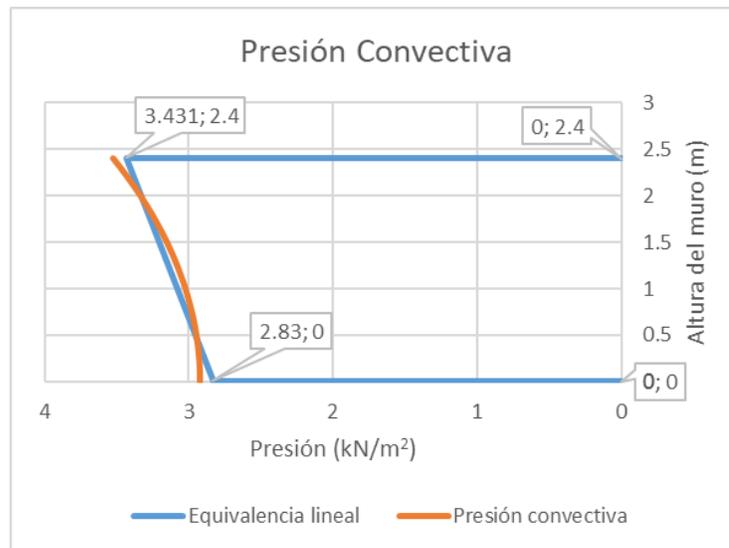


Figura 27. Presión Convectiva en el Muro

Fuente: Elaboración propia

- Borde libre

$$d_{max} = Ahc \cdot Rwc \cdot \frac{L}{2} = 0.432 \text{ m}$$

Para obtener los factores sísmicos, teniendo como referencia a la capacidad portante del suelo, se realizó el resumen de equivalencias con diferentes normas, como se muestra en la **Tabla 29**.

Tabla 29

Referencia de Equivalencia para Definir el Perfil del Suelo Según la Capacidad Portante del Suelo

Tipo de suelo	Nº golpes ensayo SPT, N _{SPT}	Resistencia a compresión simple, q _u (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad, E (10 ²) (ton/m ²)	Norma Chilena			Norma Peruana	
				Vs30 (m/s)	N1 golpes SPT, N _{SPT}	qu (kg/cm ²)	Vs30 (m/s)	Perfil de suelo
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 0.8	< 8	Suelos especiales			Suelo basada en EMS	S ₄
Suelos flojos o blandos	10-25	0.8 - 1.5	8-40	< 180			< 180	S ₃
				>= 180	>=20			
Suelos medios	25 - 50	1.5 - 3.0	40 - 100	>= 180	>=30			
				>= 350	>=40	>= 3	180 a 500	S ₂
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	3.0 - 5.0	100 - 500	>= 500	>=50	>= 4		
Rocas blandas	Rechazo	5.0 - 50.0	500 - 8000	>= 900		>= 100		
Rocas duras	Rechazo	50.0 - 400.0	8000 - 15000				500 a 1500	S ₁
Rocas muy duras	Rechazo	> 400.0	> 15000				> 1500	S ₀

Vs: Velocidad de onda, a 30m de profundidad

Fuente: Elaboración propia

3.6.3. Diseño del reforzamiento

Considerando las siguientes fuerzas:

Cortante basal por fuerzas hidrodinámicas:

$$F2 = 3.027 \text{ ton}$$

Momento basal por fuerzas hidrodinámicas:

$$M2 = 3.33 \text{ ton-m}$$

- Combinaciones de cargas.

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.4CL$$

CM: Carga muerta, CV: Carga viva, CS: Carga del sismo, CL: Carga del líquido.

Combinaciones de la fuerza cortante:

$$U1 = 1.7F1 = 4.896 \text{ ton}$$

$$U2 = 1.25F1 + F2 = 6.627 \text{ ton}$$

Combinaciones en la base:

$$MU1 = 1.7M1 = 3.917 \text{ ton} - m$$

$$MU2 = 1.25M1 + M2 = 6.21 \text{ ton} - m$$

En el caso que el reservorio sea diseñado para el uso de infraestructura sanitaria, aumentar multiplicando por el factor 1.3, correspondiente al coeficiente de durabilidad sanitaria.

- Reforzamiento vertical del muro:

Espesor en la base del muro: $tb = 0.30 \text{ m}$

Espesor en la corona del muro: $tw = 0.20 \text{ m}$

Diámetro comercial del acero seleccionado: $\phi_{as} = \frac{3}{8}''$

Área del acero comercial: $A\phi = 0.71 \text{ cm}^2$

Recubrimiento en muro: $r = 5 \text{ cm}$

$d = tb - r - \frac{db}{2} = 0.245 \text{ m}; b = 100 \text{ cm}$

$Mu = \text{Max}(\text{abs}(MU1, MU2)) = 6.21 \text{ ton} - \text{m}.$

Verificación de la cortante:

$Vc = 0.53\sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 18.84 \text{ ton}.$

$$Vc > \text{Max}(\text{abs}(U1, U2))$$

$Vc = 18.84 \text{ ton} > 6.627 \text{ ton}$; Cumple con el diseño.

Calculo del acero:

Para el cálculo del acero se utiliza la siguiente expresión:

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

Para resolver las dos ecuaciones, se utiliza la ecuación general cuadrática:

$$A \cdot x^2 + B \cdot x + C = 0$$

$$A = \frac{-fy}{1.7(f'c)d} = -11.765 \text{ m}^{-1}; B = d = 0.245 \text{ m}$$

$$C = \frac{-Mu}{\phi \cdot fy} = -1.49(10)^{-4} m^3 ; \phi = 0.90$$

$$As = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2A} = 6.266 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo:

$$As_{min} = 0.0020 \cdot b \cdot \frac{tb}{2} = 3.00 \text{ cm}^2$$

Selección del área de acero:

$$As\phi = \text{Max}(As, As_{min}) = 6.266 \text{ cm}^2$$

Distribución vertical del acero ($S \leq 40 \text{ cm}$):

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{(As\phi/A\phi)} = 11.332 \text{ cm}$$

$$3/8" @ 12 \text{ cm}$$

Línea de corte del acero:

$$h_{ct} = H_w - \left(\frac{3M_1}{1.7 \cdot \gamma \cdot 1m} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.804 \text{ m}$$

- Acero horizontal en el muro:

Sobre la línea de corte:

Cara externa:

$$As = 0.0020 t_w \cdot b = 4 \text{ cm}^2$$

$$As_1 = \frac{2}{3} As = 2.667 \text{ cm}^2$$

Diámetro comercial del acero seleccionado: $\phi_{as} = \frac{3}{8}"$

Área del acero comercial: $A\emptyset = 0.71\text{cm}^2$

Distribución horizontal del acero ($S \leq 40\text{ cm}$):

$$S = \frac{100\text{ cm}}{(As\emptyset/A\emptyset)} = 26.625\text{ cm}$$

$$3/8" @ 27\text{ cm}$$

Cara interna:

$$As2 = \frac{1}{3}As = 1.333\text{ cm}^2$$

$$S = \frac{100\text{ cm}}{(As\emptyset/A\emptyset)} = 53.25\text{ cm}$$

$$3/8" @ 40\text{ cm}$$

Debajo la línea de corte:

Cara externa:

$$As = 0.0020tb.b = 6\text{ cm}^2$$

$$As1 = \frac{2}{3}As = 4\text{ cm}^2$$

Diámetro comercial del acero seleccionado: $\emptyset as = \frac{3}{8}"$

Área del acero comercial: $A\emptyset = 0.71\text{cm}^2$

Distribución horizontal del acero ($S \leq 40\text{ cm}$):

$$S = \frac{100\text{ cm}}{(As\emptyset/A\emptyset)} = 17.75\text{ cm}$$

$$3/8" @ 18\text{ cm}$$

Cara interna:

$$As2 = \frac{1}{3} As = 2 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{(As\phi/A\phi)} = 35.5 \text{ cm}$$

$$\frac{3}{8}'' @ 35 \text{ cm}$$

- Verificación por fisuramiento:

De acuerdo al RNE, se tiene el valor de $Z_{max}=26 \text{ kN}=2.65*10^6 \text{ ton/m}$

El recubrimiento $dc=70\text{mm}$; $db=9.5\text{cm}$; $ys=dc+0.5db$; $As=71 \text{ mm}^2$

$Act=2ys.b= 3.588*10^4 \text{ mm}^2$; para este caso $b =24 \text{ cm}$, correspondiente

al espaciamiento del acero vertical en la base del muro.

Para las condiciones de servicio, el momento:

$$Ms = \frac{2.30 \text{ ton} - m}{1.7} = 1.353 \text{ ton} - m$$

$$fs = \frac{Ms}{0.9*d*As}$$

$$fs = \frac{1.353 \text{ ton} - m}{0.9 * 300\text{mm} * 71\text{mm}^2} = 6.403 * 10^7 \text{ kg/m}^2$$

$$Zcal = fs * \sqrt[3]{dc * Act} = 8.703 * 10^6 \text{ kg/m}$$

Espaciamiento máximo por fisuración:

$$S = \frac{0.5Z^3}{dc^2 * fs^3} = 25.63 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el espaciamiento calculado controla el ancho de las fisuras.

- Reforzamiento en la zapata:

Reacciones en la zapata:

Cuando se realiza el análisis de estabilidad del muro, también se determina las reacciones en la base, como se muestra en la **Figura 28**.

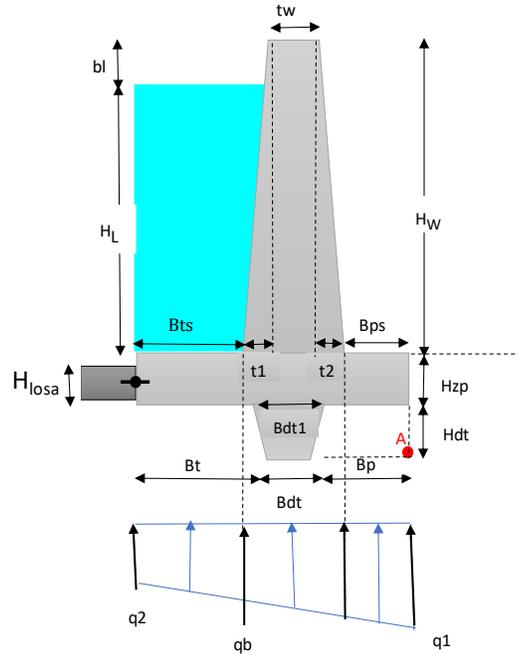


Figura 28. Presión de Contacto en el Puntal y Talón del Muro

Fuente: Elaboración propia

$$q1 = 5.268 \text{ ton/m}^2$$

$$q2 = 0.386 \text{ ton/m}^2$$

$$qb = q2 + (q1 - q2) \cdot \frac{Bts}{Bz} = 2.556 \text{ ton/m}^2$$

Diseño del puntal (tramo Bps):

$$\text{Peso: } W_{pp} = Bps \cdot H_{zp} \cdot \gamma_c = 0.504 \text{ ton/m}$$

$$\text{Combinación de carga: } U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = abs(1.4W_{pp} - 1.7q1(1m)) = 8.25 \text{ ton/m}$$

$$\text{Reacción: } R_y = U \cdot Bps = 5.775 \text{ ton}$$

Momento:

$$Mu = U \cdot \frac{Bps^2}{2} = 2.021 \text{ ton} - m$$

Altura de la zapata: $H_{zp} = 0.30 \text{ m}$

Diámetro comercial del acero seleccionado: $\phi_{as} = \frac{3}{8}''$

Área del acero comercial: $A\phi = 0.71 \text{ cm}^2$

Recubrimiento en muro: $r = 7 \text{ cm}$

$$d = H_{zp} - r - \frac{db}{2} = 0.225 \text{ m}; b = 100 \text{ cm}$$

Para el cálculo del acero se utiliza la siguiente expresión:

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

Para resolver las dos ecuaciones, se utiliza la ecuación general cuadrática:

$$A \cdot x^2 + B \cdot x + C = 0$$

$$A = \frac{-fy}{1.7(f'c)d} = -11.765 \text{ m}^{-1}; B = d = 0.225 \text{ m}$$

$$C = \frac{-Mu}{\phi \cdot fy} = -4.851(10)^{-5} \text{ m}^3; \phi = 0.90$$

$$As = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2A} = 2.178 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo:

$$As_{min} = 0.0012 \cdot b \cdot H_{zp} = 3.60 \text{ cm}^2$$

Selección del área de acero:

$$As\emptyset = \text{Max}(As, As_{min}) = 3.6 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero de flexión ($S \leq 40 \text{ cm}$):

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{(As\emptyset/A\emptyset)} = 19.722 \text{ cm}$$

$$3/8" @ 20 \text{ cm}$$

Acero transversal, se considera el acero mínimo:

$$As_{min} = 0.0012 \cdot b \cdot H_{zp} = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{(As_{min}/A\emptyset)} = 19.722 \text{ cm}$$

$$3/8" @ 20 \text{ cm}$$

Diseño del talón (tramo Bts):

$$\text{Peso de la zapata: } W_{pp} = Bts \cdot H_{zp} \cdot \gamma_c = 0.576 \text{ ton/m}$$

Peso del agua sobre la zapata:

$$Wl = H_L \cdot Bts \cdot \gamma = 1.92 \text{ ton/m}$$

Combinación de carga: $U = 1.4CM + 1.7CV + 1.4CL$

$$U = \text{abs} \left(1.4W_{pp} - 1.7 \left(\frac{qb+q2}{2} \right) (1m) + 1.4Wl \right) = 0.994 \text{ ton/m}$$

$$\text{Reacción: } R_y = U \cdot Bts = 0.795 \text{ ton}$$

Momento:

$$Mu = U \cdot \frac{Bts^2}{2} = 0.318 \text{ ton} - m$$

Altura de la zapata: $H_{zp} = 0.30 \text{ m}$

Diámetro comercial del acero seleccionado: $\emptyset_{as} = \frac{3}{8}"$

Área del acero comercial: $A\emptyset = 0.71\text{cm}^2$

Recubrimiento en muro: $r = 7\text{cm}$

$$d = Hzp - r - \frac{db}{2} = 0.225\text{m}; b = 100\text{ cm}$$

Para el cálculo del acero se utiliza la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{Mu}{\emptyset \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

Para resolver las dos ecuaciones, se utiliza la ecuación general cuadrática:

$$A \cdot x^2 + B \cdot x + C = 0$$

$$A = \frac{-f_y}{1.7(f'_c)d} = -11.765\text{ m}^{-1}; B = d = 0.225\text{ m}$$

$$C = \frac{-Mu}{\emptyset \cdot f_y} = -7.633(10)^{-6}\text{m}^3; \emptyset = 0.90$$

$$A_s = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2A} = 0.339\text{ cm}^2$$

Acero mínimo:

$$A_{smin} = 0.0012 \cdot b \cdot Hzp = 3.60\text{ cm}^2$$

Selección del área de acero:

$$A_s\emptyset = \text{Max}(A_s, A_{smin}) = 3.6\text{ cm}^2$$

Distribución del acero de flexión ($S \leq 40\text{ cm}$):

$$S = \frac{100\text{ cm}}{(A_s\emptyset/A\emptyset)} = 19.722\text{ cm}$$

$$3/8" @ 20 \text{ cm}$$

Acero transversal, se considera el acero mínimo:

$$A_{smin} = 0.0012 \cdot b \cdot H_{zp} = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{(A_{smin}/A\emptyset)} = 19.722 \text{ cm}$$

$$3/8" @ 20 \text{ cm}$$

- Diseño de la losa

Acero mínimo, RNE E060 /10.5.4

$$H_{losa} = 0.20 \text{ m}$$

$$A_{smin} = 0.0012 \cdot b \cdot H_{losa} = 2.40 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{(A_{smin}/A\emptyset)} = 29.583 \text{ cm}$$

$$3/8" @ 30 \text{ cm}$$

Los valores calculados del reforzamiento de acero en muro y losa se muestran en la **Figura 29**; y para representarlo para cada muestra, se asigna una nomenclatura como se observa en la **Figura 30**, y los valores calculados para todas las muestras se registran en la **Tabla 30**.

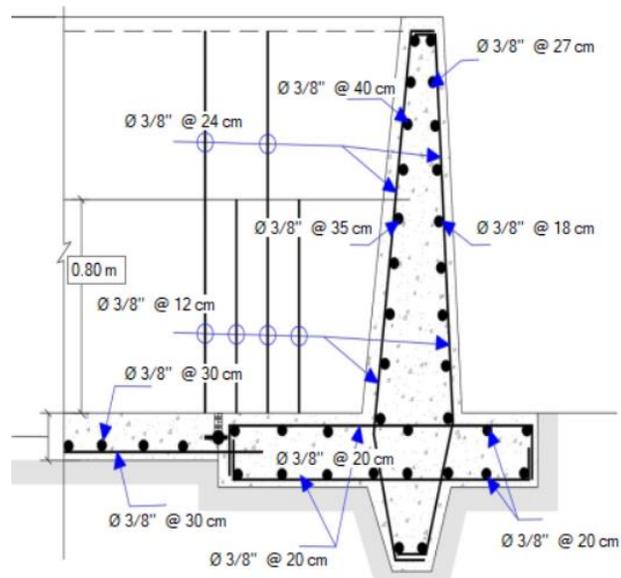


Figura 29. *Reforzamiento en Muro*

Fuente: Elaboración propia

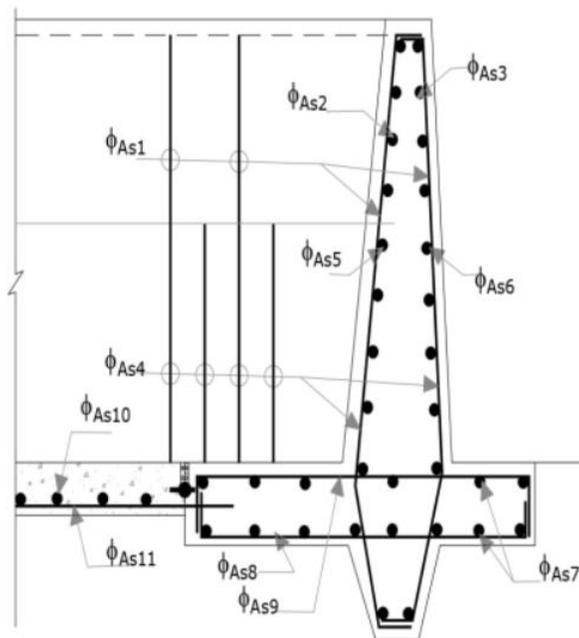


Figura 30

Nomenclatura de Reforzamiento en los Muros

Fuente: Elaboración propia

Tabla 30

Reforzamiento de la Estructura

Tipo de acero	Reservorios											
	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12
As1:	Ø 3/8" @ 28 cm	Ø 3/8" @ 28 cm	Ø 3/8" @ 30 cm	Ø 3/8" @ 36 cm	Ø 3/8" @ 24 cm	Ø 3/8" @ 28 cm	Ø 3/8" @ 40 cm	Ø 3/8" @ 26 cm	Ø 3/8" @ 28 cm	Ø 3/8" @ 30 cm	Ø 3/8" @ 36 cm	Ø 3/8" @ 30 cm
As2:	Ø 3/8" @ 40 cm											
As3:	Ø 3/8" @ 27 cm	Ø 3/8" @ 27 cm	Ø 3/8" @ 21 cm	Ø 3/8" @ 27 cm								
As4:	Ø 3/8" @ 14 cm	Ø 3/8" @ 14 cm	Ø 3/8" @ 15 cm	Ø 3/8" @ 18 cm	Ø 3/8" @ 12 cm	Ø 3/8" @ 14 cm	Ø 3/8" @ 20 cm	Ø 3/8" @ 13 cm	Ø 3/8" @ 14 cm	Ø 3/8" @ 15 cm	Ø 3/8" @ 18 cm	Ø 3/8" @ 15 cm
As5:	Ø 3/8" @ 35 cm	Ø 3/8" @ 35 cm	Ø 3/8" @ 30 cm	Ø 3/8" @ 27 cm	Ø 3/8" @ 35 cm	Ø 3/8" @ 35 cm	Ø 3/8" @ 40 cm	Ø 3/8" @ 35 cm				
As6:	Ø 3/8" @ 18 cm	Ø 3/8" @ 18 cm	Ø 3/8" @ 15 cm	Ø 3/8" @ 13 cm	Ø 3/8" @ 18 cm	Ø 3/8" @ 18 cm	Ø 3/8" @ 27 cm	Ø 3/8" @ 18 cm				
As7:	Ø 3/8" @ 20 cm	Ø 3/8" @ 15 cm	Ø 3/8" @ 12 cm	Ø 3/8" @ 17 cm	Ø 3/8" @ 15 cm	Ø 3/8" @ 15 cm	Ø 3/8" @ 20 cm	Ø 3/8" @ 15 cm	Ø 3/8" @ 20 cm	Ø 3/8" @ 15 cm	Ø 3/8" @ 20 cm	Ø 3/8" @ 15 cm
As8:	Ø 3/8" @ 20 cm	Ø 3/8" @ 15 cm	Ø 3/8" @ 12 cm	Ø 3/8" @ 17 cm	Ø 3/8" @ 15 cm	Ø 3/8" @ 15 cm	Ø 3/8" @ 20 cm	Ø 3/8" @ 15 cm	Ø 3/8" @ 20 cm	Ø 3/8" @ 15 cm	Ø 3/8" @ 20 cm	Ø 3/8" @ 15 cm
As9:	Ø 3/8" @ 20 cm	Ø 3/8" @ 15 cm	Ø 3/8" @ 12 cm	Ø 3/8" @ 17 cm	Ø 3/8" @ 15 cm	Ø 3/8" @ 15 cm	Ø 3/8" @ 20 cm	Ø 3/8" @ 15 cm	Ø 3/8" @ 20 cm	Ø 3/8" @ 15 cm	Ø 3/8" @ 20 cm	Ø 3/8" @ 15 cm
As10:	Ø 3/8" @ 30 cm											
As11:	Ø 3/8" @ 30 cm											

Fuente: Elaboración propia



3.6.4. Diseño por interacción suelo – estructura.

Cuando cumple los diseños previamente realizados, se procede a estimar las deformaciones y las reacciones de la presión del suelo, por el cual se realiza el análisis bidimensional del Método Matricial de Asentamientos EMA propuesto por el doctor Zeevaert, considerando las variables propuestos en la **Figura 31**.

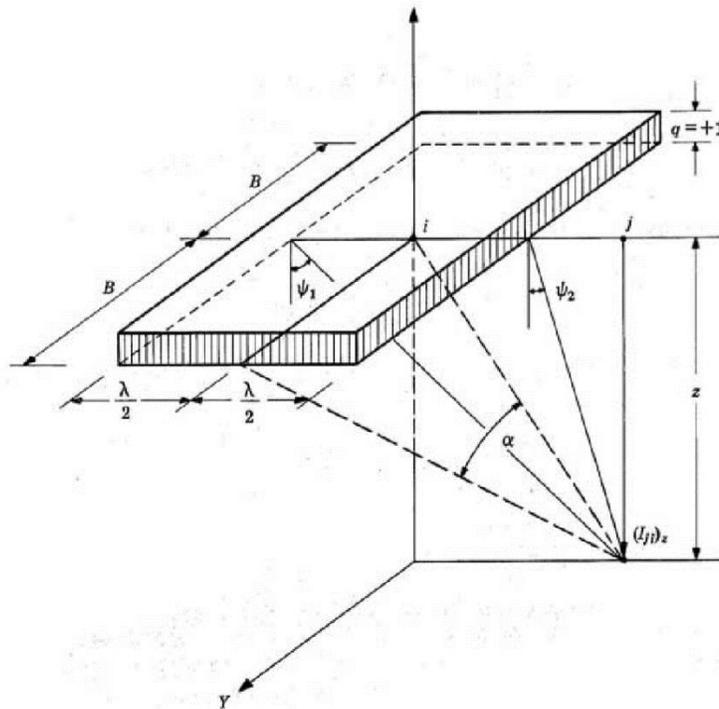


Figura 31. Área Rectangular para Factores de Influencia de Cargas

Fuente: (Zeevaert, 1980)

La ubicación de las juntas de dilatación, definen las áreas tributarias, para calcular las reacciones del suelo en la dirección del lado mayor (**Figura 32**) y dirección del lado menor (**Figura 33**).

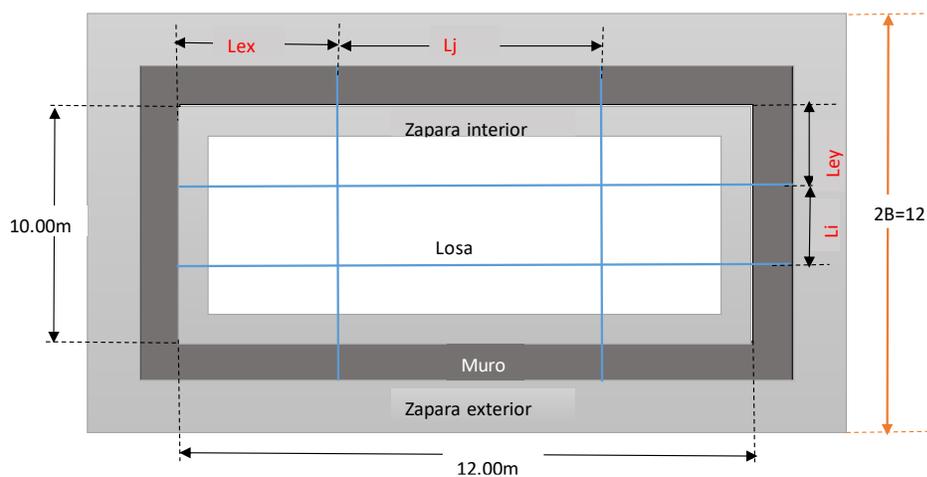


Figura 32. Definición de $2B$, para el Grafico de Zeeveart, Lado Mayor

Fuente: Elaboración propia

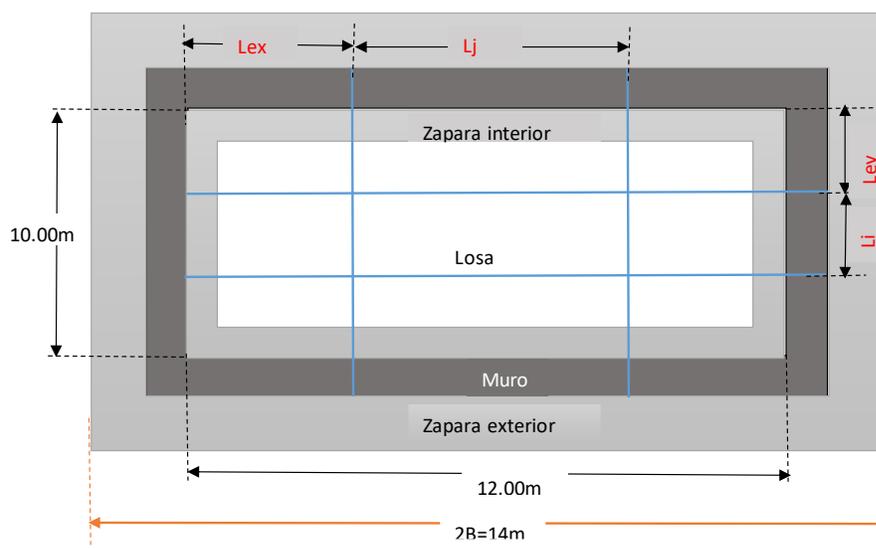


Figura 33. Definición de $2B$, para el Grafico de Zeeveart, Lado Menor

Fuente: Elaboración propia

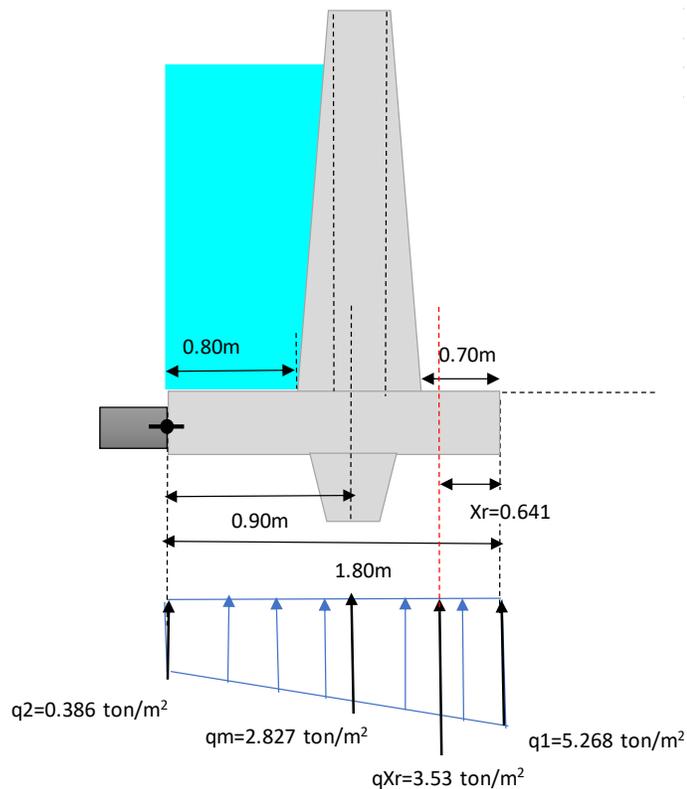


Figura 34. Reacciones del Suelo en Muro, para Comparar con las Reacciones de ISE

Fuente: Elaboración propia

Conocido los valores de las reacciones del suelo mediante el análisis de estabilidad del muro (Figura 34), se procede calcular las reacciones por análisis de Interacción Suelo Estructura, realizando la división tentativa, en este caso en tres segmentos el lado mayor, como se muestra en la **Figura 35**:

Relacionando el valor de “B” de la **Figura 32** y **Figura 33**, se tiene el valor de $B=6.0\text{m}$

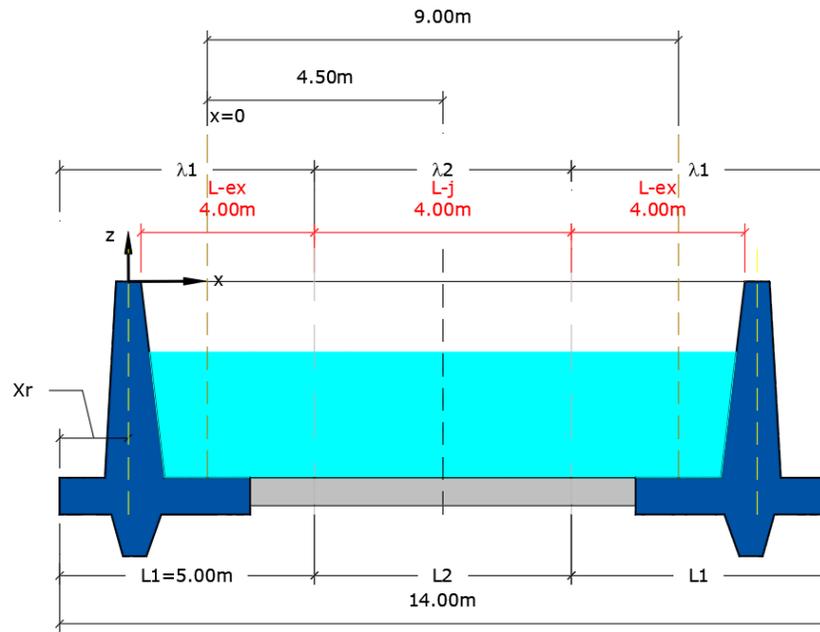


Figura 35. Dividiendo en tres Tramos en Dirección “x”

Fuente: Elaboración propia

Según el análisis del suelo, se cuenta con datos de un solo estrato de 1.50m de espesor, $z=1.50/2=0.75\text{m}$.

Utilizando las ecuaciones de Zeeveart $\chi: 2$, se estima los factores de influencia para la carga unitaria.

$x = 0 \text{ m}$, $\lambda = 5.00\text{m}$.

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}} = 1.446$$

$$\varphi_1 = \tan^{-1} \frac{x + \lambda/2}{z} = 1.279$$

$$\varphi_2 = \tan^{-1} \frac{x - \lambda/2}{z} = -1.279$$

$$I_{ji} = \frac{1}{\pi} \left(\alpha_0 + \frac{1}{2} \text{sen } 2\alpha_0 \right) (\text{sen } \varphi_1 - \text{sen } \varphi_2) = 0.957$$

$x = 4 \text{ m}, \lambda = 4.00 \text{ m}.$

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}} = 0.921$$

$$\varphi_1 = \tan^{-1} \frac{x + \lambda/2}{z} = 1.456$$

$$\varphi_2 = \tan^{-1} \frac{x - \lambda/2}{z} = 1.279$$

$$I_{ji} = \frac{1}{\pi} \left(\alpha_0 + \frac{1}{2} \text{sen } 2\alpha_0 \right) (\text{sen } \varphi_1 - \text{sen } \varphi_2) = 0.016$$

$x = 9 \text{ m}, \lambda = 5.00 \text{ m}.$

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}} = 0.586$$

$$\varphi_1 = \tan^{-1} \frac{x + \lambda/2}{z} = 1.506$$

$$\varphi_2 = \tan^{-1} \frac{x - \lambda/2}{z} = 1.456$$

$$I_{ji} = \frac{1}{\pi} \left(\alpha_0 + \frac{1}{2} \text{sen } 2\alpha_0 \right) (\text{sen } \varphi_1 - \text{sen } \varphi_2) = 0.001$$

Matriz de influencias:

$$I_{ij} = [0.957 \quad 0.016 \quad 0.001]$$

$$I_{ij}^T = \begin{bmatrix} 0.957 \\ 0.016 \\ 0.001 \end{bmatrix}$$

Deformación volumétrica por estrato ($10^{-1} \text{ m}^3/\text{ton}$):

Se puede obtener un valor aproximado de $Me_j = 1/Me$

M_e : Módulo de elasticidad del suelo.

En el estudio de suelo, no indica el valor del módulo de elasticidad del suelo, en este caso interpolando en la **Tabla 13**, $M_e=49.613(10^2 \text{ ton/m}^2)$.

$$\alpha^N = (1.5m * M_e j) = 0.03$$

Matriz de deformación (m)

$$\delta = I^T \cdot \alpha^N = \begin{bmatrix} 0.029 \\ 4.837(10^{-4}) \\ 3.023(10^{-5}) \end{bmatrix}$$

Ecuación EMA

$$EMA = \begin{bmatrix} 0.029 & 4.837(10^{-4}) & 3.023(10^{-5}) \\ 4.837(10^{-4}) & 0.029 & 4.837(10^{-4}) \\ 3.023(10^{-5}) & 4.837(10^{-4}) & 0.029 \end{bmatrix}$$

Distribución de cargas

El tramo L1 de la **Figura 35**, proyectando la vista en planta, el muro tiene forma de “[”:

Para continuar el cálculo, es necesario conocer el peso de la estructura y el peso del agua, calculando el área de la sección, como se muestra en la **Figura 36**.

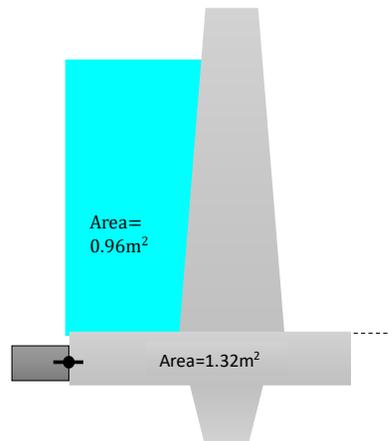


Figura 36. Área de la Sección del Muro, para el Caso 2

Fuente: Elaboración propia

Peso muro:

$$Peso = Area \cdot Longitud \cdot Densidad$$

$$Peso1 = 1.32m^2 \cdot (10.0 + 0.20 \cdot 2 + 0.80)m \cdot 2.4 \text{ ton}/m^3$$

$$= 38.02ton$$

Peso del agua sobre la zapata:

$$Peso2 = 0.96m^2 \cdot (10.0m) \cdot 1 \text{ ton}/m^3 = 9.60ton$$

El tramo L2 de la Figura 35:

Peso muro:

$$Peso3 = 1.32m^2 \cdot (1)m \cdot 2.4 \text{ ton}/m^3 = 3.168ton$$

Peso losa:

$$Peso4 = (0.20m)(10 - 2 \cdot 0.8m) \cdot (1)m \cdot 2.4 \text{ ton}/m^3 = 4.032ton$$

Peso del agua:

$$Peso5 = (10.0m)(2.40m) \cdot (1)m \cdot 1 \text{ ton}/m^3 = 24.0ton$$

Distribución de cargas (ton/m²), por cada tramo L1, L2:

Carga tramo L1:

$$Q1 = \frac{Peso1 + Peso2 + (2 * Peso3 + Peso4 + Peso5) * (3.20)m}{L1. (2B)}$$
$$= 2.627 \text{ ton/m}^2$$

Carga en tramo L2:

$$Q2 = \frac{2 * Peso3 + Peso4 + Peso5}{1m(2B)} = 2.864 \text{ ton/m}^2$$

Matriz de cargas (ton/m²):

$$Qi = \begin{bmatrix} 2.627 \\ 2.864 \\ 2.627 \end{bmatrix}$$

Asentamiento (cm):

$$\delta i = EMA * Qi = \begin{bmatrix} 0.078 \\ 0.086 \\ 0.078 \end{bmatrix}$$

Deformación media: 0.081cm.

Lado menor:

Realizando la división de las juntas, como se muestra en la Figura 37, se procede a realizar el cálculo en la dirección del lado menor.

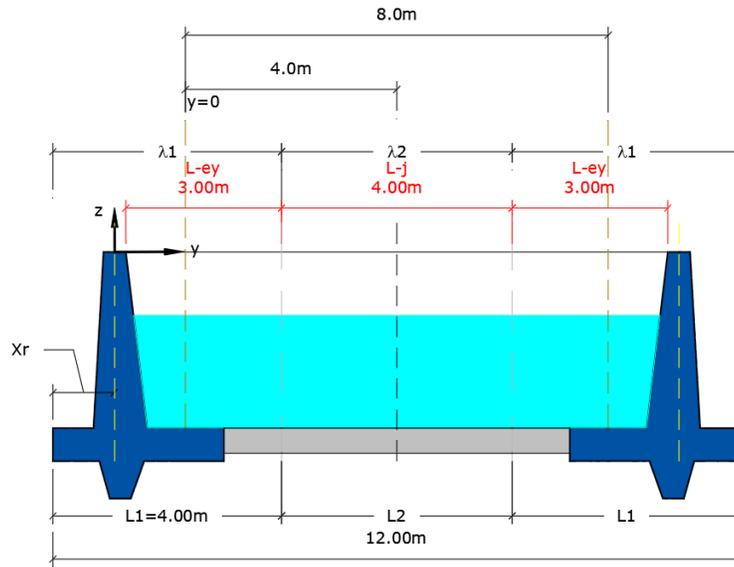


Figura 37. Dividiendo en tres Tramos en Dirección “y”.

Fuente: Elaboración propia

Según la *Figura 31* y *Figura 33*, $B=7.0\text{m}$

Según el análisis del suelo, se cuenta con datos de un solo estrato de 1.50m de espesor, $z=1.50/2=0.75\text{m}$.

Utilizando las ecuaciones de Zeeveart $\chi: 2$, se estima los factores de influencia para la carga unitaria.

$x = 0\text{ m}$, $\lambda = 4.00\text{m}$.

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}} = 1.464$$

$$\varphi_1 = \tan^{-1} \frac{x + \lambda/2}{z} = 1.212$$

$$\varphi_2 = \tan^{-1} \frac{x - \lambda/2}{z} = -1.212$$

$$I_{ji} = \frac{1}{\pi} \left(\alpha_0 + \frac{1}{2} \text{sen } 2\alpha_0 \right) (\text{sen } \varphi_1 - \text{sen } \varphi_2) = 0.936$$

$x = 4 \text{ m}, \lambda = 4.00 \text{ m}.$

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}} = 1.044$$

$$\varphi_1 = \tan^{-1} \frac{x + \lambda/2}{z} = 1.446$$

$$\varphi_2 = \tan^{-1} \frac{x - \lambda/2}{z} = 1.212$$

$$I_{ji} = \frac{1}{\pi} \left(\alpha_0 + \frac{1}{2} \text{sen } 2\alpha_0 \right) (\text{sen } \varphi_1 - \text{sen } \varphi_2) = 0.026$$

$x = 8 \text{ m}, \lambda = 4.00 \text{ m}.$

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}} = 0.717$$

$$\varphi_1 = \tan^{-1} \frac{x + \lambda/2}{z} = 1.496$$

$$\varphi_2 = \tan^{-1} \frac{x - \lambda/2}{z} = 1.446$$

$$I_{ji} = \frac{1}{\pi} \left(\alpha_0 + \frac{1}{2} \text{sen } 2\alpha_0 \right) (\text{sen } \varphi_1 - \text{sen } \varphi_2) = 0.002$$

Matriz de influencias:

$$I_{ij} = [0.936 \quad 0.026 \quad 0.002]$$

$$I_{ij}^T = \begin{bmatrix} 0.936 \\ 0.026 \\ 0.002 \end{bmatrix}$$

Deformación volumétrica por estrato ($10^{-1} \text{ m}^3/\text{ton}$):

Se puede obtener un valor aproximado de $Me_j = 1/Me$

Me : Módulo de elasticidad del suelo.

$$\alpha^N = (1.5m * Me_j) = 0.03$$

Matriz de deformación (m)

$$\delta = I^T \cdot \alpha^N = \begin{bmatrix} 0.028 \\ 7.861(10^{-4}) \\ 6.047(10^{-5}) \end{bmatrix}$$

Ecuación EMA

$$EMA = \begin{bmatrix} 0.028 & 0.001 & 0 \\ 0.001 & 0.028 & 0.001 \\ 0 & 0.001 & 0.028 \end{bmatrix}$$

Deformaciones unitarias:

$$\delta m = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

Reacción por deformación unitaria (ton/m²):

$$Qi' = EMA^{-1} \cdot \delta m = \begin{bmatrix} 34.527 \\ 33.248 \\ 34.527 \end{bmatrix}$$

$$\overline{Qi'} = 34.101$$

Factor de corrección a las reacciones:

$$\bar{f} = Qi' \cdot \overline{Qi'}^{-1} = [1.012 \quad 0.975 \quad 1.012]$$

Reacciones bidimensionales de cargas (Filas lado mayor, Columnas lado menor) - ton/m²:

$$\bar{R} = Qi * \bar{f} = \begin{bmatrix} 2.66 & 2.561 & 2.66 \\ 2.90 & 2.792 & 2.90 \\ 2.66 & 2.561 & 2.66 \end{bmatrix}$$

Realizando una mejor aproximación, dividiendo en dos tramos de división del muro se tiene:

Lado mayor:

Relacionando las variables según la **Figura31** y **Figura 33**, se tiene $B=6.0m$, como se observa en la **Figura 38**.

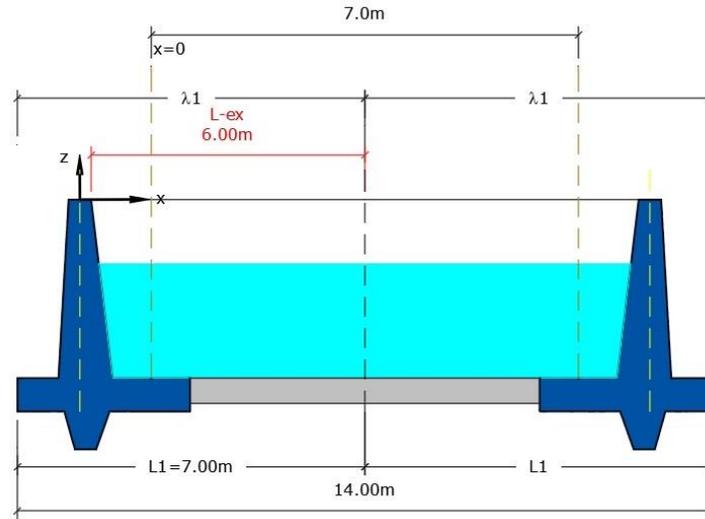


Figura 38. Dividiendo en dos Tramos en Dirección “x”.

Fuente: Elaboración propia

Según el análisis del suelo, se cuenta con datos de un solo estrato de 1.50m de espesor, $z=1.50/2=0.75m$.

Utilizando las ecuaciones de Zeeveart $\chi: 2$, se estima los factores de influencia para la carga unitaria.

$$\underline{x = 0 \text{ m}, \lambda = 7.00m.}$$

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}} = 1.446$$

$$\varphi_1 = \tan^{-1} \frac{x + \lambda/2}{z} = 1.36$$

$$\varphi_2 = \tan^{-1} \frac{x - \lambda/2}{z} = -1.36$$

$$I_{ji} = \frac{1}{\pi} \left(\alpha_0 + \frac{1}{2} \text{sen } 2\alpha_0 \right) (\text{sen } \varphi_1 - \text{sen } \varphi_2) = 0.977$$

$x = 7 \text{ m}, \lambda = 7.00 \text{ m}.$

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}} = 0.706$$

$$\varphi_1 = \tan^{-1} \frac{x + \lambda/2}{z} = 1.499$$

$$\varphi_2 = \tan^{-1} \frac{x - \lambda/2}{z} = 1.36$$

$$I_{ji} = \frac{1}{\pi} \left(\alpha_0 + \frac{1}{2} \text{sen } 2\alpha_0 \right) (\text{sen } \varphi_1 - \text{sen } \varphi_2) = 0.008$$

Matriz de influencias:

$$I_{ij} = [0.977 \quad 0.008]$$

$$I_{ij}^T = \begin{bmatrix} 0.977 \\ 0.008 \end{bmatrix}$$

Deformación volumétrica por estrato ($10^{-1} \text{ m}^3/\text{ton}$):

Se puede obtener un valor aproximado de $Mej = 1/Me$

Me : Módulo de elasticidad del suelo.

En el estudio de suelo, no indica el valor del módulo de elasticidad del suelo, en este caso interpolando en la **Tabla 13**, $Me = 49.613 (10^2 \text{ ton/m}^2)$.

$$\alpha^N = (1.5 \text{ m} * Mej) = 0.03$$

Matriz de deformación (m)

$$\delta = I^T \cdot \alpha^N = \begin{bmatrix} 0.03 \\ 0.00 \end{bmatrix}$$

Ecuación EMA

$$EMA = \begin{bmatrix} 0.03 & 0 \\ 0 & 0.03 \end{bmatrix}$$

Distribución de cargas

De la **Figura 38** el tramo L1, el muro tiene forma de “[”:

Para continuar el cálculo, es necesario conocer el peso de la estructura y el peso del agua, calculando el área de la sección, como se muestra en la **Figura 39**.

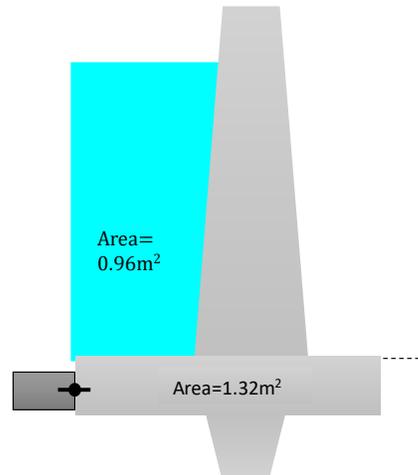


Figura 39. Área de Sección el Muro para el Caso 8

Fuente: Elaboración propia

Peso muro:

$$\text{Peso} = \text{Area} \cdot \text{Longitud} \cdot \text{Densidad}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso1} &= 1.32\text{m}^2 \cdot (10.0 + 0.20 \cdot 2 + 0.80)\text{m} \cdot 2.4 \text{ton}/\text{m}^3 \\ &= 38.02\text{ton} \end{aligned}$$

Peso del agua sobre la zapata:

$$\text{Peso2} = 0.96\text{m}^2 \cdot (10.0\text{m}) \cdot 1 \text{ton}/\text{m}^3 = 9.60\text{ton}$$

De la **Figura 38**, tramo de la losa:

Peso muro:

$$\text{Peso3} = 1.32\text{m}^2 \cdot (1)\text{m} \cdot 2.4 \text{ton}/\text{m}^3 = 3.168\text{ton}$$

Peso losa:

$$Peso4 = (0.20m)(10 - 2 * 0.8m). (1)m. 2.4 \text{ ton}/m^3 = 4.032\text{ton}$$

Peso del agua:

$$Peso5 = (10.0m)(2.40m). (1)m. 1 \text{ ton}/m^3 = 24.0\text{ton}$$

Distribución de cargas (ton/m²), por cada tramo L1:

Carga tramo L1:

$$Q1 = \frac{Peso1 + Peso2 + (2 * Peso3 + Peso4 + Peso5) * (6.0)m}{L1. (2B)}$$
$$= 2.694 \text{ ton}/m^2$$

Matriz de cargas (ton/m²):

$$Q_i = \begin{bmatrix} 2.694 \\ 2.694 \end{bmatrix}$$

Asentamiento (cm):

$$\delta_i = EMA * Q_i = \begin{bmatrix} 0.081 \\ 0.081 \end{bmatrix}$$

Deformación media: 0.081cm.

Lado menor:

Realizando los cálculos, dividiendo el muro del lado menor en dos tramos como se muestra en la **Figura 40**.

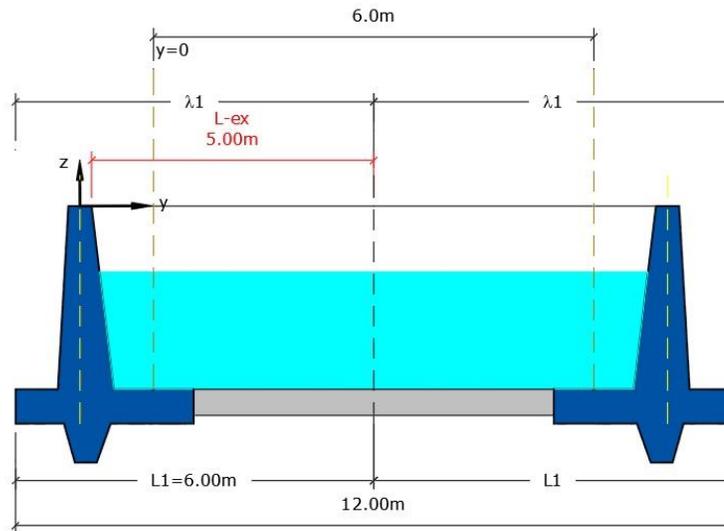


Figura 40. Dividiendo en dos Tramos en Dirección “y”.

Fuente: Elaboración propia

Relacionando las variables de la *Figura 31* y *Figura 33*, se tiene

$$B=7.0m.$$

Según el análisis del suelo, se cuenta con datos de un solo estrato de 1.50m de espesor, $z=1.50/2=0.75m$.

Utilizando las ecuaciones de Zeeveart $\chi: 2$, se estima los factores de influencia para la carga unitaria.

$$\underline{x = 0 \text{ m}, \lambda = 6.00m.}$$

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}} = 1.464$$

$$\varphi_1 = \tan^{-1} \frac{x + \lambda/2}{z} = 1.326$$

$$\varphi_2 = \tan^{-1} \frac{x - \lambda/2}{z} = -1.326$$

$$I_{ji} = \frac{1}{\pi} \left(\alpha_0 + \frac{1}{2} \text{sen } 2\alpha_0 \right) (\text{sen } \varphi_1 - \text{sen } \varphi_2) = 0.97$$

$$x = 6 \text{ m}, \lambda = 6.00 \text{ m.}$$

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}} = 0.858$$

$$\varphi_1 = \tan^{-1} \frac{x + \lambda/2}{z} = 1.488$$

$$\varphi_2 = \tan^{-1} \frac{x - \lambda/2}{z} = 1.326$$

$$I_{ji} = \frac{1}{\pi} \left(\alpha_0 + \frac{1}{2} \text{sen } 2\alpha_0 \right) (\text{sen } \varphi_1 - \text{sen } \varphi_2) = 0.011$$

Matriz de influencias:

$$I_{ij} = [0.97 \quad 0.011]$$

$$I_{ij}^T = \begin{bmatrix} 0.97 \\ 0.011 \end{bmatrix}$$

Deformación volumétrica por estrato ($10^{-1} \text{ m}^3/\text{ton}$):

Se puede obtener un valor aproximado de $Me_j = 1/Me$

Me : Módulo de elasticidad del suelo.

$$\alpha^N = (1.5 \text{ m} * Me_j) = 0.03$$

Matriz de deformación (m)

$$\delta = I^T \cdot \alpha^N = \begin{bmatrix} 0.029 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Ecuación EMA

$$EMA = \begin{bmatrix} 0.029 & 0 \\ 0 & 0.029 \end{bmatrix}$$

Deformaciones unitarias:

$$\delta m = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

Reacción por deformación unitaria (ton/m²):

$$Qi' = EMA^{-1} \cdot \delta m = \begin{bmatrix} 34.483 \\ 34.483 \end{bmatrix}$$

$$\overline{Qi'} = 34.483$$

Factor de corrección a las reacciones:

$$\bar{f} = Qi' \cdot \overline{Qi'}^{-1} = [1 \quad 1]$$

Reacciones bidimensionales de cargas (Filas lado mayor, Columnas lado menor) - ton/m²:

$$\bar{R} = Qi * \bar{f} = \begin{bmatrix} 2.694 & 2.694 \\ 2.694 & 2.694 \end{bmatrix}$$

Este resultado de las reacciones, se muestran el Caso 1, de la **Figura 42**.

De manera similar, realizando el análisis para la familia de reservorios se tiene en la **Tabla 31**:

Tabla 31*Diseño por Interacción Suelo Estructura*

Descripción	Muestras											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Largo útil L(m):	12.00	40.00	20.00	15.00	15.00	32.00	62.00	22.00	15.00	20.00	15.00	20.00
Ancho útil B(m):	10.00	20.00	15.00	12.00	15.00	15.00	35.30	9.00	11.50	18.00	10.90	15.00
Altura de la pantalla H(m):	2.40	2.40	2.50	2.20	3.00	2.40	1.50	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
σ_{max} (ton/m ²)-zapata :	5.268	4.642	8.118	4.051	7.123	5.846	3.291	4.327	3.369	3.391	2.998	3.077
σ_{min} (ton/m ²) -zapata:	0.386	3.685	0.050	3.183	6.177	0.097	0.919	3.259	2.555	2.191	2.404	2.727
Excentricidad (m):	0.259	0.212	0.259	0.184	0.329	0.274	0.113	0.276	0.259	0.269	0.162	0.081
σ_2 (ton/m ²) –tercio central-zapata:	3.641	4.323	5.429	3.762	6.808	3.930	2.500	3.971	3.098	2.991	2.800	2.960
σ_1 (ton/m ²) –tercio central-zapata:	2.013	4.004	2.739	3.472	6.492	2.013	1.710	3.615	2.826	2.591	2.602	2.844
σ_2 (ton/m ²) -ISE:	2.694	2.817	2.887	2.545	3.169	2.803	1.979	2.827	2.728	2.831	2.511	2.775
σ_1 (ton/m ²) -ISE:	2.694	2.907	3.014	2.545	3.169	2.898	1.993	2.942	2.728	2.925	2.511	2.775
Lex (m)	6.00	10.00	6.00	7.50	7.50	8.00	10.00	7.00	7.50	7.00	7.50	10.00
Lj (m)	0.00	10.00	8.00	0.00	0.00	8.00	10.50	8.00	0.00	6.00	0.00	0.00
Ley (m)	5.00	6.00	7.50	6.00	7.50	7.50	8.00	4.50	5.75	6.00	5.45	7.50
Li (m)	0.00	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.65	0.00	0.00	6.00	0.00	0.00
(Lex)/(Ley)	1.2	1.7	0.8	1.3	1.0	1.1	1.3	1.6	1.3	1.2	1.4	1.3
NºTramos en lado mayor L :	2.00	4.00	3.00	2.00	2.00	4.00	6.00	3.00	2.00	3.00	2.00	2.00
NºTramos en lado menor B :	2.00	3.00	2.00	2.00	2.00	2.00	4.00	2.00	2.00	3.00	2.00	2.00

Fuente: Elaboración propia

3.6.5. Procedimiento de análisis de datos:

Para verificar la ubicación óptima de las juntas en cada lado del muro del reservorio, se analiza haciendo aproximaciones de diferentes distancias, y se observa el comportamiento de las reacciones producidas por las cargas de influencia, y su respectiva estabilidad al deslizamiento y volteo del muro.

3.6.5.1. Análisis de la ubicación de la junta de dilatación según la relación del suelo respecto al peso del muro

Para analizar la ubicación de la junta de dilatación, Se ha realizado diseños observando los resultados, especialmente las reacciones del suelo por la influencia de las cargas según el método propuesto por el Dr. (Zeevaert, 1980), y se analiza cómo influye en la estabilidad del muro.

Para el cual se analiza las reacciones que influyen en la base del muro (*Figura 41*), la denominada presión de contacto muro – suelo, y se realiza en las dos dimensiones del plano horizontal del reservorio, en el lado de longitud mayor (L) y el lado de longitud menor (B).

Observando como varía la ubicación de la junta, respecto a las dimensiones *Lex*, *Ley*, *Li* y *Lj* indicadas en las *Figura 36*, como se muestra en los siguientes casos de la *Figura 45*; En el cual se puede observar, que las reacciones y el comportamiento de la estructura varía de acuerdo a la selección de la ubicación de las juntas de dilatación.

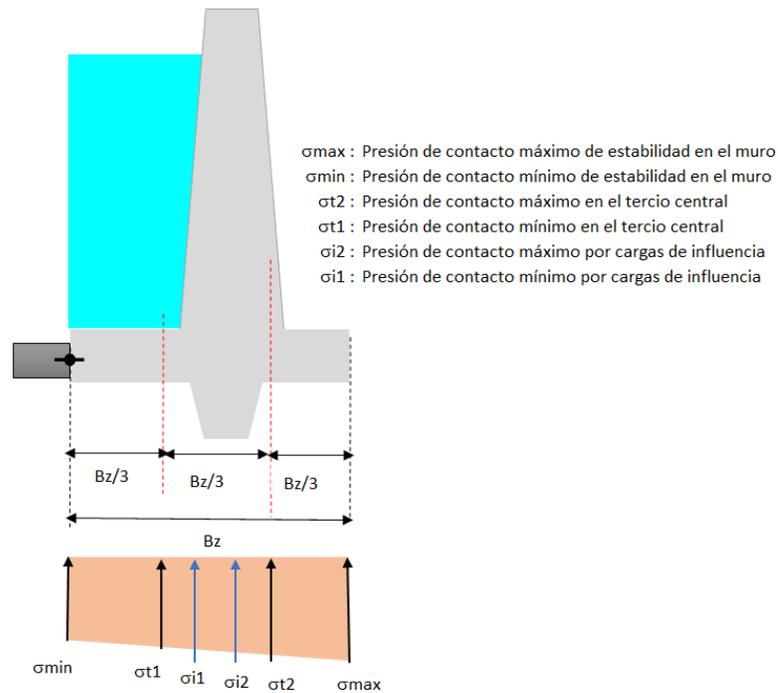


Figura 41. Ubicación de las Reacciones de la Estabilidad del Muro y las Reacciones de Influencias.

Fuente: Elaboración propia

Se analiza que las reacciones se aproximen a la reacción dentro del tercio central de la base del muro, porque además de encontrarse localizado la resultante de las cargas del análisis de estabilidad del muro, también permite que no se altere las presiones de contacto del diseño de estabilidad del muro, como se muestra en la **Figura 42**, las reacciones del suelo de acuerdo a la tentativa de cantidad de juntas de dilatación consideradas, en la **Figura 43**, se muestra las reacciones del suelo en el lado mayor y en la **Figura 44**, las reacciones en el lado menor.

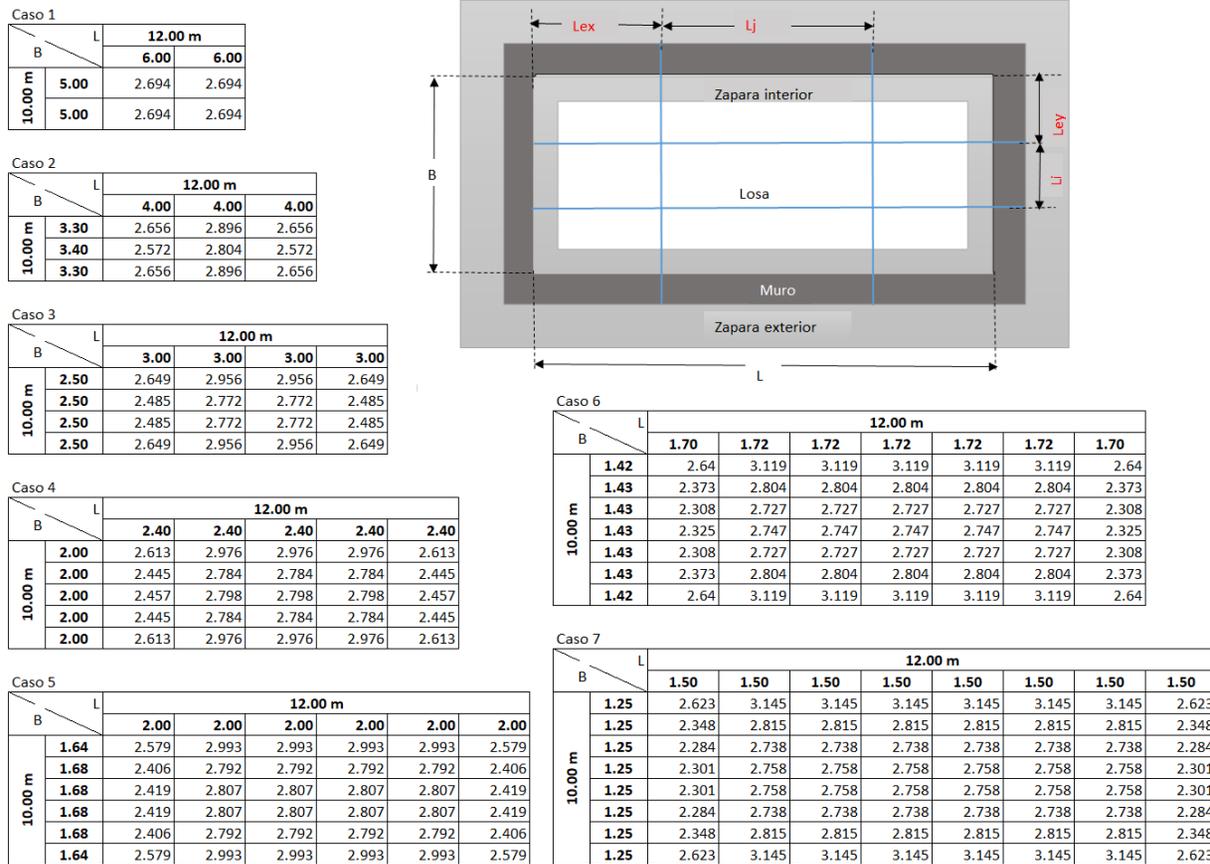


Figura 42. Análisis de las Reacciones de ISE para el Reservorio R1

Fuente: Elaboración propia

Nota. De los 7 casos de análisis, el Caso 1 es el óptimo, determinando una sola junta dilatación en el lado B y en el lado L

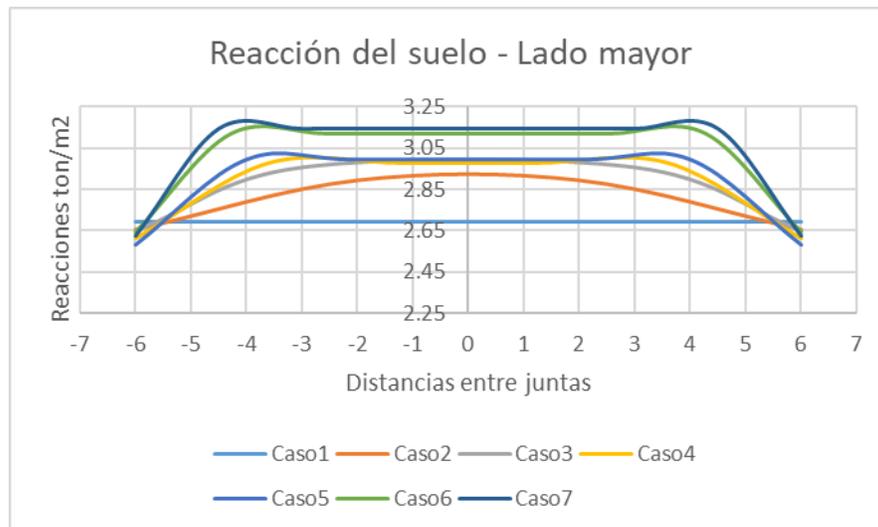


Figura 43. Reacciones del Suelo por ISE, Distintas Ubicaciones de Juntas de Dilatación, en Dirección “x”.

Fuente: Elaboración propia

Nota. En el Caso 1, la distribución de las presiones del suelo es uniforme.

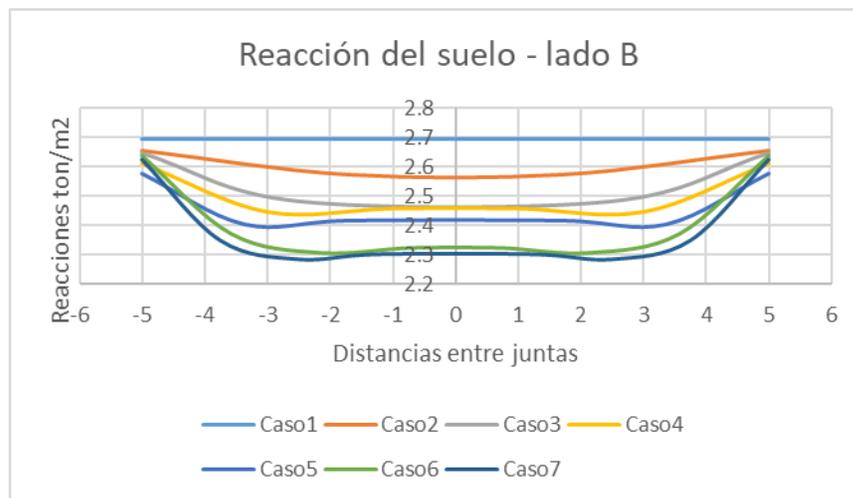


Figura 44. Reacciones del Suelo por ISE, Distintas Ubicaciones de Juntas de Dilatación, en Dirección “y”.

Fuente: Elaboración propia

Nota. En el Caso 1, la distribución de las presiones del suelo es uniforme.

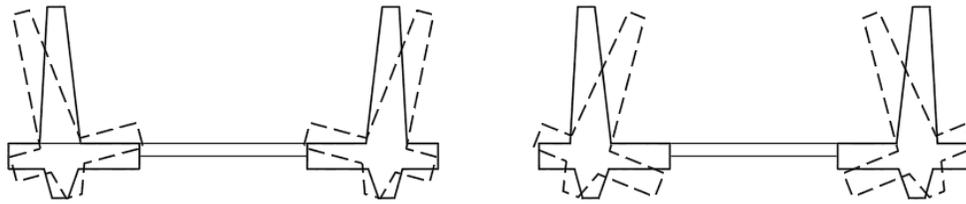


Figura 45. *Idealización del Comportamiento de la Estructura, según las Reacciones del Suelo.*

Fuente: Elaboración propia

Cuando se realiza la división de los muros por juntas, como se muestra cada caso en la **Figura 42**, lo que se busca es que las reacciones de las presiones del suelo sean más uniformes posibles, visto que la cantidad de juntas depende de la longitud que tiene el muro; relacionando las reacciones de la **Figura 43** y **Figura 44** con la **Figura 45**, se puede afirmar que:

El caso 1, se aproxima a la reacción media de la estabilidad del muro, las presiones de contacto de la ISE, es uniforme.

Para decidir que la ubicación de las juntas es el adecuado, las reacciones resultado del análisis de la interacción suelo estructura deben estar dentro de las presiones que produce el muro dentro de su tercio central de su base, si las presiones están sobre el tercio central indican que las cargas producen inestabilidad hacia el exterior, y si las reacciones están debajo de las reacciones del tercio central, indican que la inestabilidad se produce hacia el interior del reservorio.

Las reacciones de las presiones del suelo dependen de la carga que se aplica, a más divisiones mayor es la reacción del suelo debido al punzamiento de la carga sobre la superficie aplicada, siendo el método de **Zeeveart** un análisis bidimensional y observando las reacciones máximas de la **Figura 42**, el cual permite decidir si la

cantidad de las divisiones por juntas es el óptimo, se puede observar en la **Figura 46** que, La reacción del análisis ISE (R_s en ton/m^2) tiene un incremento exponencial según el número de divisiones que se realiza.

Al relacionar la respuesta de la reacción del análisis ISE (R_s en ton/m^2) con el peso por metro lineal del muro y la carga de agua que soporta el mismo (A_{sc} en ton/m), se puede ver en la **Figura 47**, permanece la tendencia exponencial para el mismo grado de correlación.

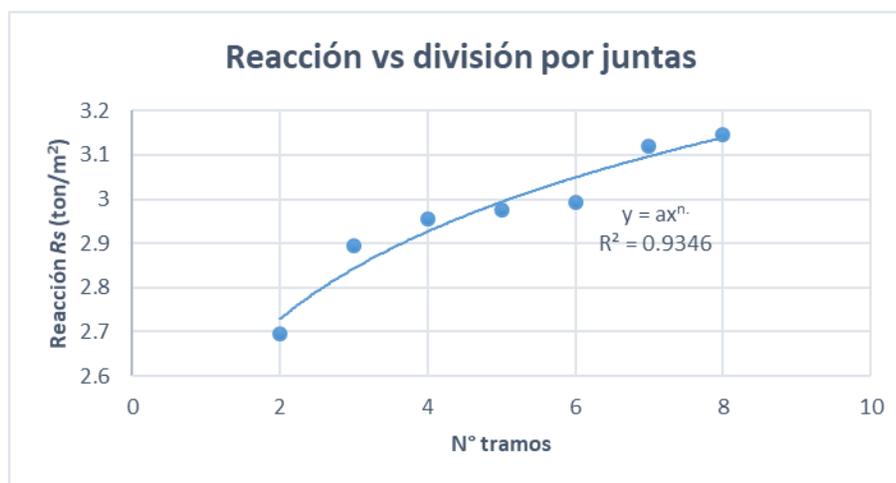


Figura 46. *Reacción Máxima según la Cantidad de Divisiones, para un solo Reservoirio*

Fuente: Elaboración propia

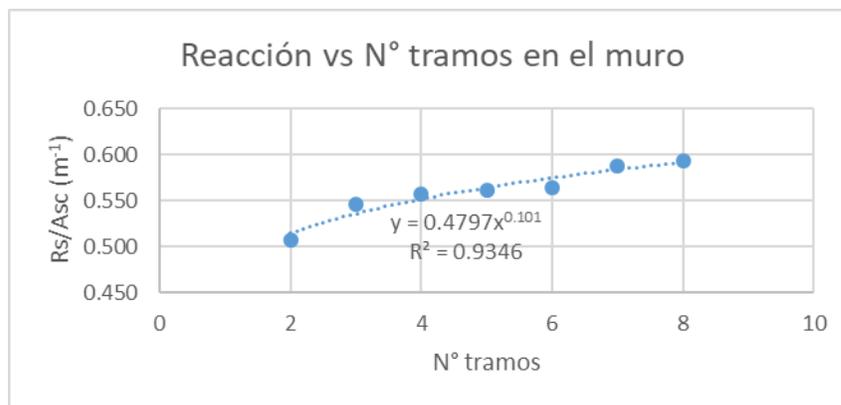


Figura 47. *Reacción del Suelo Respecto al Peso que Soporta.*

Fuente: Elaboración propia

Realizando el mismo procedimiento de análisis para una familia de reservorios como se muestra en la **Figura 48**. Cuyos valores corresponden a la **Tabla 32** y **Tabla 33**, Se puede apreciar que todos presentan una tendencia exponencial.

Tabla 32

Reacción Máxima del ISE (Rs en ton/m²) Respecto a la Cantidad de Tramos

Muestra	Tramos							Peso del muro Asc (ton/m)
	2	3	4	5	6	7	8	
R1	2.694	2.896	2.956	2.976	2.993	3.119	3.145	5.304
R2	2.86	2.907	2.948	2.956	2.962	2.965	3.035	6.42
R3	2.933	3.029	3.056	3.092	3.101	3.162	3.174	5.955
R4	2.545	2.625	2.64	2.713	2.731	2.746	2.762	5.384
R5	3.129	3.235	3.254	3.266	3.359	3.378	3.394	8.854
R6	2.848	2.93	2.947	2.959	2.965	3.049	3.06	5.232
R7	1.98	1.988	1.988	2.008	2.01	2.012	2.014	2.622
R8	2.866	2.989	3.021	3.092	3.139	3.23	3.257	5.808
R9	2.728	2.892	2.906	2.966	2.981	3.055	3.112	5.304
R10	2.749	2.925	2.969	2.978	2.986	3.062	3.068	5.928
R11	2.511	2.67	2.683	2.739	2.752	2.762	2.874	4.708
R12	2.775	2.90	2.929	2.941	2.978	2.987	3.053	6.576

Fuente: Elaboración propia

Tabla 33*Relación Rs/Asc (m⁻¹) Respecto a la Cantidad de Divisiones*

Muestras	División en tramos						
	2	3	4	5	6	7	8
R1	0.508	0.546	0.557	0.561	0.564	0.588	0.593
R2	0.445	0.453	0.459	0.460	0.461	0.462	0.473
R3	0.493	0.509	0.513	0.519	0.521	0.531	0.533
R4	0.473	0.488	0.490	0.504	0.507	0.510	0.513
R5	0.353	0.365	0.368	0.369	0.379	0.382	0.383
R6	0.544	0.560	0.563	0.566	0.567	0.583	0.585
R7	0.755	0.758	0.758	0.766	0.767	0.767	0.768
R8	0.493	0.515	0.520	0.532	0.540	0.556	0.561
R9	0.514	0.545	0.548	0.559	0.562	0.576	0.587
R10	0.464	0.493	0.501	0.502	0.504	0.517	0.518
R11	0.533	0.567	0.570	0.582	0.585	0.587	0.610
R12	0.422	0.441	0.445	0.447	0.453	0.454	0.464

Fuente: Elaboración propia

La familia de curvas de la **Tabla 33**, analizada para diferentes volúmenes de reservorios, como se muestra en la **Figura 48**, tiene una tendencia ascendente exponencial, el cual se puede representar para las reacciones máximas con la siguiente expresión:

$$Rs = e^{-0.131Asc} \cdot N^{0.0617} \cdot Asc \quad Ec. 87$$

Donde:

Rs: Reacción del suelo, en ton/m²

N: Número de tramos o divisiones

Asc: Peso del área de la sección del muro, incluido el peso del agua sobre el muro por metro, en ton/m

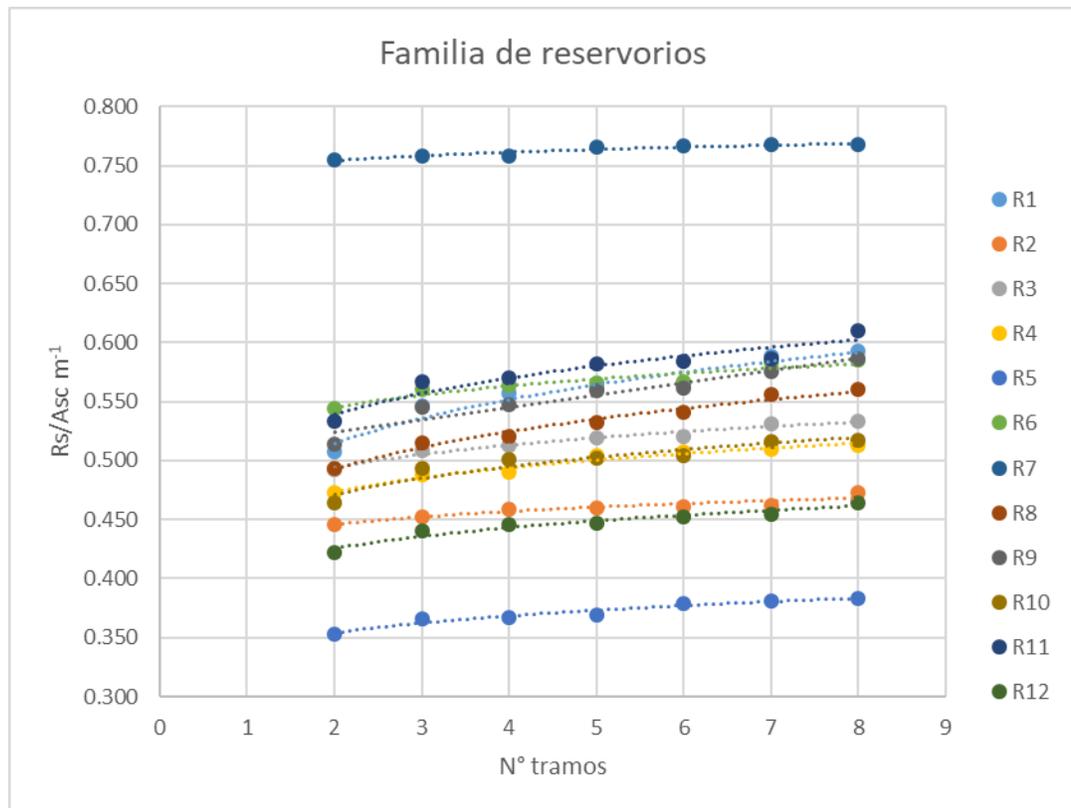


Figura 48. Relación de Reacciones Máximas (R_s) y el Peso del Muro de Ancho Unitario (Asc) del Suelo, según el Número de Divisiones por Juntas de Dilatación.

Fuente: Elaboración propia

Desmembrando la familia de reservorio de la **Figura 48** según el perfil del suelo, se puede observar que se cuenta con diseños en los perfiles de suelo S2 (**Figura 49**) y S3 (**Figura 50**).

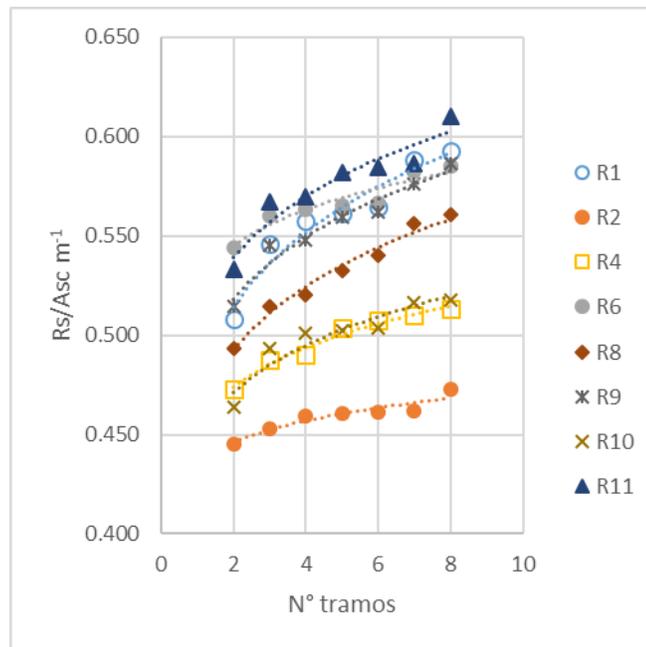


Figura 49. Familia de Reservorios en el Perfil de suelo S2.

Fuente: Elaboracion propia

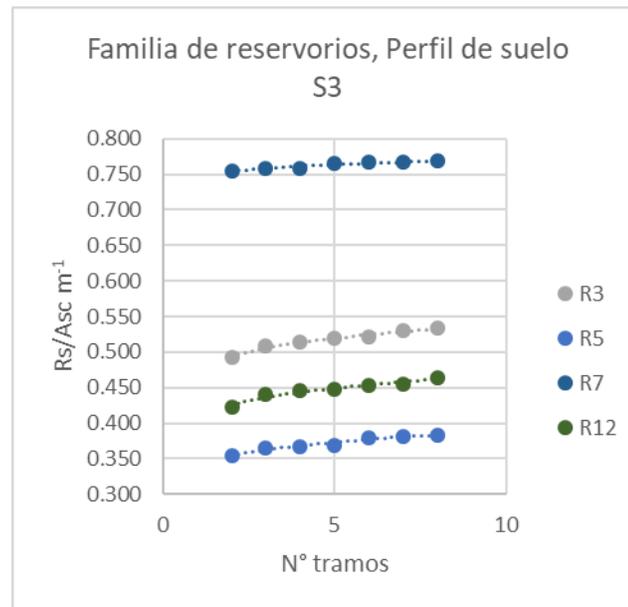


Figura 50. Familia de Reservorios Perfil de Suelo S3

Fuente: Elaboración propia

3.6.5.2. Análisis de la ubicación de la junta de dilatación según la relación del suelo respecto y la longitud

Del análisis anterior, visto que las familias de reservorios tienen diferentes dimensiones, en el cual según la longitud de los muros depende la cantidad de juntas, se puede realizar una relación que aproxime la cantidad de juntas de dilatación, sin embargo, esto no excluye que la cantidad real depende del análisis individual conociendo las condiciones geotécnicas de ubicación de la estructura.

Como se aprecia en la **Tabla 34** y **Figura 49**, considerando que las dimensiones de *L_{ex}* sea idénticas al de *L_j*, además que *L_{ey} ≅ L_i*, se puede apreciar que existe una relación lineal entre el número de tramos respecto a la longitud total, obteniendo un 95.85% de correlación (R=0.9585), el cual se representa mediante la siguiente ecuación:

$$Nt = 0.0818Lm + 1.0071$$

Donde:

Nt: Número de tramos para una determinada longitud.

Lm: Longitud del muro (m).

Tabla 34

Cantidad de Tramos por Longitud de Muro

Muestra	Dimensiones					Cantidad de tramos		
	L (m)	B (m)	Lex (m)	Lj (m)	Ley (m)	Li (m)	En L	en B
R1	12.00	10.00	6.00	0.00	5.00	0.00	2.00	2.00
R2	40.00	20.00	10.00	10.00	6.00	8.00	4.00	3.00
R3	20.00	15.00	6.00	8.00	7.50	0.00	3.00	2.00
R4	15.00	12.00	7.50	0.00	6.00	0.00	2.00	2.00
R5	15.00	15.00	7.50	0.00	7.50	0.00	2.00	2.00
R6	32.00	15.00	8.00	8.00	7.50	0.00	4.00	2.00
R7	62.00	35.30	10.00	10.50	8.00	9.65	6.00	4.00
R8	22.00	9.00	7.00	8.00	4.50	0.00	3.00	2.00
R9	15.00	11.50	7.50	0.00	5.75	0.00	2.00	2.00
R10	20.00	18.00	7.00	6.00	6.00	6.00	3.00	3.00
R11	15.00	10.90	7.50	0.00	5.45	0.00	2.00	2.00
R12	20.00	15.00	10.00	0.00	7.50	0.00	2.00	2.00

Fuente: Elaboración propia

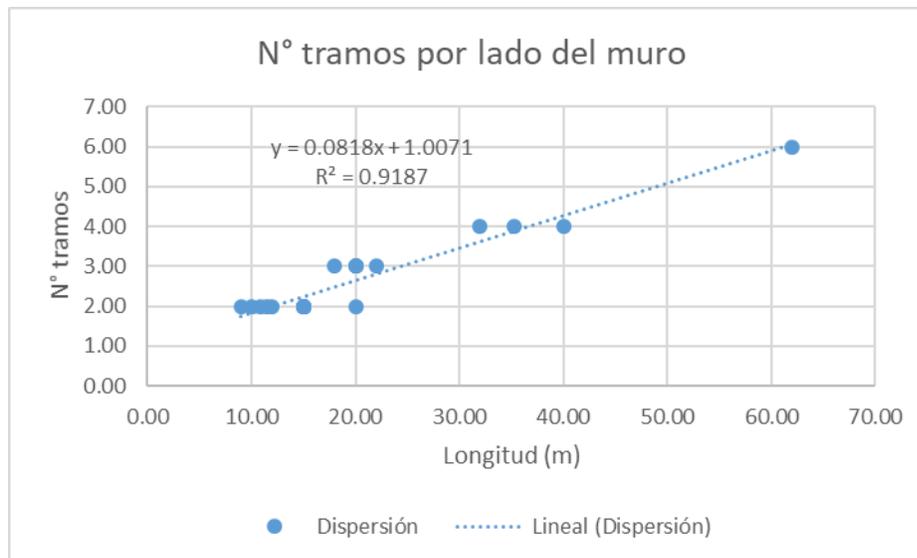


Figura 51. Tendencia para Estimar la Cantidad de Juntas para la Longitud del Muro.

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO IV

RESULTADOS

3.1. Presentación de resultados

Para cumplir el objetivo general “Realizar el análisis para determinar la ubicación de juntas de dilatación por efecto hidrodinámico y de interacción suelo estructura en reservorios rectangulares de concreto armado, Ancash 2016”, se estudió una población de 12 reservorios, por el cual se tiene los resultados en la **Tabla 35**.

- Análisis de la ubicación de juntas por efecto hidrodinámico

Tabla 35

Análisis de Estabilidad por Fuerzas Sísmicas

Descripción	Reservorios											
	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12
Dimensiones												
L (m)	12.00	40.00	20.00	15.00	15.00	32.00	62.00	22.00	15.00	20.00	15.00	20.00
B (m)	10.00	20.00	15.00	12.00	15.00	15.00	35.30	9.00	11.50	18.00	10.90	15.00
H (m)	2.40	2.40	2.50	2.20	3.00	2.40	1.50	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
H _L (m):	2.40	2.40	2.50	2.00	2.50	2.40	1.50	2.40	2.40	2.40	2.20	2.40
Volumen 10 ² (m ³)	2.88	19.20	7.50	3.60	5.63	11.52	32.83	4.75	4.14	8.64	3.60	7.20
Análisis de las fuerzas estáticas												
Factor de seguridad al deslizamiento (FSD):	1.50	3.20	2.37	1.70	1.50	1.54	1.67	2.00	1.50	3.90	1.61	1.50
Factor de seguridad al volteo (FSV):	2.41	3.27	2.89	3.79	2.00	2.26	3.17	2.54	2.41	2.82	3.01	3.38
Análisis a las fuerzas sísmicas												
FSD:	1.45	3.00	2.25	1.44	5.42	1.41	1.47	1.70	1.19	1.59	1.41	1.49
FSV:	1.67	2.26	2.03	2.05	2.62	1.51	2.02	1.55	1.72	1.98	1.86	2.52

Fuente: Elaboración propia

De forma similar al análisis de estabilidad al deslizamiento y al volteo del muro, en el cual se mide su efecto por medio del factor de seguridad por metro lineal de muro, el efecto hidrodinámico se mide por medio del factor de seguridad al deslizamiento y al volteo por metro lineal, (Munshi, 2002, pág. 37).

Los factores de seguridad no se pueden correlacionar directamente. El factor de estabilidad y el criterio de deslizamiento más apropiados están determinados por el conocimiento de las condiciones que el diseñador tenga (Novak, Moffat, & Nalluri, 2001, pág. 112).

- Análisis de la ubicación de juntas por interacción suelo estructura

Realizando el análisis de la Interacción suelo estructura según la cantidad de juntas de dilatación para la familia de reservorios que se muestra en la **Tabla 36**.

Tabla 36

Relación Rs/Asc (m^{-1}) Respecto a la Cantidad de Divisiones

Muestras	División en tramos						
	2	3	4	5	6	7	8
R1	0.508	0.546	0.557	0.561	0.564	0.588	0.593
R2	0.445	0.453	0.459	0.460	0.461	0.462	0.473
R3	0.493	0.509	0.513	0.519	0.521	0.531	0.533
R4	0.473	0.488	0.490	0.504	0.507	0.510	0.513
R5	0.353	0.365	0.368	0.369	0.379	0.382	0.383
R6	0.544	0.560	0.563	0.566	0.567	0.583	0.585
R7	0.755	0.758	0.758	0.766	0.767	0.767	0.768
R8	0.493	0.515	0.520	0.532	0.540	0.556	0.561
R9	0.514	0.545	0.548	0.559	0.562	0.576	0.587
R10	0.464	0.493	0.501	0.502	0.504	0.517	0.518
R11	0.533	0.567	0.570	0.582	0.585	0.587	0.610
R12	0.422	0.441	0.445	0.447	0.453	0.454	0.464

Fuente: Elaboración propia

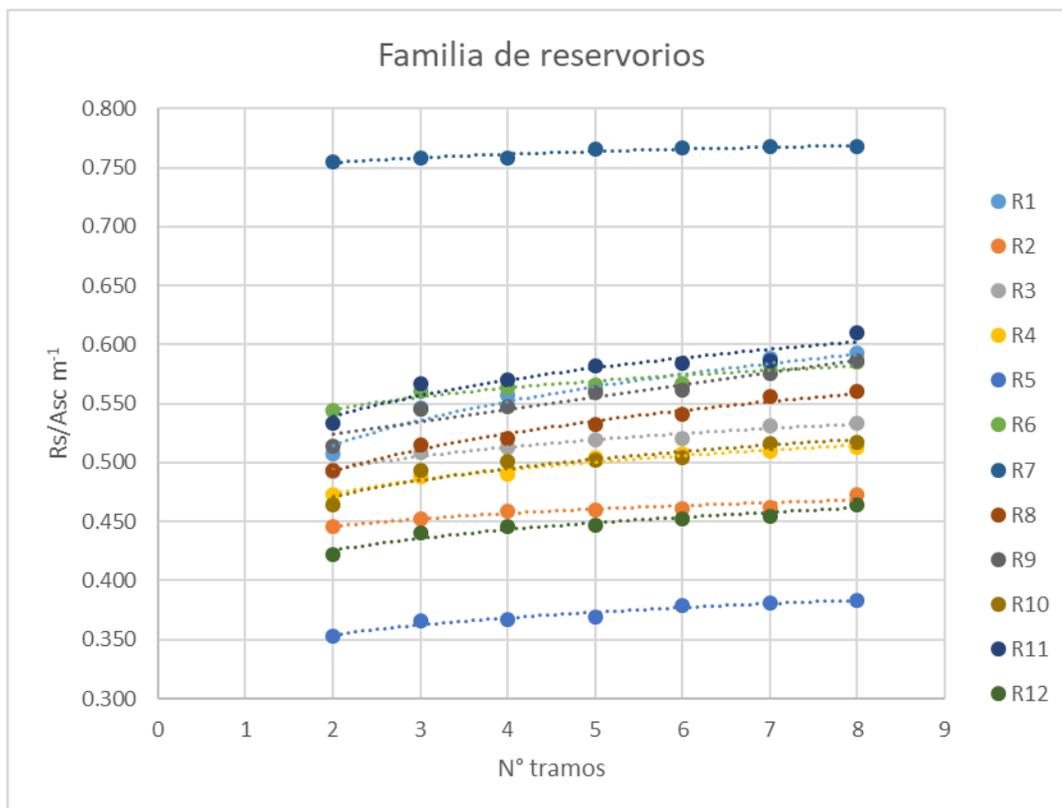


Figura 52. *Relacion de Reacciones Maximas (Rs) y el Peso del Muro de Ancho Unitario (Asc) del Suelo, Según el Numero de Divisiones por Juntas de Dilatación.*
Fuente: Elaboración propia

La familia de curvas de la **Figura 52**, elaborado con datos la **Tabla 36**, analizada para diferentes volúmenes de reservorios, tiende a una expresión matemática de carácter ascendente exponencial, el cual se puede representar para las reacciones máximas con la siguiente expresión:

$$R_s = e^{-0.131Asc} \cdot N^{0.0617} \cdot Asc \quad \text{Ec. 88}$$

Donde:

Rs: Reacción del suelo, en ton/m²

N: Número de tramos o divisiones

Asc: Peso del área de la sección del muro, incluido el peso del agua sobre el muro por metro, en ton/m

Además, realizando el análisis según el perfil del suelo S2 y S3, se puede observar que también dependen de las dimensiones como el ancho y el largo útil del reservorio, como se muestra en la **Figuras 53** y **Figura 54**.

Se presentan los resultados específicos

Objetivo específico a) Identificar la incidencia de las cargas hidrodinámicas en reservorios rectangulares de concreto armado.

Para identificar la incidencia, se ha calculado que porcentaje de la carga hidrostática representa la carga hidrodinámica, respecto a sus dimensiones del largo y alto (H/L), en el cual se ha obtenido que las cargas hidrodinámicas inciden hasta un 30% de las cargas hidrostáticas, para reservorios con volúmenes de almacenamiento que varía de 280m³ a 2000 m³, como se muestra en la **Figura 56**, relacionado con los datos de la **Tabla 37**, asimismo la incidencia se incrementa según la proporción (H/L) como se observa expresada gráficamente en la **Figura 55**.

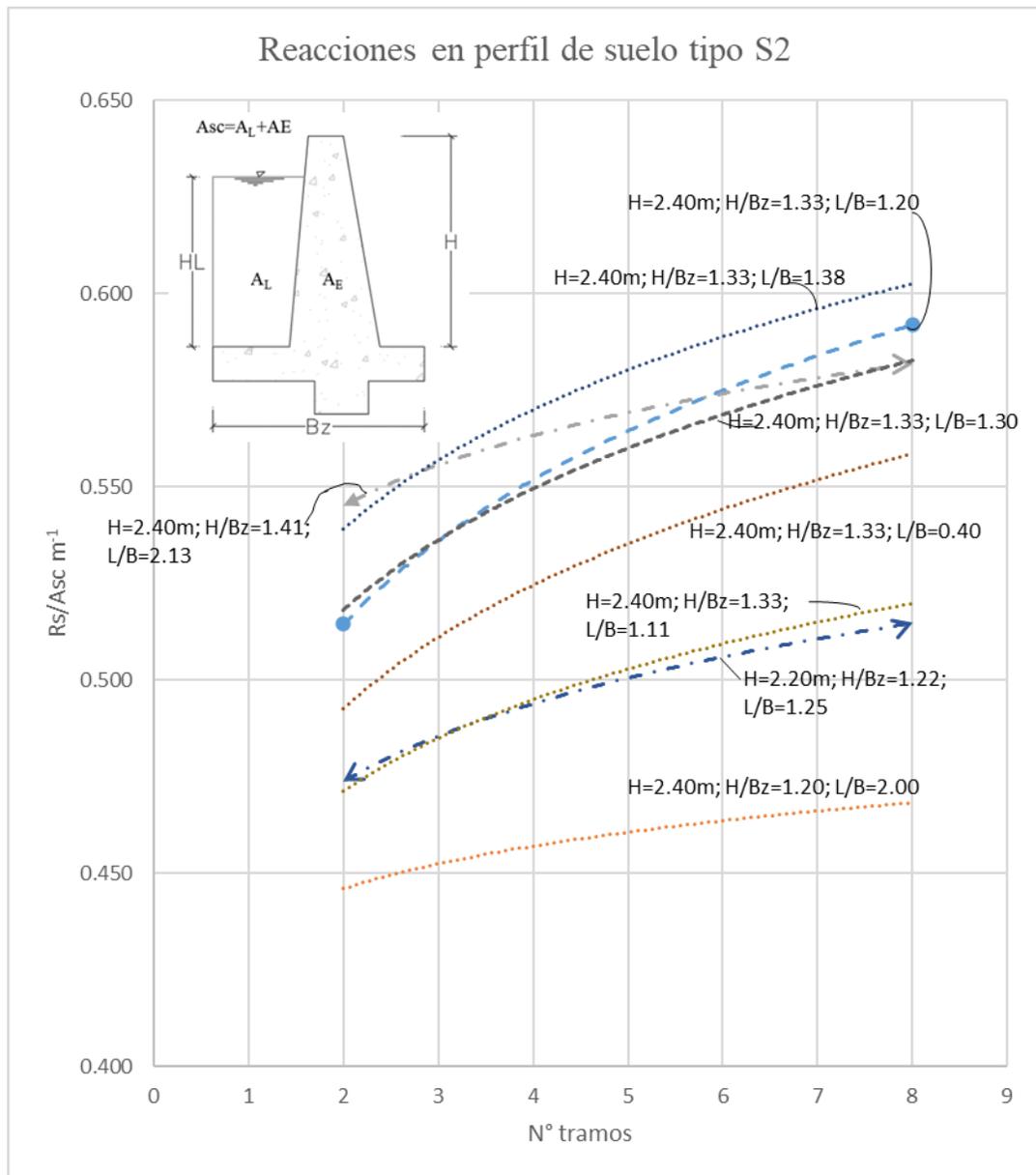


Figura 53. Relación del Peso y la Reacción en Suelo de Perfil S2

Nota: Las unidades de R_s (Ton/m^2) y Asc (Ton/m), L (largo), B (ancho del reservorio).
 Fuente: Elaboración propia.

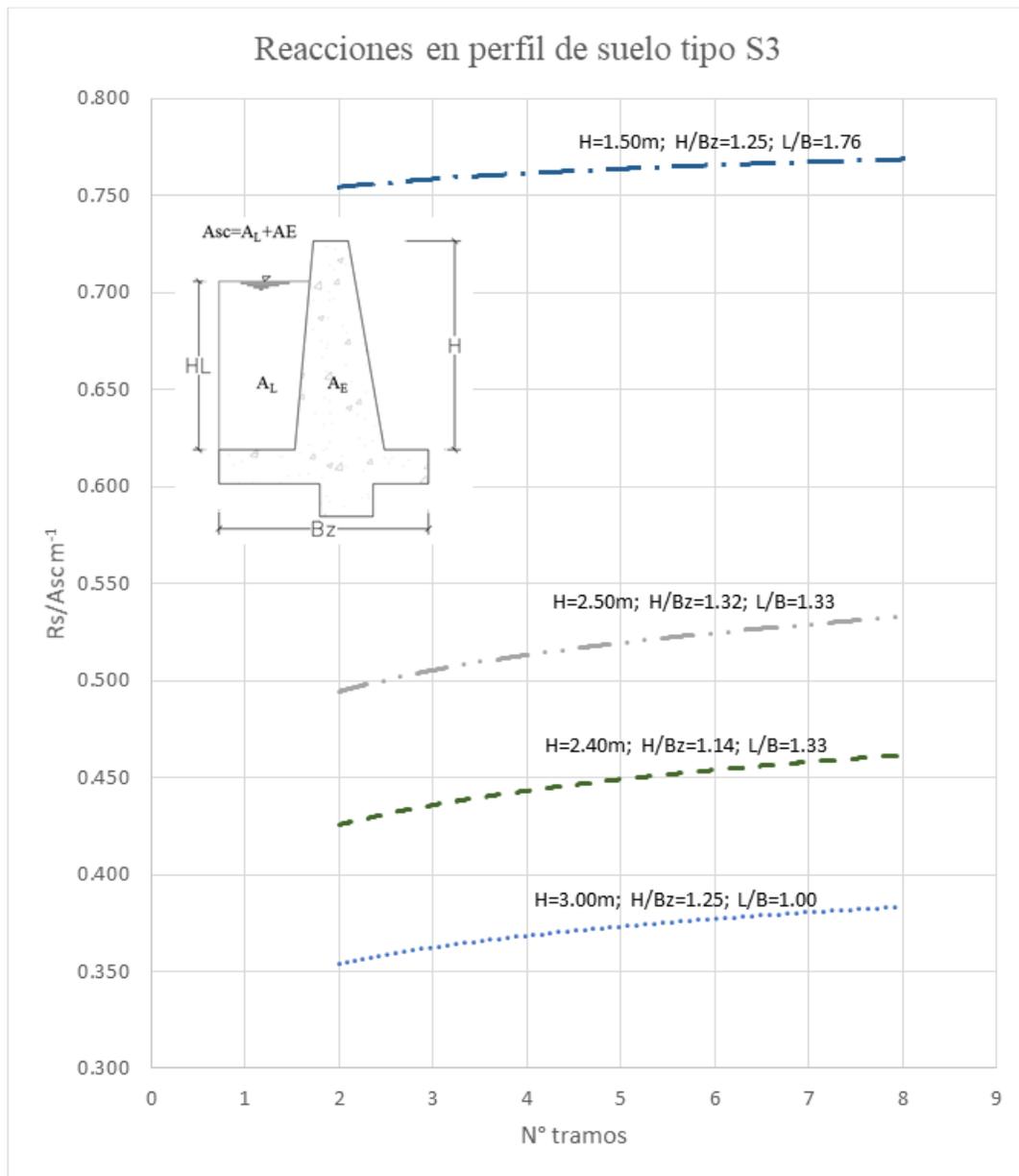


Figura 54. Relación del Peso y la Reacción en Suelo de Perfil S3

Nota: Las unidades de R_s (Ton/m^2) y Asc (Ton/m), L (largo), B (ancho del reservorio).
 Fuente: Elaboración propia.

Tabla 37

Incidencia de Cargas Hidrostáticas (Phe), Hidrodinámicas(Phd) Respecto a las Dimensiones del Reservorio (H/L)

Descripción	Muestras											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Largo útil L(m):	12.00	40.00	20.00	15.00	15.00	32.00	62.00	22.00	15.00	20.00	15.00	20.00
Ancho útil B(m):	10.00	20.00	15.00	12.00	15.00	15.00	35.30	9.00	11.50	18.00	10.90	15.00
H(m):	2.40	2.40	2.50	2.20	3.00	2.40	1.50	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
Altura del líquido HL(m):	2.40	2.40	2.50	2.00	2.50	2.40	1.50	2.40	2.40	2.40	2.20	2.40
Volumen (10 ² m ³)	2.88	19.20	7.50	3.60	5.63	11.52	32.83	4.75	4.14	8.64	3.60	7.20
H/L	0.20	0.06	0.13	0.15	0.20	0.08	0.02	0.11	0.16	0.12	0.16	0.12
Phe(ton/m2):	2.40	2.40	2.50	2.00	2.50	2.40	1.50	2.40	2.40	2.40	2.20	2.40
Phd(ton/m2):	0.69	0.63	0.70	0.60	0.70	0.64	0.41	0.65	0.68	0.66	0.63	0.66
% (Phd/Phe):	28.67	26.33	27.96	30.15	27.88	26.54	27.27	27.17	28.13	27.38	28.64	27.38

Fuente: Elaboración propia

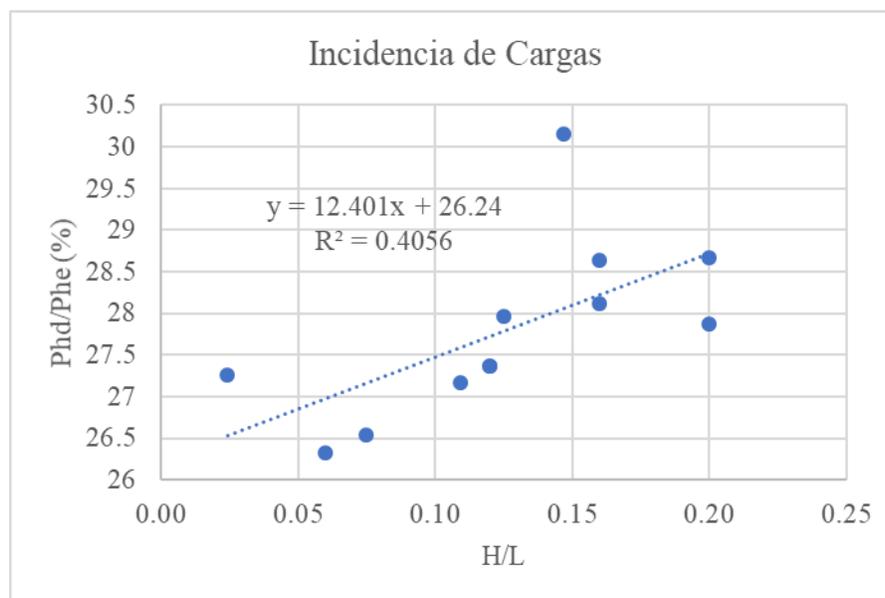


Figura 55. *Incidencia de las Cargas Hidrodinámicas en Relación a las Dimensiones*

Fuente: Elaboración propia

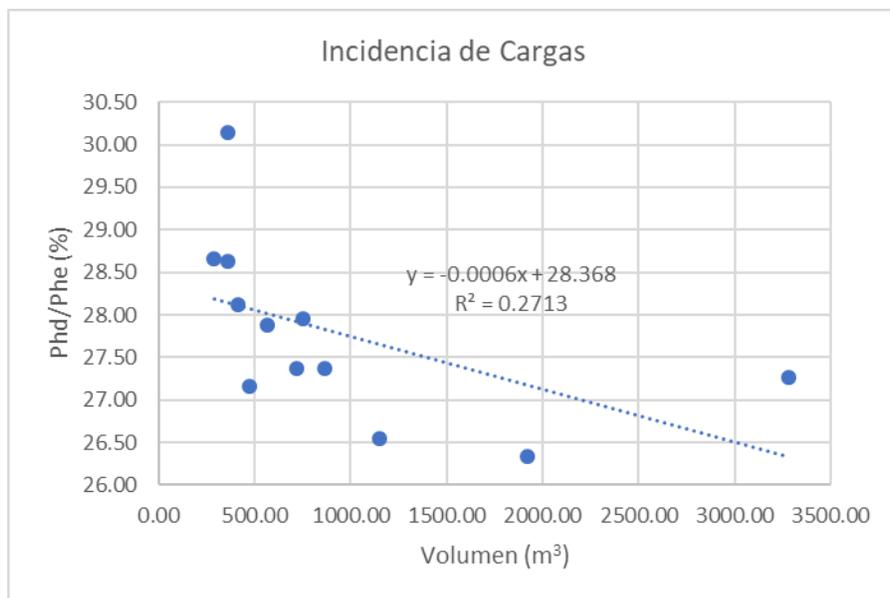


Figura 56. Incidencia de Fuerzas Hidrodinámicas Respecto a las Estáticas Según la Capacidad Volumétrica.

Fuente: Elaboración propia

Objetivo específico b) Analizar la relación de la ubicación de las juntas de dilatación respecto a longitud en reservorios rectangulares de concreto armado.

Al analizar la cantidad de tramos o segmentos delimitados por juntas de dilatación, respecto a la longitud del muro, como se muestra en la **Tabla 38** y **Figura 57** respectivamente, se obtiene una expresión matemática en un 95.85% de correlación ($R=0.9585$), es el siguiente:

$$Nt = 0.0818Lm + 1.0071$$

Donde:

Nt : Número de tramos para una determinada longitud.

Lm : Longitud del muro (m).

Tabla 38

Cantidad de Tramos por Longitud de Muro

Muestra	Dimensiones					Cantidad de tramos		
	L (m)	B (m)	Lex (m)	Lj (m)	Ley (m)	Li (m)	En L	en B
R1	12.00	10.00	6.00	0.00	5.00	0.00	2.00	2.00
R2	40.00	20.00	10.00	10.00	6.00	8.00	4.00	3.00
R3	20.00	15.00	6.00	8.00	7.50	0.00	3.00	2.00
R4	15.00	12.00	7.50	0.00	6.00	0.00	2.00	2.00
R5	15.00	15.00	7.50	0.00	7.50	0.00	2.00	2.00
R6	32.00	15.00	8.00	8.00	7.50	0.00	4.00	2.00
R7	62.00	35.30	10.00	10.50	8.00	9.65	6.00	4.00
R8	22.00	9.00	7.00	8.00	4.50	0.00	3.00	2.00
R9	15.00	11.50	7.50	0.00	5.75	0.00	2.00	2.00
R10	20.00	18.00	7.00	6.00	6.00	6.00	3.00	3.00
R11	15.00	10.90	7.50	0.00	5.45	0.00	2.00	2.00
R12	20.00	15.00	10.00	0.00	7.50	0.00	2.00	2.00

Fuente: Elaboración propia

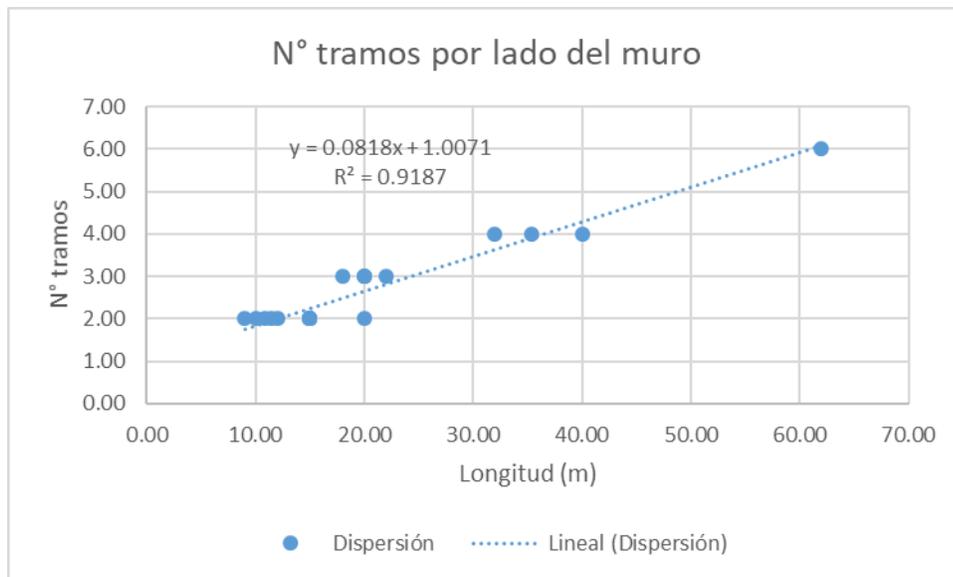
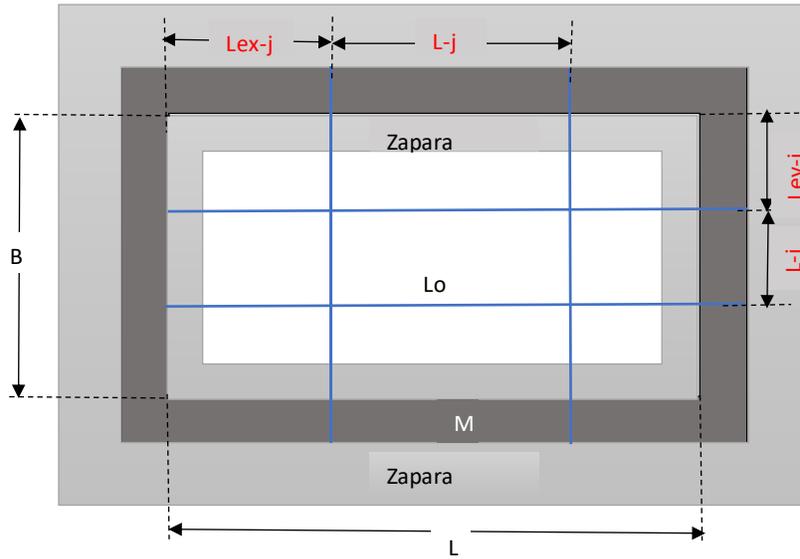


Figura 57. *Tendencia para Estimar la Cantidad de Juntas para la Longitud del Muro.*

Fuente: Elaboración propia

Luego de analizar con los datos de los reservorios se puede observar en la **Figura 58**, la ubicación de juntas respecto a la capacidad portante y la longitud mínima de cada tramo respecto a su geometría.

Distribucion de juntas de dilatacion segun perfil de suelo



Distancia de Juntas para perfil de suelo S2

q_u (kg/cm ²)	L-j	L-ex	L-i	L-ey
1.54	>8	> 7.00	> 5.00	> 5.5
1.65	> 7.50	> 7.00	> 5.00	> 5.5
1.68	> 7.00	> 7.00	> 5.00	> 5.00
1.75	> 6.00	> 6.00	> 5.00	> 5.00
1.78	> 6.00	> 6.00	> 5.00	> 5.00
1.91	> 5.50	> 5.50	> 5.00	> 5.00
2.02	> 5.50	> 5.50	> 5.00	> 4.50

Distancia de Juntas para perfil de suelo S3

q_u (kg/cm ²)	L-j	L-ex	L-i	L-ey
0.90	> 8.00	> 7.50	> 8.00	> 7.50
1.15	> 8.00	> 7.50	> 7.50	> 7.50
1.20	> 8.00	> 7.50	> 7.00	> 7.00
1.27	> 8.00	> 7.50	> 6.00	> 6.00

Figura 58. Distancias Mínimas Proporcionalas a las Dimensiones del Reservorio y el Perfil del Suelo

Fuente: Elaboración propia.

Objetivo específico c) Establecer la metodología para ubicar la junta de dilatación en reservorios rectangulares de concreto armado.

Mediante la siguiente secuencia metodológica, permite obtener las relaciones para la ubicación de las de dilatación en reservorios rectangulares de concreto armado, que se puede representar en el diagrama de flujo de la **Figura 59**:

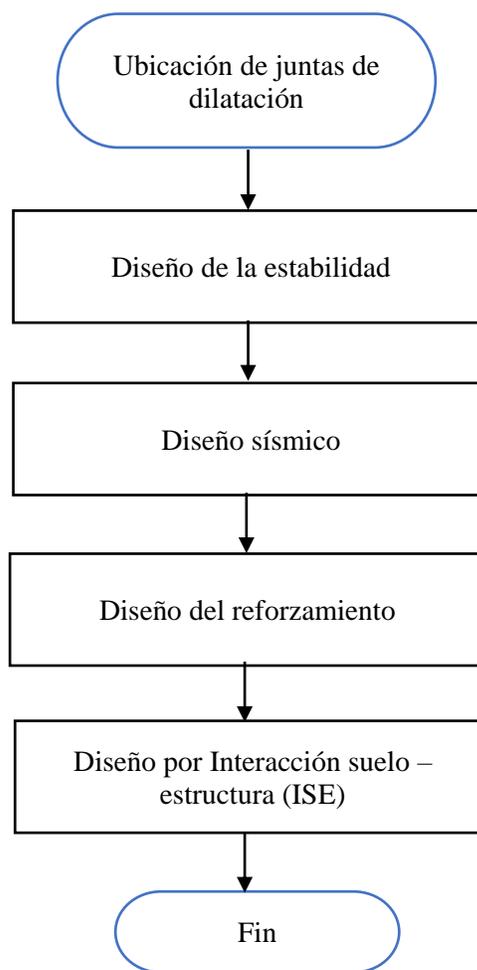


Figura 59. Diagrama de flujo para el procedimiento de ubicación de la junta de dilatación.

Fuente: Elaboración propia

3.2. Pruebas de hipótesis

Siendo la hipótesis general Para efectuar la prueba de hipótesis general: “Usando información de diseños de reservorios se puede determinar que, la ubicación de las juntas de dilatación depende del efecto hidrodinámico o de la interacción suelo estructura en reservorios rectangulares de concreto armado, Ancash 2016”.

1. Se definen: la hipótesis nula (H_0): Usando información de diseños de reservorios no se puede determinar que, la ubicación de las juntas de dilatación depende del efecto hidrodinámico o de la interacción suelo estructura en reservorios rectangulares de concreto armado, Ancash 2016; y la hipótesis alternativa (H_a) es: Usando información de diseños de reservorios se puede determinar que, la ubicación de las juntas de dilatación no depende del efecto hidrodinámico pero si de la interacción suelo estructura en reservorios rectangulares de concreto armado, Ancash 2016.

Mediante la observación de los resultados del análisis de ubicación de juntas de dilatación por efecto hidrodinámico y de interacción suelo – estructura, se puede manifestar que la ubicación de las juntas de dilatación es más factible mediante el análisis de ISE, por el cual se puede encontrar una relación matemática con un valor de $R^2=0.97$, cuyo valor de correlación de $r = 0.985$, El cual, según el nivel de medición de variables de Pearson, se encuentra en intervalos de $+0.90$ a $+1.00$, en consecuencia, se puede decir que existe correlación positiva muy fuerte, aceptándose la hipótesis afirmativa H_a .

$$R_s = e^{-0.131Asc} \cdot N^{0.0617} \cdot Asc$$

Donde:

Rs: Reacción del suelo, en ton/m²

N: Número de tramos o divisiones

Asc: Peso del área de la sección del muro, incluido el peso del agua sobre el muro por metro, en ton/m

Para la prueba de hipótesis específica a) El factor incidencia de las cargas hidrodinámicas e hidrostáticas se relaciona respecto a las dimensiones en reservorios rectangulares de concreto armado.

1. Se definen las hipótesis en: la hipótesis nula (H_0): No existe relación significativa entre incidencia de las cargas hidrodinámicas e hidrostáticas se relaciona respecto a las dimensiones en reservorios rectangulares de concreto armado; y la hipótesis alternativa (H_a) es: Si existe relación significativa entre incidencia de las cargas hidrodinámicas e hidrostáticas se relaciona respecto a las dimensiones en reservorios rectangulares de concreto armado.
2. Mediante el uso del software Excel, se realiza la correlación de las variables (H/L) y % (Phd/Phe), de la **Tabla 37**:
3. En la **Figura 55**, se puede apreciar el valor de $R^2=0.4056$ cuyo valor de correlación de $r = 0.6370$, El cual, según el nivel de medición de variables de Pearson, se encuentra en intervalos de +0.5 a +0.75, en consecuencia, se puede decir que existe correlación positiva de media a considerable, aceptándose la hipótesis afirmativa H_a .

Para la prueba de hipótesis específica b) Existe relación entre la ubicación de las juntas de dilatación, respecto a la longitud de los muros en reservorios rectangulares de concreto armado.

1. Se definen las hipótesis en: la hipótesis nula (H_0): No existe relación significativa entre la ubicación de las juntas de dilatación, respecto a la longitud de los muros en reservorios rectangulares de concreto armado; y la hipótesis alternativa (H_a) es: H_a : Si existe relación significativa relación entre la ubicación de las juntas de dilatación, respecto a la longitud de los muros en reservorios rectangulares de concreto armado.
2. Mediante el uso del software Excel, se realiza la correlación de las variables de la longitud de los tramos en lado mayor, respecto a la longitud de los tramos en el lado menor, de la **Tabla 38**:
3. En la **Figura 57**, se puede apreciar el valor de $R^2=0.9187$, cuyo valor de correlación de $r = 0.9585$, El cual, según el nivel de medición de variables de Pearson, se encuentra en intervalos de $+0.90$ a $+1.00$, en consecuencia, se puede decir que existe correlación positiva muy fuerte, aceptándose la hipótesis afirmativa H_a .

Para la prueba de hipótesis específica c) La secuencia metodológica aplicada permite obtener relación entre la ubicación de las juntas de dilatación en reservorios rectangulares de concreto armado.

Siendo una hipótesis del tipo propositiva que, al considerar toda la secuencia de diseño se puede obtener resultados para el análisis de la ubicación de juntas de dilatación.

CAPITULO V

DISCUSION

Conforme estuvo previsto en el proyecto de investigación, se ha efectuado la profundización del marco teórico en lo que corresponde a las variables de estudio. Seguidamente se procede a realizar el contraste de los resultados:

1. En el caso de la hipótesis general “Usando información de diseños de reservorios se puede determinar que, la ubicación de las juntas de dilatación depende del efecto hidrodinámico o de la interacción suelo estructura en reservorios rectangulares de concreto armado, Ancash 2016”, por el cual haciendo el análisis de la familia de reservorios se ha logrado obtener la siguiente relación, a un 96.67% de correlación positiva:

$$R_s = e^{-0.131Asc} \cdot N^{0.0617} \cdot Asc$$

Donde:

R_s : Reacción del suelo, en ton/m²

N : Número de tramos o divisiones

Asc : Peso del área de la sección del muro, incluido el peso del agua sobre el muro por metro, en ton/m

2. Hipótesis específica a) Si existe relación significativa entre incidencia de las cargas hidrodinámicas e hidrostáticas se relaciona respecto a las dimensiones en reservorios rectangulares de concreto armado.

Estos resultados guardan relación con lo que sostiene (Orihuela Canchari, 2016) que para dimensiones pequeñas no son significativas las fuerzas sísmicas para el diseño, las que prevalecen son las estáticas, refiriéndose a que la magnitud de las fuerzas estáticas son mayores a las fuerzas dinámicas; ello concuerda con lo que en el presente trabajo de investigación se obtuvo al analizar los reservorios con variación de volumen desde 280 a 2000 m³ (**Figura 56**), en el cual la incidencia aproximadamente al 30% de las cargas hidrodinámicas respecto a la hidrostática y es ascendente según se incrementa de la altura respecto a la longitud del reservorio, como se aprecia la tendencia en la **Figura 55**. Por lo que se puede afirmar que, la incidencia de las fuerzas hidrodinámicas debe ser considerados cuando la proporción $H/L > 0.10$ como se muestra en la **Figura 55**. Sin embargo, analizando respecto al diseño por estabilidad que produce las fuerzas sísmicas, como se muestra en la **Tabla 35**, y atendiendo la afirmación de (Navarro Carrasco, 2014): manifestando que, se han revisado una serie de proyectos de construcción de depósitos de hormigón armado, pudiéndose comprobar que en la mayoría de los casos no se han tenido en cuenta los efectos hidrodinámicos provocados por un sismo para la obtención de los esfuerzos en ELU. Dichas omisiones ocasionaban que su factor de seguridad quedase minorado importantemente. En consecuencia el efecto hidrodinámico si es representativo y debe ser considerado en todo diseño analizando la estabilidad por fuerzas sísmicas sobre los muros del reservorio, porque el efecto hidrodinámico se mide por medio del factor de seguridad al deslizamiento y al volteo por metro lineal, como calcula (Munshi, 2002, pág. 37).

3. Hipótesis específica b) Si existe relación significativa relación entre la ubicación de las juntas de dilatación, respecto a la longitud de los muros en reservorios rectangulares de concreto armado.

Al hacer el contraste con el marco teórico en el cual (Jimenez, Garcia, & Moran, 2000) sostiene que la distancia entre juntas de dilatación en reservorios muy expuestos varía de 10 a 15 m, en el cual no especifica para que longitudes del muro, el cual es una de sus limitaciones.

Sin embargo, en el presente estudio si se obtiene una relación el cual tiene una correlación positiva muy fuerte equivalente al 95.85%, como se visualiza en la **Figura 57**, entre la división en cuantos tramos respecto a su longitud, asegurando la estabilidad del muro del reservorio, el cual puede expresarse matemáticamente como:

$$Nt = 0.0818Lm + 1.0071$$

Donde:

Nt: Número de tramos para una determinada longitud, redondear.

Lm: Longitud del muro en el lado mayor o menor (m).

Como se puede ver en el **Tabla 39**, donde se puede visualizar la comparación de la ubicación de las juntas de dilatación respecto a la ubicación la propuesta de (Jimenez, Garcia, & Moran, 2000), no permite elegir tramos menores a 10 m.

4. Para cumplir el tercer objetivo específico, la metodología seguida para obtener la ubicación de las juntas de dilatación en reservorios rectangulares de concreto armado, es el adecuado para que sea utilizado por los profesionales implicados en el área de diseño, peritaje, etc. Y sería un apoyo a la sugerencia que indica el (ACI224.3R-95, 1995, pág. 36), en el Capítulo 9, donde manifiesta que “No hay reglas exactas para ubicar las juntas de contracción. Cada estructura debe ser examinada individualmente para determinar donde se deben colocar las juntas de contracción”.

Tabla 39

Comparación de la Ubicación de Juntas de Dilatación Mediante Análisis ISE Respecto a la Referencia Bibliográfica

N° Reserv	Dimensiones		Distancia entre juntas, en metros										
			Longitud por análisis ISE				Según la fórmula obtenida				Según (Montoya, 2000)		
	L (m)	B (m)	Lex	Lj	Ley	Li	N° tramos en L	Lex \cong Lj (m)	N° tramos en B	Ley \cong Li (m)	Variación (m)	Lex @ Lj (m)	Ley @ Li (m)
R1	12.00	10.00	6.00	0.00	5.00	0.00	2.00	6.00	2.00	5.00	10-15	12.00	10.00
R2	40.00	20.00	10.00	10.00	6.00	8.00	4.00	10.00	3.00	6.67	10-15	10.00	10.00
R3	20.00	15.00	6.00	8.00	7.50	0.00	3.00	6.67	2.00	7.50	10-15	10.00	15.00
R4	15.00	12.00	7.50	0.00	6.00	0.00	2.00	7.50	2.00	6.00	10-15	15.00	12.00
R5	15.00	15.00	7.50	0.00	7.50	0.00	2.00	7.50	2.00	7.50	10-15	15.00	15.00
R6	32.00	15.00	8.00	8.00	7.50	0.00	4.00	8.00	2.00	7.50	10-15	16.00	15.00
R7	62.00	35.30	10.00	10.50	8.00	9.65	6.00	10.33	4.00	8.83	10-15	10.00	10.00
R8	22.00	9.00	7.00	8.00	4.50	0.00	3.00	7.33	2.00	4.50	10-15	11.00	11.00
R9	15.00	11.50	7.50	0.00	5.75	0.00	2.00	7.50	2.00	5.75	10-15	15.00	11.50
R10	20.00	18.00	7.00	6.00	6.00	6.00	3.00	6.67	2.00	9.00	10-15	10.00	9.00
R11	15.00	10.90	7.50	0.00	5.45	0.00	2.00	7.50	2.00	5.45	10-15	15.00	10.90
R12	20.00	15.00	10.00	0.00	7.50	0.00	3.00	6.67	2.00	7.50	10-15	10.00	15.00

Fuente: Elaboración propia

VI. CONCLUSIONES

La ubicación de las juntas de dilatación por efecto hidrodinámico y de interacción suelo estructura en reservorios rectangulares de concreto armado, desarrollado en la presente tesis, considera sólo el análisis estático en el caso de la interacción suelo estructura y el análisis pseudo estático en el análisis de las fuerzas sísmicas, para ser considerados como referencia para los profesionales encargados en el diseño, criterios para ser considerados en su aplicación:

1. La información de los diseños de los reservorios considerados en el presente estudio, es importante para poder encontrar relaciones para obtener la ubicación de las juntas de dilatación, en el cual, luego del análisis de la familia de reservorio se puede concluir que; mediante el análisis de interacción suelo estructura se ha obtenido al 96.67% de correlación, la siguiente relación:

$$R_s = e^{-0.131Asc} \cdot N^{0.0617} \cdot Asc$$

Donde:

R_s : Reacción del suelo, en ton/m²

N : Número de tramos o divisiones

Asc : Peso del área de la sección del muro, incluido el peso del agua sobre el muro por metro, en ton/m

2. En relación al objetivo de identificar la incidencia de las cargas hidrodinámicas e hidrostáticas se relaciona respecto a las dimensiones en reservorios rectangulares de concreto armado. En el cual para reservorios de 280 a 2000 m³, se alcanza hasta un 30% de las cargas hidrodinámicas respecto a la

hidrostática y es ascendente según se incrementa de la altura respecto a la longitud del reservorio, el cual se afirma con la hipótesis alternativa en un nivel de correlación de media a considerable.

3. Al realizar el análisis de la relación entre la ubicación de las juntas de dilatación, respecto a la longitud de los muros en reservorios rectangulares de concreto armado. Se afirma con la hipótesis alternativa en un nivel de correlación positiva muy fuerte (95.85%), entre la división en cuantos tramos respecto a su longitud, asegurando la estabilidad del muro del reservorio, el cual puede expresarse matemáticamente como:

$$Nt = 0.0818Lm + 1.0071$$

Donde:

Nt: Número de tramos para una determinada longitud, redondear.

Lm: Longitud del muro en el lado mayor o menor (m).

Como se puede ver en el cuadro N° comparativo, la propuesta de (Jimenez, Garcia, & Moran, 2000), no permite elegir tramos menores a 10 m.

4. La secuencia metodológica para obtener la ubicación de las juntas de dilatación en el diseño de reservorios rectangulares de concreto armado, consiste en analizar el comportamiento de la estructura de acuerdo a la Interacción Suelo Estructura y el análisis de estabilidad de los muros del reservorio.

VII. RECOMENDACIONES

Considerando la importancia que tiene la presente investigación de carácter aplicativo y en función a los resultados obtenidos, se formulan las siguientes recomendaciones:

1. Los Figuras 53,54 y 57, deben de utilizarse para redimensionamientos, en casos de suelos S2 y S3, de un solo estrato, para más estratos de suelo, es recomendable realizar el cálculo según la metodología propuesta en la presente tesis.
2. Incrementar el número de muestras, para perfeccionar la determinación de la ubicación de las juntas de dilatación en relación a la reacción del suelo, mediante el análisis de Interacción Suelo – Estructura.
3. Perfeccionar el análisis de la incidencia de las cargas hidrodinámicas respecto a las hidrostáticas, en relación a la altura para una misma longitud de reservorios rectangulares.
4. Actualizar la relación de número de tramos respecto a la longitud del muro, incrementando más diseños de reservorios rectangulares de concreto armado.
5. Se debe realizar el cálculo del efecto hidrodinámico por medio del factor de seguridad al deslizamiento y al volteo por metro lineal.
6. Motivar la aplicación de la metodología propuesta en la presente tesis, en el cálculo de la ubicación de las juntas de dilatación en reservorios rectangulares.

VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- ACI224.3R-95. (1995). *Joints in Concrete Construction*. U.S.A.
- ACI318S-14. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. U.S.A.
- ACI350.3-01. (Diciembre de 2001). *Seismic Design of Liquid Containing Concrete Structures*. Estados Unidos de America: American Concrete Institute.
- Aviles, J. (Diciembre de 2004). Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interaccion dinamica Suelo-Estructura. *Ingenieria Sísmica*. México, México: Sociedad Mexicana de Ingenieria Sismica.
- Calavera Ruiz, J. (1987). *Muros de Contencion y Muros de Sotano*. Madrid, España: INTEMAC.
- Dogangun, A. (27 de febrero de 2014). *Presiones Hidrodinamicas que actuan sobre las pareces de reservorios rectangulares*. Obtenido de ResearchGate: https://www.researchgate.net/publication/260123188_Hydrodynamic_pressures_acting_on_the_walls_of_rectangular_fluid_containers
- Gandhinagar. (Octubre de 2007). *IITK-GSDMA Guidelines for Seismic Design of Liquid Storage Tanks*. Kanpur, India: Indian Institute of Technology Kanpur.
- Hallmark, D. (1982). *Presas pequeñas de concreto*. México, México: LIMUSA.
- Hernandez Sampieri, R. (1998). *Metodologia de la investigacion*. Mexico, Mexico: Mc Graw Hill.
- Hernandez Sampieri, R. (2014). *Metodologia de la investigacion*. México, México: Mc Graw Hill.
- Jimenez Montoya, P., Garcia Meseguer, A., & Moran Cabre, F. (2000). *Hormigon Armado*. Madrid, España: Gustavo Gili.
- Livaoglu, R. (28 de Febrero de 2008). *INFONA*. Obtenido de <https://www.infona.pl/resource/bwmeta1.element.elsevier-037e69ce-9bb5-333b-9ae4-e850cc96d1a1>
- Morales Ross, R. (2012). *Calculo de la distribucion de presiones de contacto Suelo-Cimentacion, para cargas gravitaciones sobre suelos compresibles*. *Sociedad Mexicana de Ingenieria Estructural*. México, México.

- Munshi, J. (2000). *Rectangular Concrete Tanks*. Illinois, USA: PCA.
- Munshi, J. (2002). *Design Liquid-Containing Concrete Structures For Earthquake Forces*. USA: Portland Cement Association.
- Muñoz Razo, C. (2011). *Cómo Elaborar y Asesorar una Investigacion de Tesis*. Mexico, México: Pearson.
- Navarro Carrasco, S. (2014). *Obtencion de Cargas Hidrodinamicas en Depositos Rectangulares de Hormigon Armado*. Cartagena, España: UPC.
- Novak, P., Moffat, & Nalluri. (agosto de 2001). *Estructuras Hidraulicas*. Colombia, Colombia: McGraw-Hill Interamericana S.A.
- NRMCA. (2011). *CIP 6 - Juntas en el Concreto. Losas sobre el suelo*. Obtenido de [www.nrmca.org › aboutconcrete](http://www.nrmca.org/aboutconcrete)
- Orihuela Canchari, J. (2016). Diseño Estructural de Tanques Rectangulares y sus Aplicaciones. *Ingenium*, 23. Obtenido de <https://journals.continental.edu.pe/index.php/ingenium/article/view/440>
- Quezada Vera, W. A. (Diciembre de 2014). *Diseño y Analisis de un Reservorio Tipo Fuste de 300 m3 en la Ciudad de Trujillo*. Trujillo, Peru: UPAO.
- Ramirez, A. I. (Setiembre de 1996). Presión hidrodinamica en tanques de almacenamiento producida por aceleracion horizontal. *Ingenieria Hidraulica en México*. México, México.
- RNE. (2016). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima, Perú: MEGABYTE, GRUPO EDITORIAL.
- Roberto Morales, M. (2006). *Diseño en Concreto Armado*. Lima, Perú: ICG.
- Rodriguez Galbarro, H. (mayo de 2011). *Ingemecanica*. Obtenido de *Proyectos de ingeniería y arquitectura*: <https://ingemecanica.com/inicio/presentacion.html>
- Salem Valderrama, I. S. (octubre de 2016). *Clasificación sismica de suelos segun Decreto Supremo N°61. 140*. Santiago, Chile: Universidad Andres Bello.
- Soriano, A. (1989). *Interaccion suelo - Estructura. Modificacion del movimiento. Fisica de la tierra*. Madrid, España: Escuela Tecnica Superior de Ingeneira de Caminos, Canales y Puertos.

Tamara, O., & Manterola, C. (2017). Obtenido de
<https://scielo.conicyt.cl/pdf/ijmorphol/v35n1/art37.pdf>

Zeevaert, L. (1980). *Interaccion Suelo - Estructura de Cimentación*. México, México:
LIMUSA.

Zuñiga Castillo, A. J. (2017). Investigacion Propositiva. *6ta Jornada de Investigación PROESAD*. Puno. Obtenido de
<https://www.youtube.com/watch?v=ZsUnz7pMupg>

ANEXOS

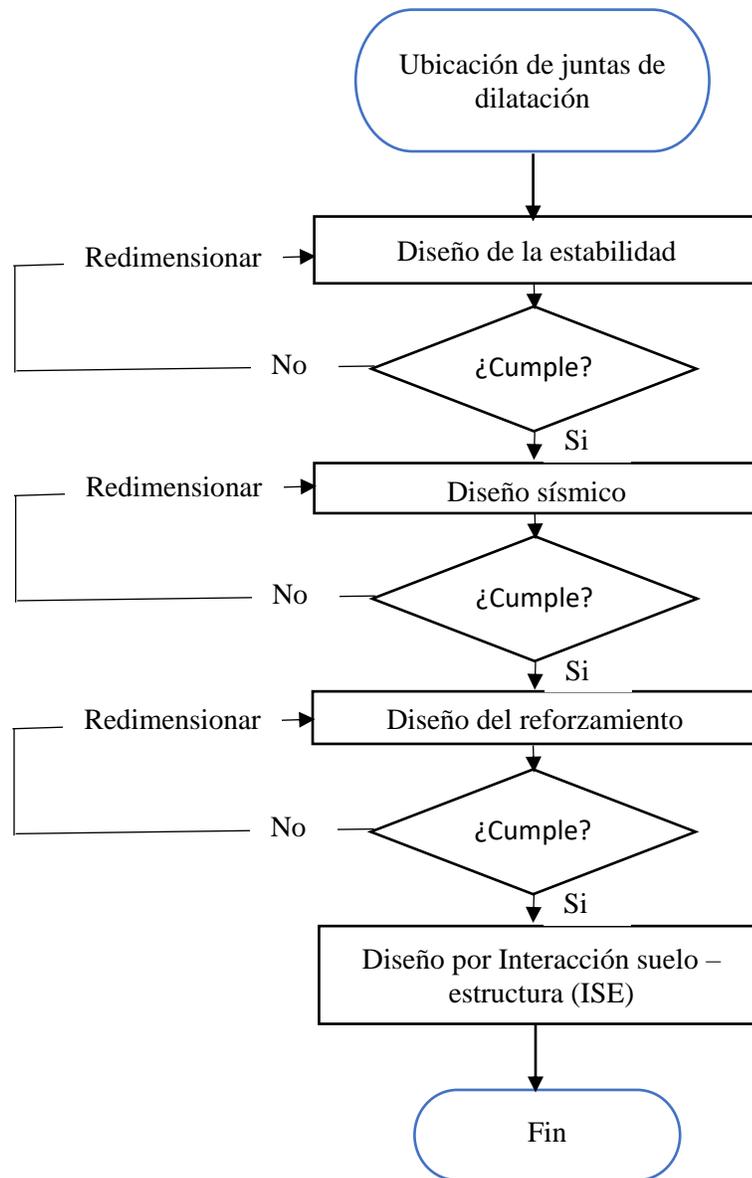


Figura 60. Diagrama de Flujo para el Procedimiento de Ubicación de la Junta de Dilatación.

Fuente: Elaboración propia

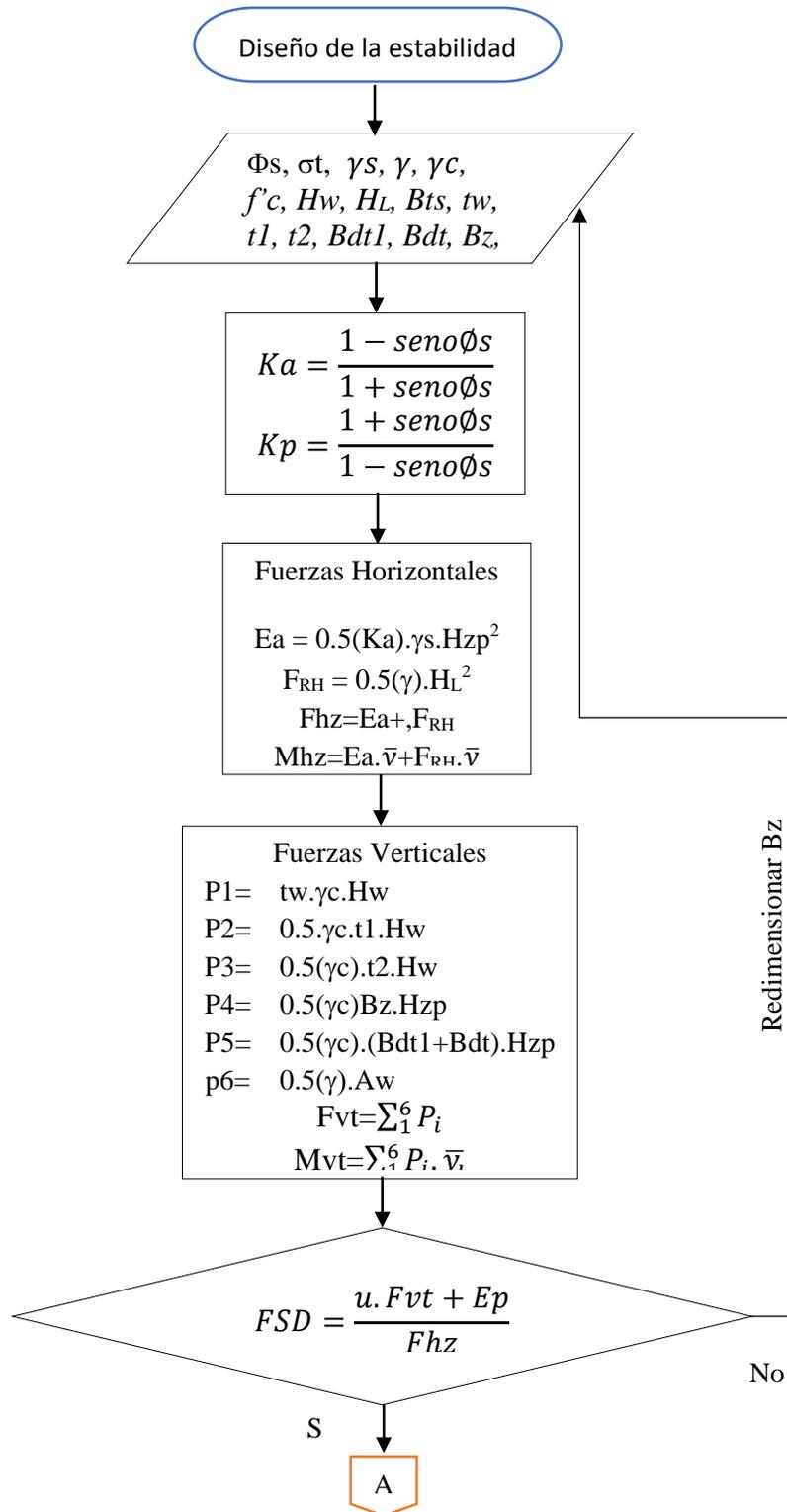


Figura 61. Diagrama de Flujo para Diseño por Estabilidad.

Fuente: Elaboración propia

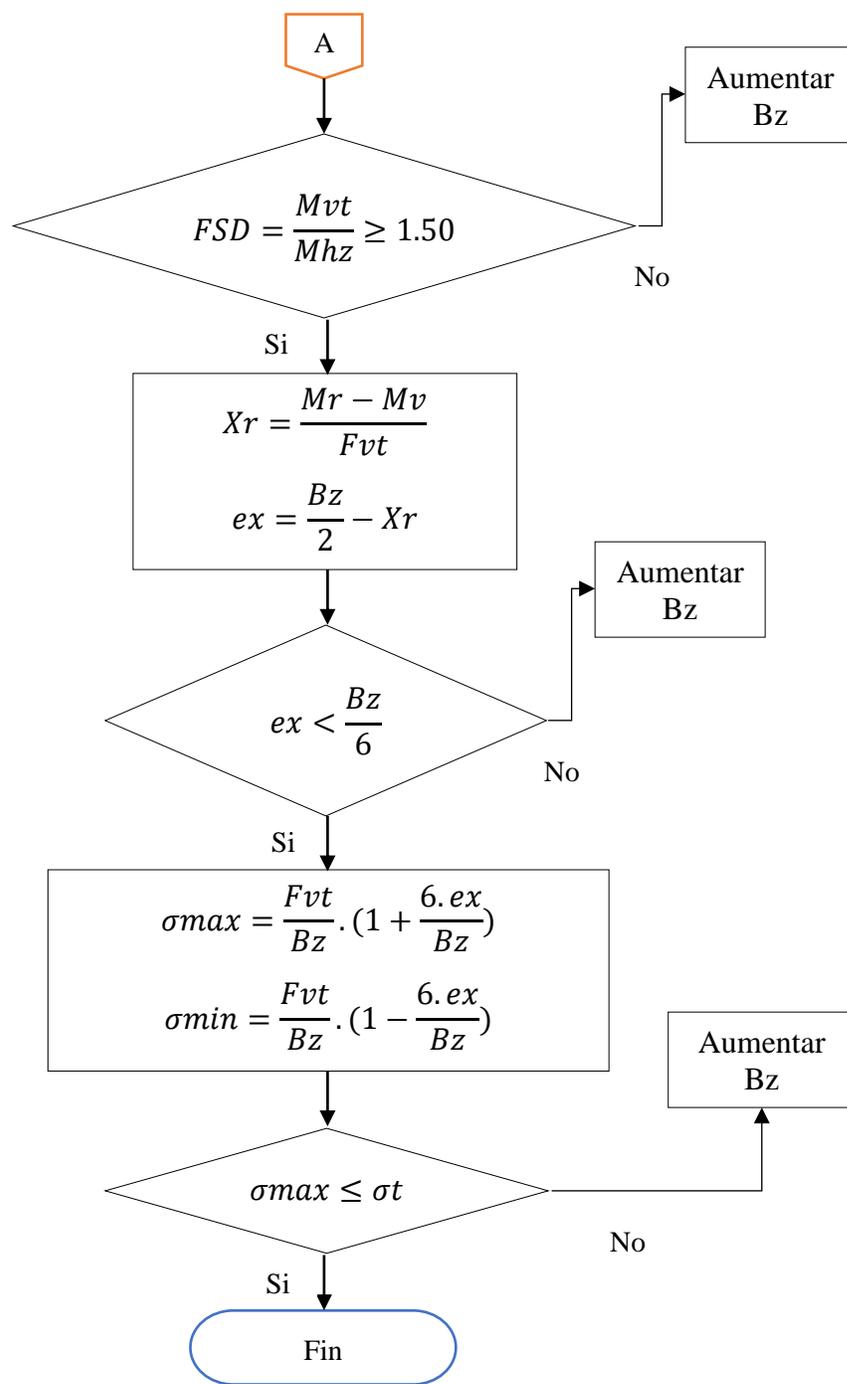


Figura 62. Diagrama de Flujo para Diseño por Estabilidad.

Fuente: Elaboración propia

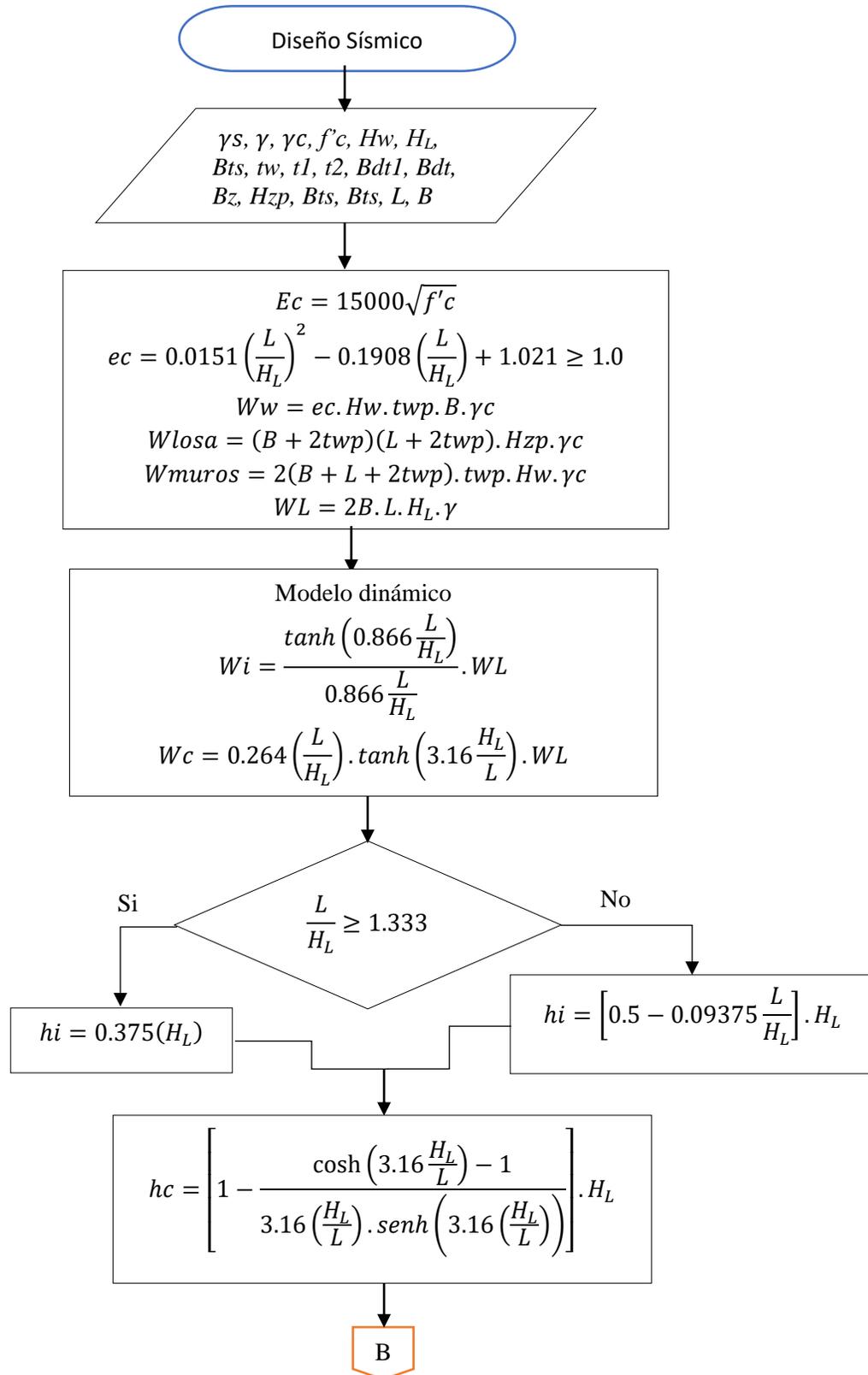


Figura 63. Diagrama de Flujo para Diseño Sísmico.

Fuente: Elaboración propia

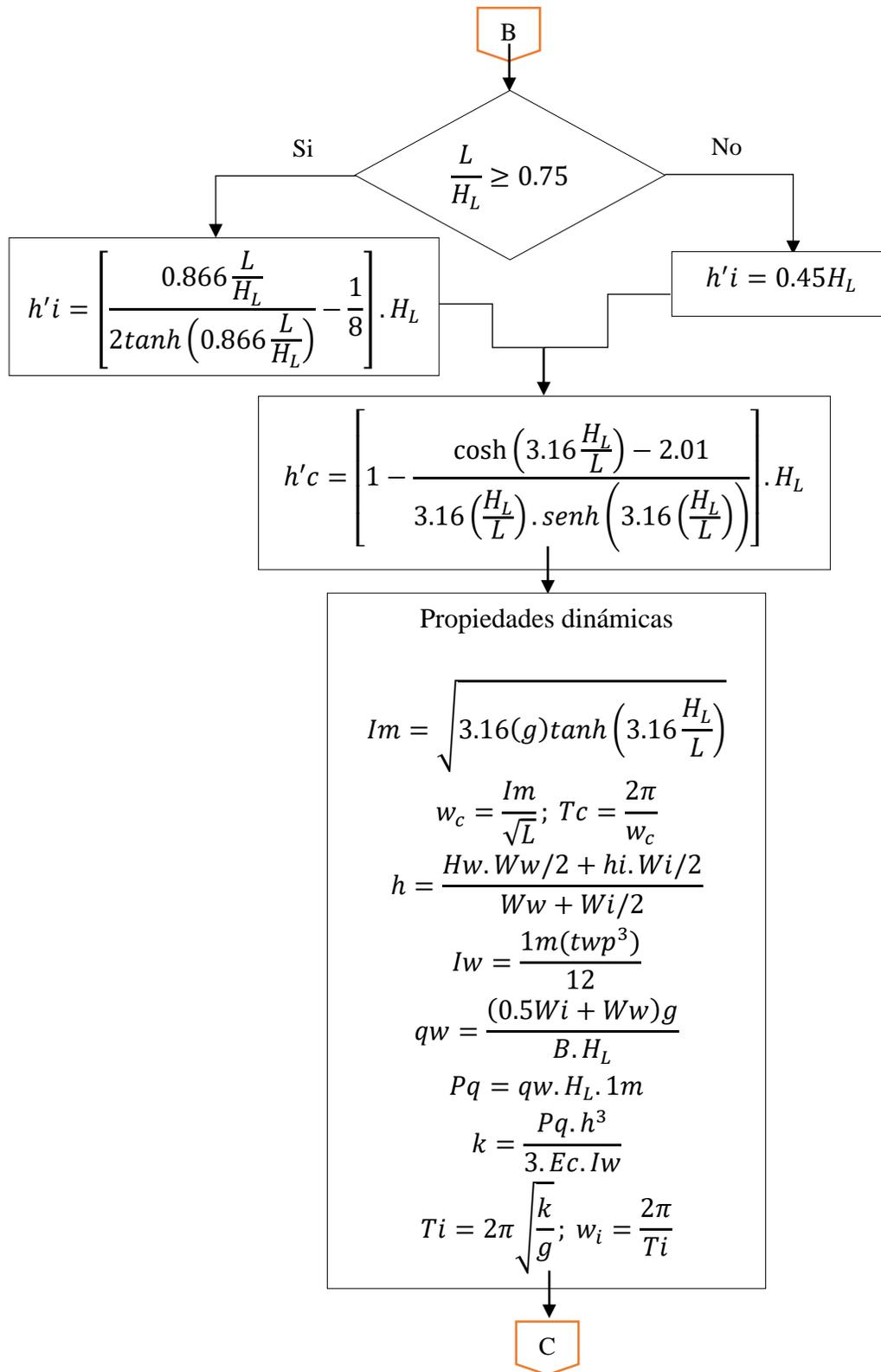


Figura 64. Diagrama de Flujo para Diseño Sísmico.

Fuente: Elaboración propia

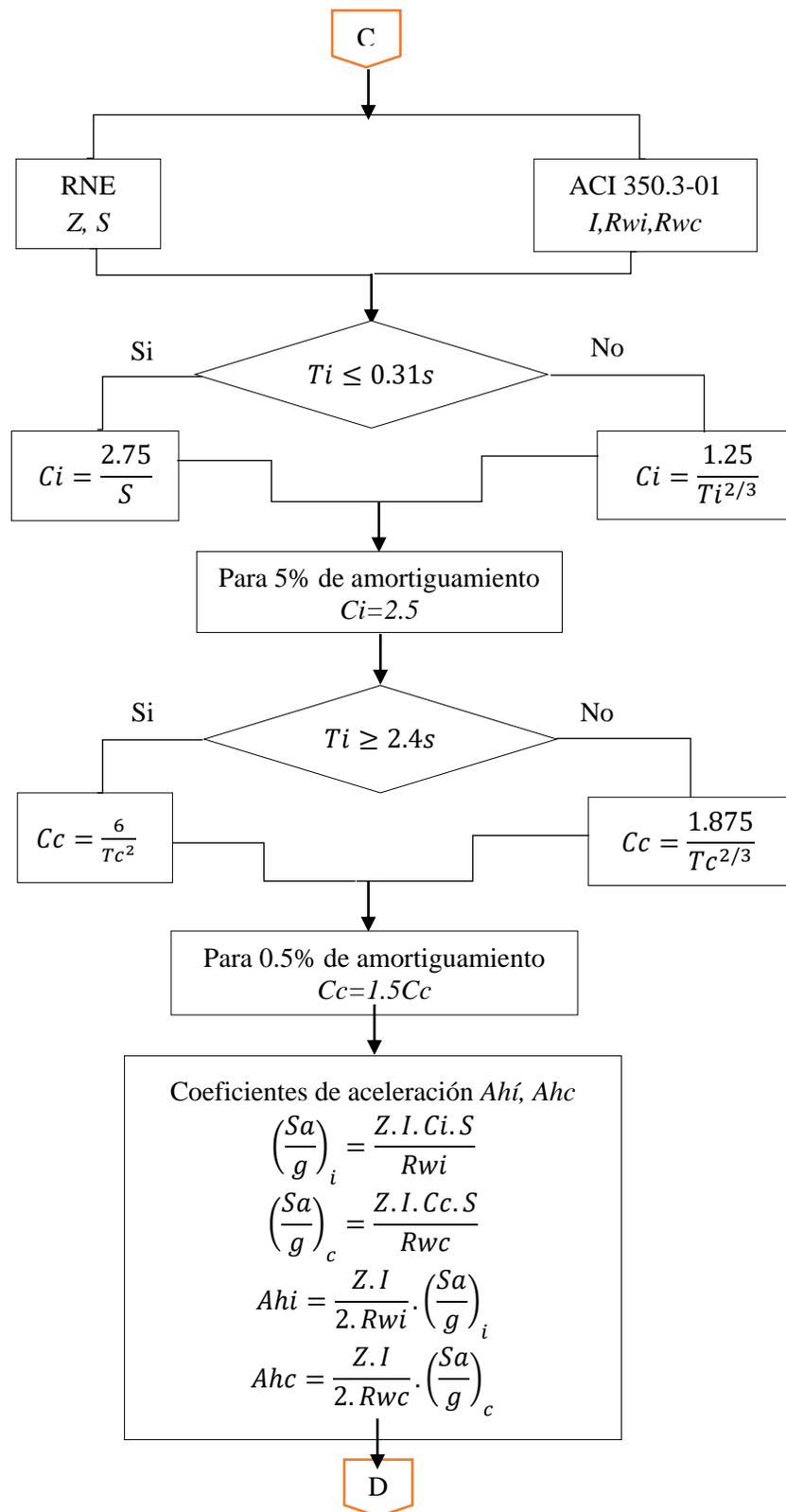


Figura 65. Diagrama de Flujo para Diseño Sísmico.

Fuente: Elaboración propia

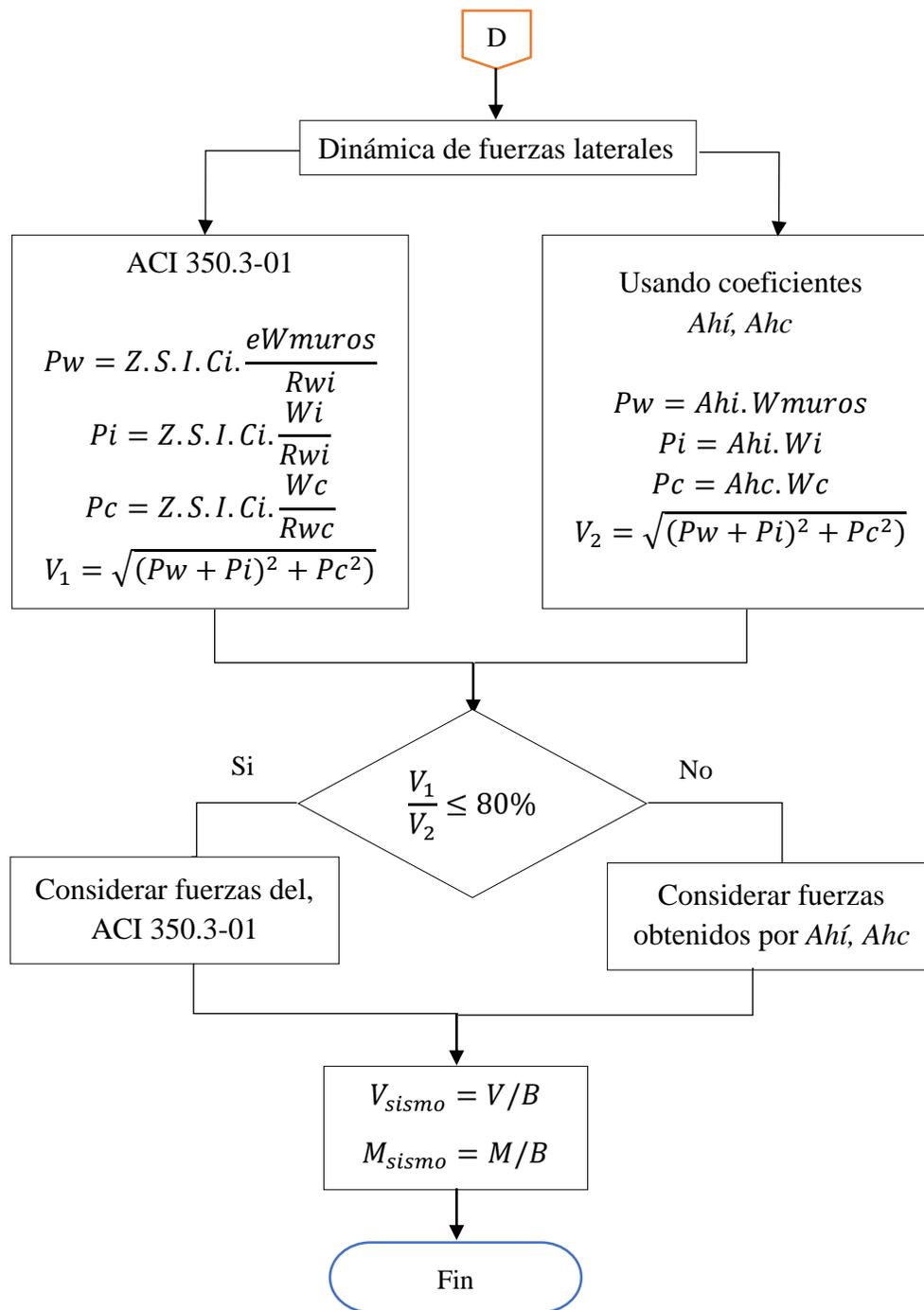


Figura 66. Diagrama de Flujo para Diseño Sísmico0

Fuente: Elaboración propia

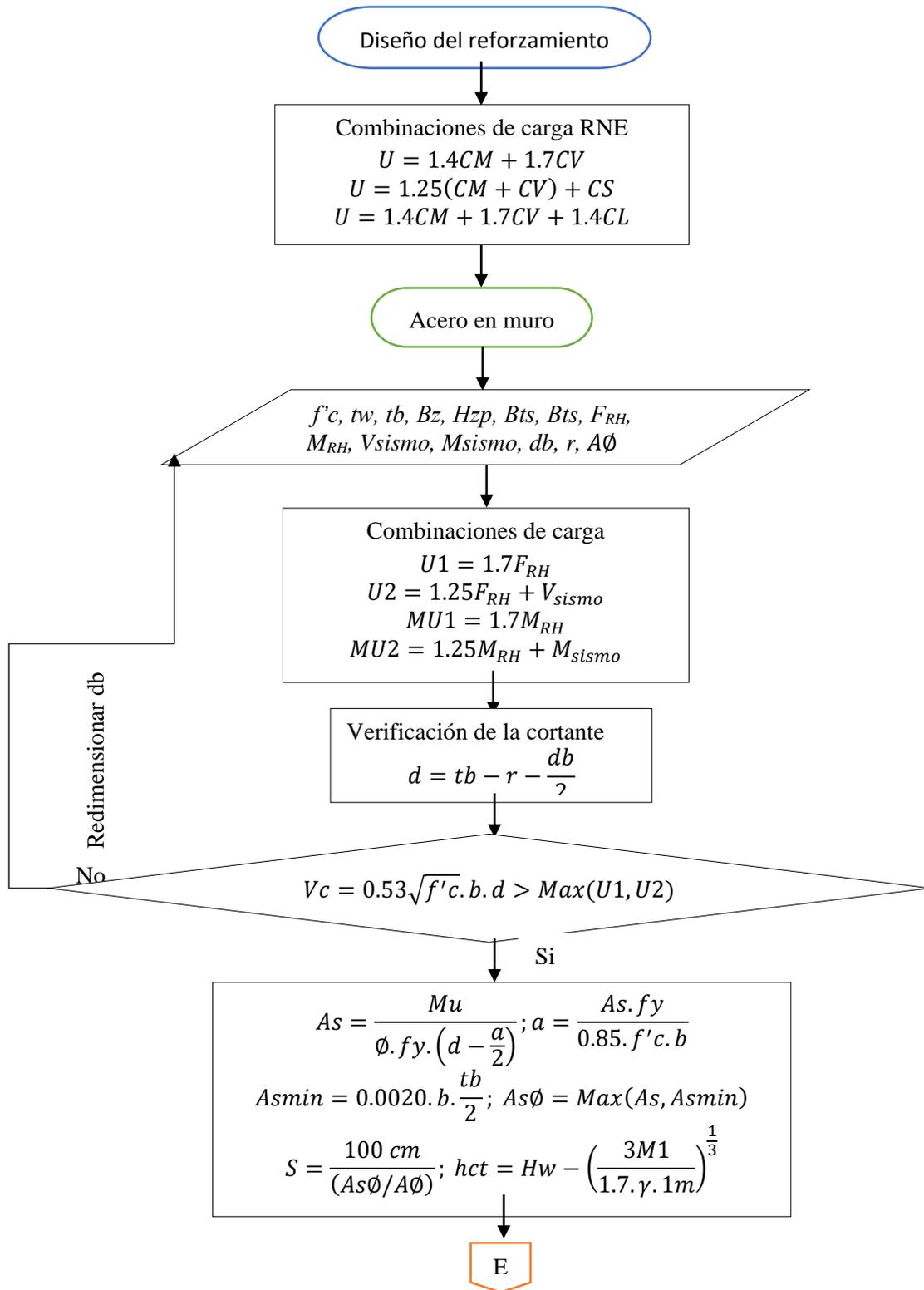


Figura 67. Diagrama de Flujo para Diseño del Reforzamiento

Fuente: Elaboración propia

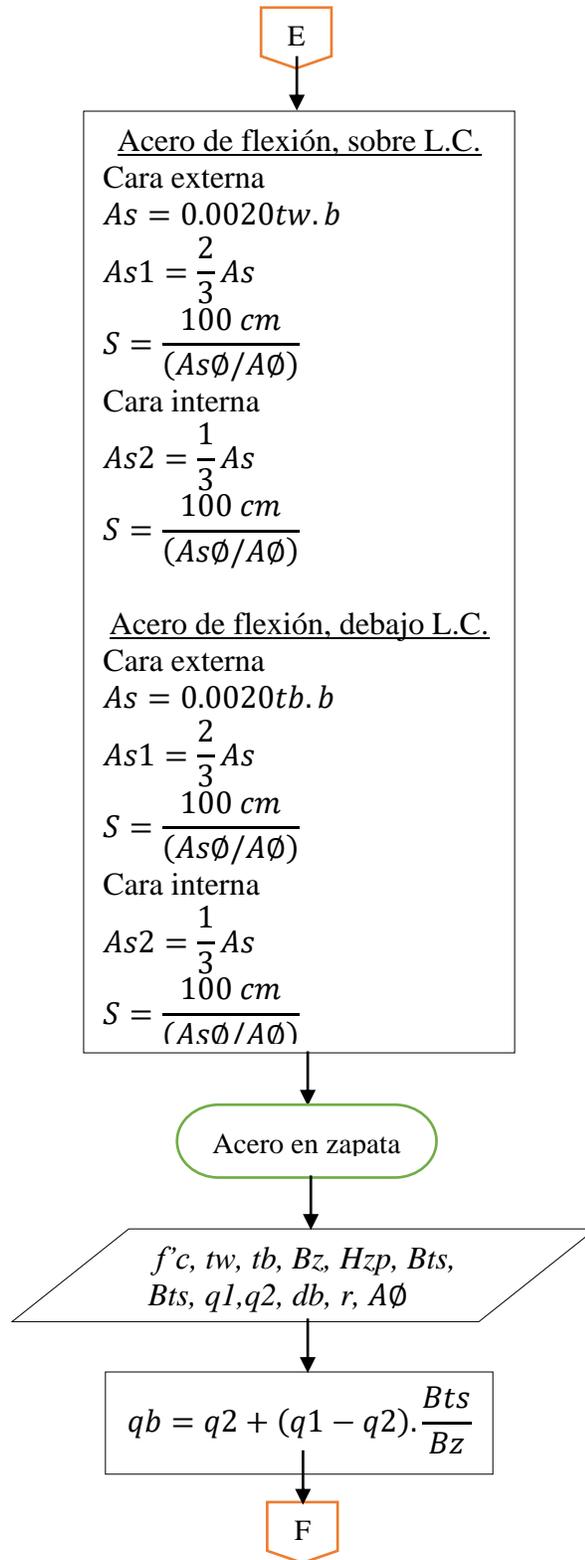


Figura 68. Diagrama de Flujo para Diseño del Reforzamiento.

Fuente: Elaboración propia

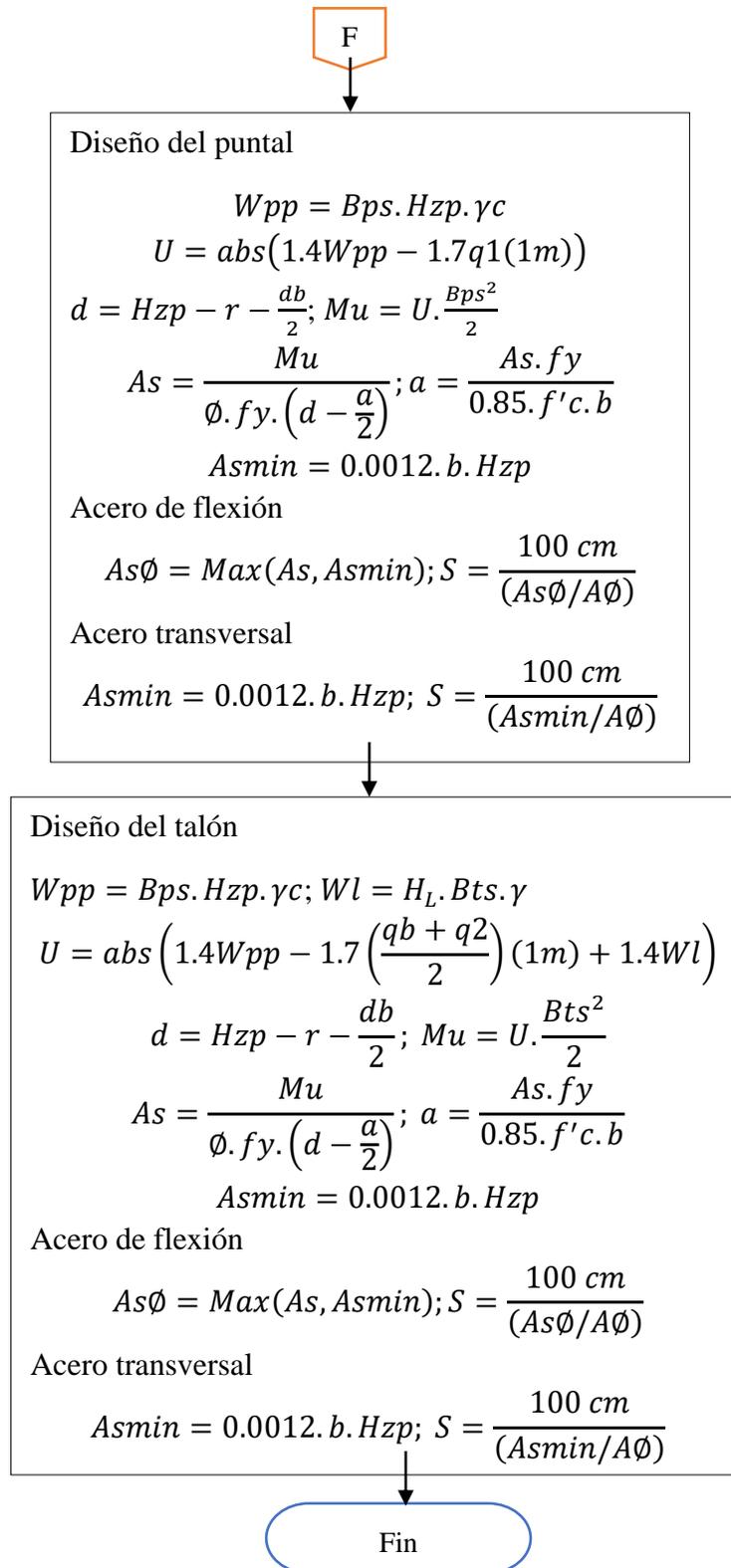


Figura 69. Diagrama de Flujo para Diseño del Reforzamiento.

Fuente: Elaboración propia

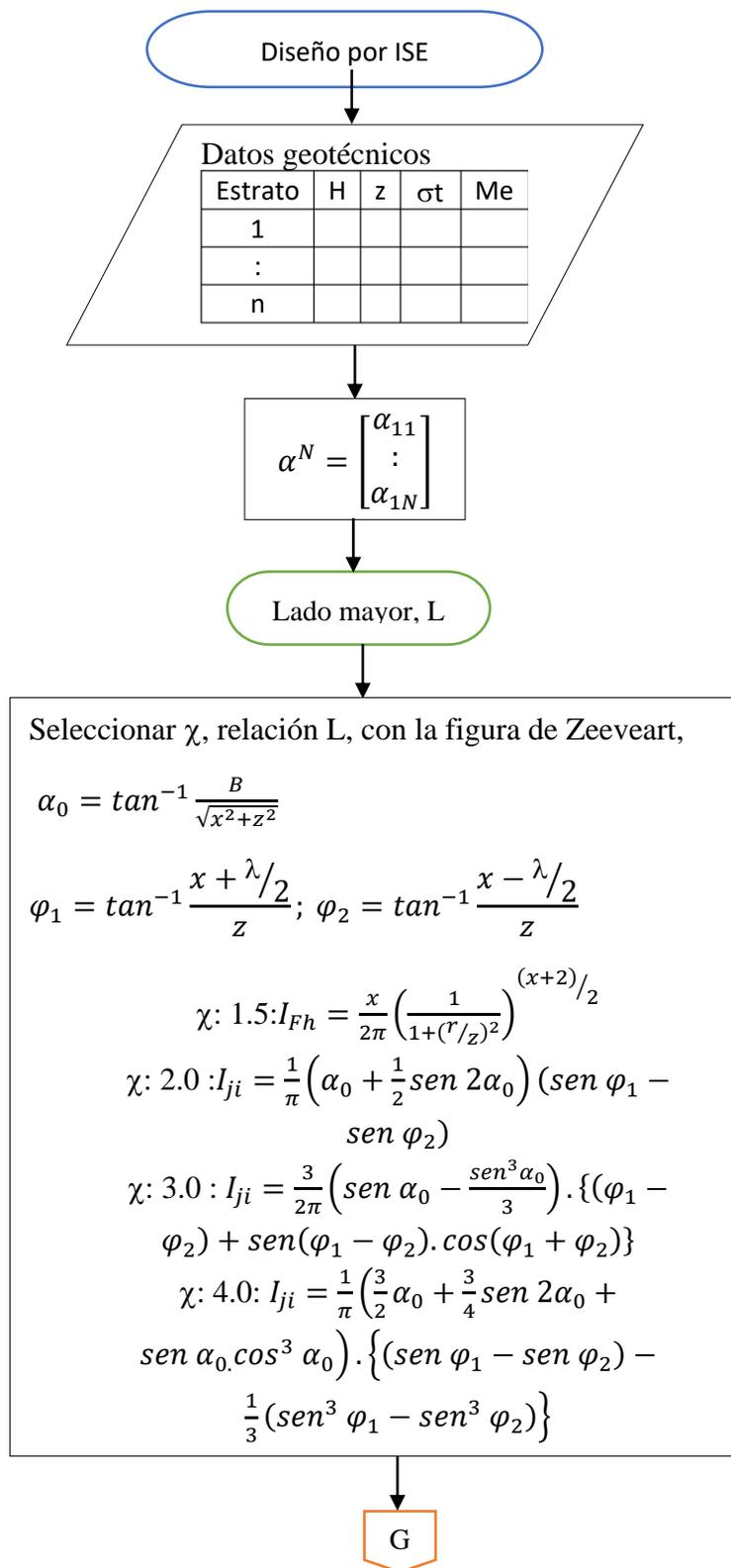


Figura 70. Diagrama de Flujo para Diseño por ISE.

Fuente: Elaboración propia

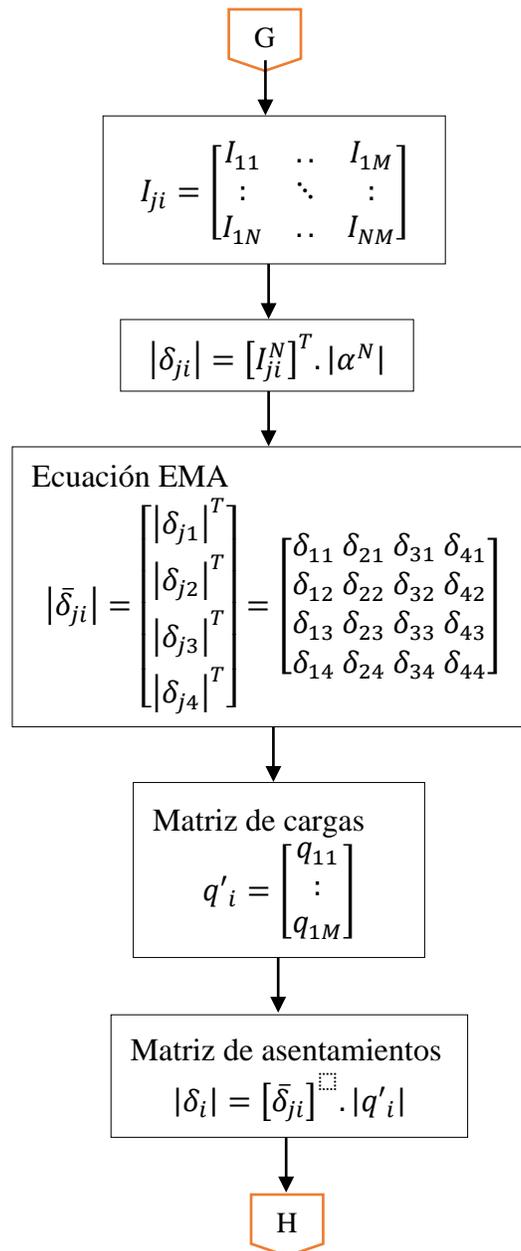


Figura 71. Diagrama de Flujo para Diseño por ISE.

Fuente: Elaboración propia

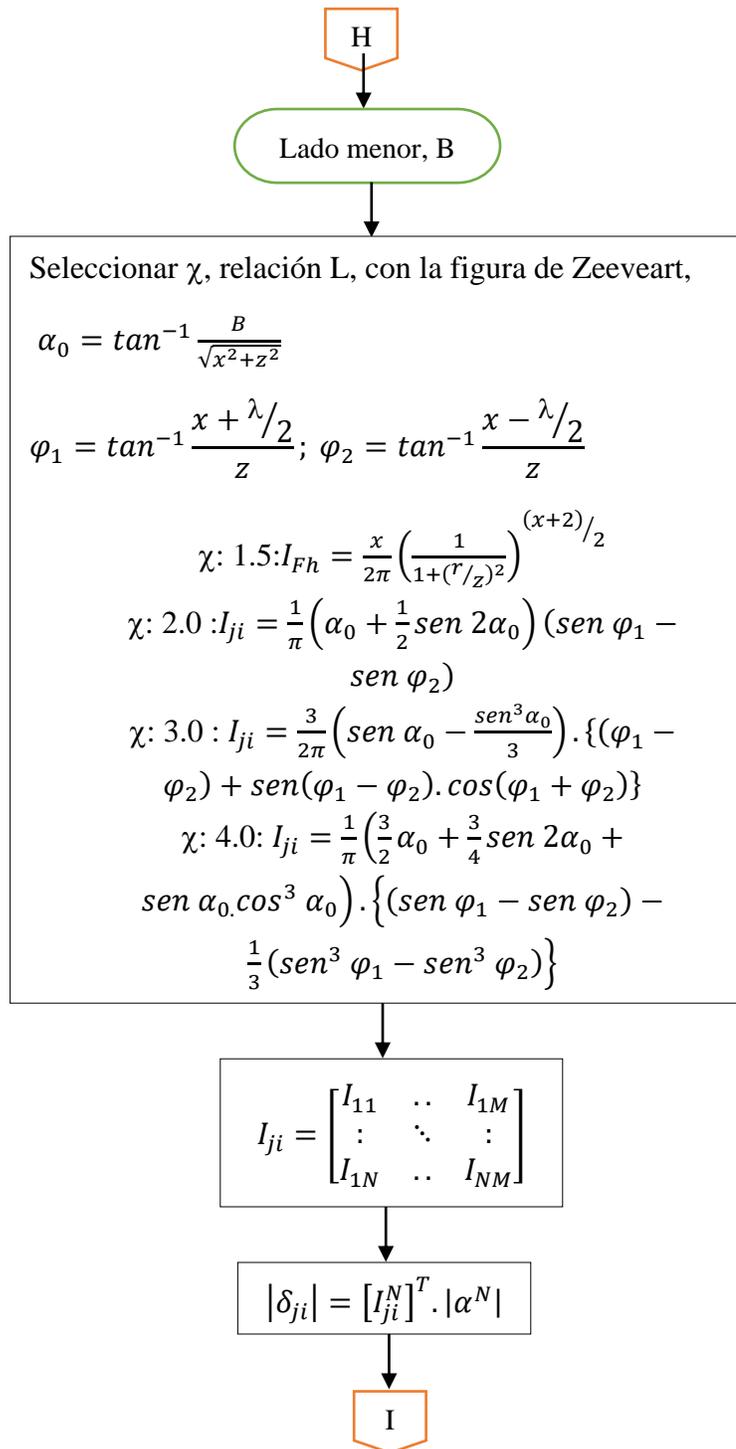


Figura 72. Diagrama de Flujo para Diseño por ISE.

Fuente: Elaboración propia

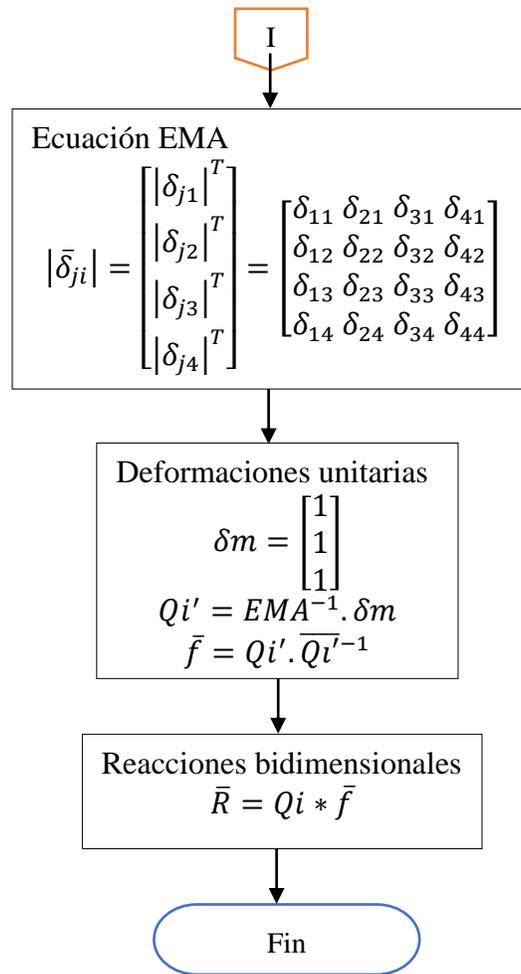


Figura 73. Diagrama de Flujo para Diseño por ISE.

Fuente: Elaboración propia

MATRIZ DE CONSISTENCIA LOGICA

Tabla 40

Ubicación de Juntas de Dilatación por Efecto Hidrodinámico y de Interacción Suelo Estructura en Reservorios Rectangulares de Concreto Armado, Ancash 2016

Problema General	Objetivo General	Hipótesis General	Variables	Dimensiones	Metodología
¿Cómo se debe ubicar las juntas de dilatación por efecto hidrodinámico y de interacción suelo estructura en reservorios rectangulares de concreto armado, Ancash 2016?	Realizar una serie de análisis para determinar la ubicación de juntas de dilatación por efecto hidrodinámico y de interacción suelo estructura en reservorios rectangulares de concreto armado, Ancash 2016.	Usando información de diseños de reservorios, se puede obtener relaciones para la ubicación de juntas de dilatación por efecto hidrodinámico y de interacción suelo estructura en reservorios rectangulares de concreto armado, Ancash 2016	Ubicación de juntas de dilatación	unidades	Tipo de investigación: Transversal, descriptivo, documental, cuantitativo Diseño de investigación no experimental, transeccional correlacional
Problemas Específicos	Objetivos Específicos	Hipótesis Especificas			
a) ¿Cuál es la incidencia de las cargas hidrodinámicas e hidrostáticas respecto a las dimensiones en reservorios rectangulares de concreto armado?	a) Identificar la incidencia de las cargas hidrodinámicas e hidrostáticas respecto a las dimensiones en reservorios rectangulares de concreto armado	El factor incidencia de las cargas hidrodinámicas e hidrostáticas se relaciona respecto a las dimensiones en reservorios rectangulares de concreto armado	Efecto hidrodinámico	Presión hidrodinámica	Población y muestra: 12 reservorios en la Región Ancash
b) ¿Cómo se relaciona la ubicación de las juntas de dilatación respecto a la interacción suelo estructura en reservorios rectangulares de concreto armado?	b) Analizar la relación de la ubicación de las juntas de dilatación respecto a la longitud en reservorios rectangulares de concreto armado	Existe relación entre la ubicación de las juntas de dilatación, respecto a la longitud de los muros en reservorios rectangulares de concreto armado	Interacción suelo estructura	Reacción bidimensional del suelo	Técnicas: Análisis de contenido cuantitativo
c) ¿Cuál es la metodología para ubicar la junta de dilatación en reservorios rectangulares de concreto armado?	c) Establecer la metodología para ubicar la junta de dilatación en reservorios rectangulares de concreto armado	La secuencia metodológica aplicada permite obtener relación entre la ubicación de las juntas de dilatación en reservorios rectangulares de concreto armado			Instrumentos: Instrumentos y procedimientos específicos propios de cada disciplina.

Fuente: Elaboración propia

