

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



**ANÁLISIS SÍSMICO PARA LA ESTABILIDAD DE UN MURO DE
CONTENCIÓN EN LA RED VIAL NACIONAL PE-14A TRAMO
CULLUCHACA HACIA YUNGUILLA – HUARI – ÁNCASH**

TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTADA POR

BACH. PANIURA QUEZADA, JOSÉ RODRIGO
BACH. PÉREZ LÓPEZ, IRVING JESÚS

ASESOR: MG. ING. TORRES CHUNG, CÉSAR ROBERTO

LIMA - PERÚ

2021

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mis padres quienes me apoyaron desde pequeño para llegar a este momento de mi vida, a mis abuelos por sus incontables consejos y a todos mis seres queridos.

José Rodrigo Paniura Quezada

Esta tesis está dedicada a todos mis seres queridos; quienes, en conjunto, han sido el soporte perfecto para nunca decaer y siempre mantenerme firme en cada etapa del proceso del desarrollo de esta tesis.

Irving Jesús Pérez López

AGRADECIMIENTO

Nuestro sincero agradecimiento a nuestra alma mater por habernos brindado los conocimientos de esta maravillosa carrera, y a todas las personas que de alguna manera nos apoyaron en el desarrollo de la tesis; entre ellos, docentes y familiares.

Irving Pérez y Rodrigo Paniura

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	i
ABSTRACT.....	ii
INTRODUCCIÓN	iii
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO Y DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA	1
1.1. Formulación y delimitación del problema.	1
1.1.1. Problema general.	2
1.1.2. Problemas secundarios.....	2
1.2. Objetivos de la investigación.	2
1.2.1. Objetivo general.....	2
1.2.2. Objetivos secundarios.	3
1.3. Justificación e importancia de la investigación.	3
1.3.1. Justificación.	3
1.3.1.1. Teórica.....	3
1.3.1.2. Social.....	3
1.3.1.3. Económica.....	4
1.3.2. Importancia.	4
1.4. Limitaciones de la investigación.....	4
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	5
2.1. Antecedentes del estudio de investigación.	5
2.1.1. En el ámbito internacional.	5
2.1.2. En el ámbito nacional.	6
2.2. Definiciones conceptuales.	7
2.3. Generalidades de los muros de contención.....	8
2.4. Predimensionamiento.....	10
2.4.1. Muro de gravedad.	10
2.4.2. Muro en voladizo.	13
2.5. Tipo de fallas.	15
2.5.1. Falla por volteo.	15
2.5.2. Falla por deslizamiento.....	16
2.5.3. Falla por capacidad de carga.....	16

2.6. Factor de seguridad.....	17
2.6.1. Factor de seguridad contra volteo.....	19
2.6.2. Factor de seguridad contra deslizamientos.....	21
2.6.3. Factor de seguridad por capacidad de carga.....	23
2.7. Capacidad de carga del suelo.....	26
2.8. Propiedades geotécnicas del suelo.....	28
2.8.1. Ángulo de fricción.....	28
2.8.2. Cohesión.....	29
2.8.3. Peso específico de los suelos.....	29
2.9. Sismicidad del Perú.....	30
2.10. Análisis de estabilidad global de un muro de contención.....	31
2.11. Análisis estático de un muro de contención.....	32
2.11.1. Presión activa.....	32
2.11.1.1. Presión activa de Rankine.....	32
2.11.1.2. Presión activa de Coulomb.....	35
2.11.2. Presión pasiva.....	38
2.11.2.1. Presión pasiva de Rankine.....	38
2.11.2.2. Presión pasiva de Coulomb.....	39
2.11.2.3. Presión pasiva de Shields & Tolunay.....	41
2.11.2.4. Presión pasiva de Qian & Zhu.....	43
2.12. Análisis pseudoestático de un muro de contención.....	44
2.12.1. Método Mononobe – Okabe (1926).....	44
2.12.2. Método Dubrova (1963).....	47
2.12.3. Método Seed & Whitman (1970).....	50
2.12.4. Método Elms & Richards (1979).....	51
2.12.5. Método Choudhury & Subba Rao (2005).....	54
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	55
3.1. Tipo y método de investigación.....	55
3.2. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	55
3.2.1. Procedimientos para la recolección de datos.....	55
3.3. Técnicas para el procesamiento y análisis de la información.....	56

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DEL CASO	57
4.1. Ubicación del área de estudio.	57
4.2. Caracterización geotécnica.	58
4.2.1. Formulación de parámetros.	59
4.3. Caracterización sísmica.	60
4.4. Predimensionamiento del muro de contención.	60
4.4.1. Muro de gravedad.	61
4.4.2. Muro en voladizo.	61
4.5. Análisis de estabilidad en condición estática.	62
4.5.1. Muro de gravedad.	62
4.5.2. Muro en voladizo.	64
4.6. Análisis de estabilidad en condición pseudoestática.	66
4.6.1. Muro de gravedad.	67
4.6.2. Muro en voladizo.	70
CAPÍTULO V: DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS	73
5.1. Discusión sobre el análisis de estabilidad en condición estática.	73
5.1.1. Muro de gravedad.	73
5.1.2. Muro en voladizo.	75
5.2. Discusión sobre el análisis de estabilidad en condición pseudoestática.	77
5.2.1 Muro de gravedad.	77
5.2.2 Muro en voladizo.	82
CONCLUSIONES	86
RECOMENDACIONES	88
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	89
ANEXOS.....	91
Anexo N° 1: Matriz de Consistencia.	91
Anexo N° 2: Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.	92
Anexo N° 3: Mapa de isoaceleraciones en el Perú para periodo de exposición de 50 años y un 10% de probabilidad de excedencia.....	93
Anexo N° 4: Mapa de isoaceleraciones en el Perú para periodo de exposición de 100 años y un 10% de probabilidad de excedencia.....	94
Anexo N° 5: Hoja de cálculo para muro de gravedad - Método Rankine.	95

Anexo N° 6: Hoja de cálculo para muro de gravedad - Método Coulomb.....	101
Anexo N° 7: Hoja de cálculo para muro en voladizo - Método Rankine.	106
Anexo N° 8: Hoja de cálculo para muro en voladizo - Método Coulomb.....	112
Anexo N° 9: Hoja de cálculo para muro de gravedad - Método Mononobe - Okabe. .	118
Anexo N° 10: Hoja de cálculo para muro de gravedad - Método Seed & Whitman....	125
Anexo N° 11: Hoja de cálculo para muro de gravedad - Método Elms & Richards. ...	132
Anexo N° 12: Hoja de cálculo para muro en voladizo - Método Mononobe - Okabe.	139
Anexo N° 13: Hoja de cálculo para muro en voladizo - Método Seed & Whitman.....	147
Anexo N° 14: Hoja de cálculo para muros en voladizo - Método Elms & Richards. ..	155
Anexo N° 15: Factores de seguridad para isoaceleración 0.24 g.....	162
Anexo N° 16: Factores de seguridad para isoaceleración 0.28 g.....	163
Anexo N° 17: Factores de seguridad para isoaceleración 0.32 g.....	164

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1: Valor mínimo esperado del FS contra volteo.....	19
Tabla N° 2: Valor mínimo esperado del FS contra deslizamientos.....	22
Tabla N° 3: Valor mínimo esperado del FS por capacidad de carga.....	25
Tabla N° 4: Valores típicos del ángulo de fricción.....	28
Tabla N° 5: Coordenadas del sector Culluchaca.	57
Tabla N° 6: Datos de suelo relleno para condiciones estáticas y pseudoestáticas.....	59
Tabla N° 7: Datos de suelo cimentación para condiciones estáticas y pseudoestáticas.	59
Tabla N° 8: Datos generales del muro para condiciones estáticas y pseudoestáticas.....	59
Tabla N° 9: Coeficientes sísmicos para análisis pseudoestático.....	60
Tabla N° 10: Dimensiones del muro de gravedad.	61
Tabla N° 11: Dimensiones del muro en voladizo.	61
Tabla N° 12: FS y capacidad de carga para muro de gravedad por Rankine.	62
Tabla N° 13: Resultados por método Rankine para muro de gravedad.....	63
Tabla N° 14: FS y capacidad de carga para muro de gravedad por Coulomb.....	63
Tabla N° 15: Resultados por método Coulomb para muro de gravedad.	64
Tabla N° 16: FS y capacidad de carga para muro en voladizo por Rankine.	64
Tabla N° 17: Resultados por método Rankine para muro en voladizo.....	65
Tabla N° 18: FS y capacidad de carga para muro en voladizo por Coulomb.....	65
Tabla N° 19: Resultados por método Coulomb para muro en voladizo.	66
Tabla N° 20: FS y capacidad de carga para muro de gravedad por Mononobe-Okabe..	67
Tabla N° 21: Resultados por método Mononobe-Okabe para muro de gravedad.....	67
Tabla N° 22: FS y capacidad de carga para muro de gravedad por Seed & Whitman... ..	68
Tabla N° 23: Resultados por método Seed & Whitman para muro de gravedad.	68
Tabla N° 24: FS y capacidad de carga para muro de gravedad por Elms & Richards. ..	69
Tabla N° 25: Resultados por método Elms & Richards para muro de gravedad.....	69
Tabla N° 26: FS y capacidad de carga para muro en voladizo por Mononobe-Okabe... ..	70
Tabla N° 27: Resultados por método Mononobe-Okabe para muro en voladizo.....	70
Tabla N° 28: FS y capacidad de carga para muro en voladizo por Seed & Whitman... ..	71
Tabla N° 29: Resultados por método Seed & Whitman para muro en voladizo.	71
Tabla N° 30: FS y capacidad de carga para muro en voladizo por Elms & Richards. ...	72
Tabla N° 31: Resultados por método Elms & Richards para muro en voladizo.	72

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 1: Muro de contención de gravedad.....	8
Figura N° 2: Muro de contención de semigravedad.	9
Figura N° 3: Muro de contención en voladizo.....	9
Figura N° 4: Muro de contención con contrafuertes.....	10
Figura N° 5: Predimensionamiento de muro de gravedad, según Das.	10
Figura N° 6: Predimensionamiento de muro de gravedad, según Harmsen.	11
Figura N° 7: Predimensionamiento muro gravedad y semigravedad, según CE.020.	12
Figura N° 8: Predimensionamiento de muro en voladizo, según Das.	13
Figura N° 9: Predimensionamiento de muro en voladizo, según Harmsen.	14
Figura N° 10: Predimensionamiento de muro en voladizo, según CE.020.	15
Figura N° 11: Falla por volteo de un muro de contención.....	15
Figura N° 12: Falla por deslizamiento de un muro de contención.	16
Figura N° 13: Falla por capacidad de carga de un muro de contención.	16
Figura N° 14: Consideración presión lateral de Rankine para muro en voladizo.....	17
Figura N° 15: Consideración presión lateral de Rankine para muro de gravedad.....	18
Figura N° 16: Consideración presión lateral de Coulomb para muro de gravedad.	18
Figura N° 17: Verificación por volteo para un muro en voladizo, según Rankine.....	20
Figura N° 18: Verificación por volteo para un muro de gravedad, según Rankine.....	20
Figura N° 19: Descripción de fuerzas según Rankine para el cálculo de $FS_{\text{deslizamiento}}$...	23
Figura N° 20: Verificación de la capacidad de carga.	25
Figura N° 21: Naturaleza del muro de contención ante presión lateral de tierra.....	31
Figura N° 22: Presión activa de Rankine para muro con relleno granular.	32
Figura N° 23: Presión activa de Rankine para muro con relleno granular y cara posterior vertical.	34
Figura N° 24: Presión activa de Coulomb.	35
Figura N° 25: Presión activa de Coulomb con aplicación de sobrecarga en relleno.	37
Figura N° 26: Presión pasiva de Coulomb.....	39
Figura N° 27: Presión pasiva de Shields & Tolunay.	41
Figura N° 28: Valor de K_p para análisis de Shields & Tolunary.....	42
Figura N° 29: Presión pasiva de Qian & Zhu.	43
Figura N° 30: Método pseudoestático Mononobe - Okabe.	44
Figura N° 31: Ubicación del punto de aplicación para las presiones ΔP_{ae} y P_a	47

Figura N° 32: Método pseudoestático Dubrova.	47
Figura N° 33: Cuña de falla para la traslación lateral.	48
Figura N° 34: Método pseudoestático Elms & Richards.	51
Figura N° 35: Método pseudoestático Choudhury & Subba Rao.	54
Figura N° 36: Mapa de ubicación del sector Culluchaca.	57
Figura N° 37: Mapa de susceptibilidad a movimientos en masa del sector Culluchaca.	58
Figura N° 38: Mapa geológico del sector Culluchaca y alrededores.	58
Figura N° 39: Comparación de FSD para diferente talud (Muro Gravedad - Condición estática)	73
Figura N° 40: Comparación de FSV para diferente talud (Muro Gravedad - Condición estática)	74
Figura N° 41: Variación de FSD y FSV para muro de gravedad en condición estática.	75
Figura N° 42: Comparación de FSD para diferente talud (Muro Voladizo - Condición estática)	76
Figura N° 43: Comparación de FSV para diferente talud (Muro Voladizo - Condición estática)	76
Figura N° 44: Variación de FSD y FSV para muro en voladizo en condición estática.	77
Figura N° 45: Comparación de FSD para diferente talud (Muro Gravedad - Condición pseudoestática).....	78
Figura N° 46: Comparación de FSV para diferente talud (Muro Gravedad - Condición pseudoestática).....	78
Figura N° 47: Comparación de fuerzas por Mononobe-Okabe (Muro de Gravedad - Condición pseudoestática)	79
Figura N° 48: Comparación de fuerzas por Seed & Whitman (Muro de Gravedad - Condición pseudoestática)	80
Figura N° 49: Comparación de fuerzas por Richards & Elms (Muro de Gravedad - Condición pseudoestática)	80
Figura N° 50: Variación de FSD y FSV para muro de gravedad en condición pseudoestática.	81
Figura N° 51: Comparación de FSD para diferente talud (Muro Voladizo - Condición pseudoestática).....	82
Figura N° 52: Comparación de FSV para diferente talud (Muro Voladizo - Condición pseudoestática).....	82

Figura N° 53: Comparación de fuerzas por Mononobe-Okabe (Muro Voladizo - Condición pseudoestática)	83
Figura N° 54: Comparación de fuerzas por Seed & Whitman (Muro Voladizo - Condición pseudoestática)	84
Figura N° 55: Comparación de fuerzas por Richards & Elms (Muro Voladizo - Condición pseudoestática)	84
Figura N° 56: Variación de FSD y FSV para muro en voladizo en condición pseudoestática.	85

RESUMEN

La presente tesis de investigación realizó el análisis de estabilidad para un muro de contención en la Red Vial Nacional PE-14A del tramo Culluchaca hacia Yunguilla, provincia de Huari perteneciente al departamento de Áncash. Se desarrolló para dos tipos de muros, gravedad y voladizo, analizados por métodos estáticos y pseudoestáticos.

Para la idealización y aplicación de las metodologías se utilizó datos técnicos correspondientes a la zona como informes municipales, registros del Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI), informes de visita del Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMMET), mapa de isoaceleraciones e incluso investigaciones de tesis cercanas a la zona; permitiendo obtener los datos necesarios del terreno.

Con lo recopilado, se formularon hojas de cálculo utilizando el software MS EXCEL considerando los criterios de aplicación para cada método junto con un predimensionamiento establecido, para finalmente tener un cumplimiento de los factores de seguridad y verificar la estabilidad de los muros estudiados. Se considera de vital importancia la interpretación del profesional a cargo del diseño respecto a la información presentada; ya que, tendrá que inclinarse por una metodología que represente lo más cercano a las condiciones de la realidad. Además, en la investigación se presentan metodologías de cálculo para el desplazamiento de un muro ante un evento sísmico.

Palabras Clave: Muro de contención, muro de gravedad, muro en voladizo, análisis de estabilidad global, análisis pseudoestático.

ABSTRACT

The present research thesis performed the stability analysis for a retaining wall in the National Road Network PE-14A of the Culluchaca to Yunguilla section, province of Huari, department of Ancash. It was developed for two types of walls, gravity and cantilever, analyzed by static and pseudo-static methods.

For the idealization and application of the methodologies, we first used technical data corresponding to the area such as municipal reports, records of the National Institute of Civil Defense (INDECI), visit reports of the Geological, Mining and Metallurgical Institute (INGEMMET), isoacceleration map and even thesis research near the area to obtain the necessary terrain data.

With the compiled data, spreadsheets were formulated using MS EXCEL software considering the application criteria for each method together with an established pre-dimensioning, to finally have a compliance of the safety factors and verify the stability of the studied walls. It is considered of vital importance the interpretation of the professional in charge of the design regarding the information presented; since, he/she will have to incline for a methodology that represents the closest to the conditions of reality. In addition, the research presents calculation methodologies for the displacement of a wall in a seismic event.

Keywords: Retaining wall, gravity wall, cantilever wall, global stability analysis, pseudostatic analysis.

INTRODUCCIÓN

El Perú como país altamente sísmico presenta deslizamientos naturales en sus terrenos accidentados, por lo que, para la región Áncash esa problemática es habitual. Por consiguiente, una de las formas para contrarrestar el deslizamiento y evitar daños perjudiciales es la construcción de muros de contención. Esta investigación se centra en analizar la estabilidad global por métodos estáticos y pseudoestáticos de dos tipos de muros en la Red Vial Nacional PE-14A tramo Culluchaca hacia Yunguilla provincia de Huari, departamento Áncash, realizando una serie de cálculos según fuentes importantes.

La presente investigación está dividida en 5 capítulos, siendo los siguientes:

En el capítulo I se contempló el planteamiento del problema como punto de partida de la investigación, formulándose el problema general y específicos; además, sus respectivos objetivos, teniendo como objetivo general el análisis de estabilidad para un muro de contención con las distintas metodologías de enfoque pseudoestático. También se presentó la justificación e importancia del tema, como su limitación.

En el capítulo II se detalló el marco teórico de la investigación; para ello, se presentó antecedentes nacionales e internacionales, bases teóricas, definiciones conceptuales y estructura teórica-científica de la estabilidad del muro de contención.

En el capítulo III se presentó la metodología de investigación, detallando el tipo y enfoque; además, se describió técnicas e instrumentos para la recolección de datos que ayudó a conocer las propiedades mecánicas del suelo. Se utilizó con los datos recolectados hojas de cálculo EXCEL; también, se describió las técnicas e instrumentos para la evaluación sísmica, predimensionamiento y análisis de estabilidad.

En el capítulo IV se describió la información general de la zona de investigación, ubicación, parámetros del suelo, caracterización sísmica de la zona, consideraciones de diseño para el muro de gravedad y muro en voladizo. Finalmente se realizó el análisis en condición estática y pseudoestática para cada muro.

En el capítulo V se analizó los resultados obtenidos debido al análisis de estabilidad, para relacionarlos por condición estática y pseudoestática mediante gráficas, luego se procedió con la discusión de los métodos.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO Y DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA

1.1. Formulación y delimitación del problema.

Los deslizamientos y derrumbes son fenómenos de remoción en masa, su ocurrencia está condicionada, en general, por ubicarse en fallas geológicas activas, movimientos sísmicos, taludes verticales o con pendiente e incluso por tajos para la construcción de carreteras (Medina, 1991). Para el Perú, un sismo es más probable que ocurra por su ubicación en el Cinturón de Fuego del Pacífico, lo que conlleva a que en algunas regiones de su litoral se origine deslizamientos de tierra afectando a la población y su infraestructura. Ante ello, el Instituto Geofísico del Perú (IGP) desarrolla investigaciones en geofísica y geotecnia, para caracterizar los suelos mediante una evaluación de estabilidad en la que se determina un valor llamado factor de seguridad (FS); así, se puede recomendar alternativas de estabilización de suelos como la disminución de pendiente del talud por medio de acciones mecánicas, construcción de drenajes para control de la erosión o incluso reemplazar un volumen de masa del suelo por relleno de material ligero (Vivanco, 2020).

Una masa de suelo que mantiene una pendiente natural que no se pueda conservar o un relleno de material que sea alternativa de estabilidad para un talud deben ser soportados por un muro de contención; el cual, conociendo los parámetros básicos del suelo en contacto, puede ser analizado para conocer su comportamiento ante posibles fallas e indicar un factor de seguridad (FS) para cada una (Das, 2016).

El 7 de abril del presente año, el sector de Culluchaca, que pertenece al distrito de Ponto en la provincia de Huarí del departamento de Áncash, estuvo afectado por deslizamientos que perjudicaron la línea de transmisión eléctrica, la vía asfaltada, infraestructura de riego y terrenos de cultivo (Andina, 2021). Al respecto, estudios realizados por el Instituto Geológico Minero y Metalúrgico (INGEMMET) explican que la causa del deslizamiento no fue por una falla geológica; sino, que lo atribuyen a un movimiento en masa común de la zona y que pudo ser detonado posiblemente por intensas lluvias, sismos y actividad antrópica (corte de taludes, mal uso de agua de regadío, deforestación, entre otros) (INGEMMET, 2021).

Lo expuesto, evidencia que el análisis de estabilidad global de un muro de contención se convierte en un desafío importante para los profesionales involucrados en diseño y ejecución de proyectos de infraestructura; incluso más, para aquellas ubicadas en zonas sísmicas altas porque preocupa los efectos que se puedan desencadenar en cualquier momento.

1.1.1. Problema general.

¿Cómo determinar la estabilidad de un muro de contención en la Red Vial Nacional (RVN) PE-14A tramo Culluchaca hacia Yunguilla – Huari – Áncash?

1.1.2. Problemas secundarios.

a) ¿Qué condiciones son analizadas para la estabilidad de un muro de contención en la RVN PE-14A tramo Culluchaca hacia Yunguilla – Huari – Áncash?

b) ¿Qué métodos estáticos y pseudoestáticos permiten analizar la estabilidad de un muro de contención en la RVN PE-14A tramo Culluchaca hacia Yunguilla – Huari – Áncash?

c) ¿Cuál es el porcentaje de variación del factor de seguridad obtenido en el análisis de estabilidad en condición estática de un muro de contención en la RVN PE-14A tramo Culluchaca hacia Yunguilla – Huari – Áncash?

d) ¿Cuál es el porcentaje de variación del factor de seguridad obtenido en el análisis de estabilidad en condición pseudoestática de un muro de contención en la RVN PE-14A tramo Culluchaca hacia Yunguilla – Huari – Áncash?

1.2. Objetivos de la investigación.

1.2.1. Objetivo general.

Realizar el análisis de estabilidad de un muro de contención en la Red Vial Nacional (RVN) PE-14A tramo Culluchaca hacia Yunguilla – Huari – Áncash.

1.2.2. Objetivos secundarios.

- a) Realizar el análisis de estabilidad de un muro de contención bajo condiciones estáticas y pseudoestáticas en al RVN PE-14A tramo Culluchaca hacia Yunguilla – Huari – Áncash.
- b) Describir los métodos de análisis en condiciones estáticas y pseudoestáticas para el análisis de estabilidad de un muro de contención en la RVN PE-14A tramo Culluchaca hacia Yunguilla – Huari – Áncash.
- c) Determinar el porcentaje de variación del factor de seguridad obtenido en el análisis estático para la estabilidad de un muro de contención en la RVN PE-14A tramo Culluchaca hacia Yunguilla – Huari – Áncash.
- d) Determinar el porcentaje de variación del factor de seguridad obtenido en el análisis pseudoestático para la estabilidad de un muro de contención en la RVN PE-14A tramo Culluchaca hacia Yunguilla – Huari – Áncash.

1.3. Justificación e importancia de la investigación.

1.3.1. Justificación.

1.3.1.1. Teórica.

La investigación presenta una justificación teórica porque busca profundizar los enfoques teóricos que tratan de explicar el problema que presenta un análisis sísmico de estabilidad de un muro de contención.

1.3.1.2. Social.

La investigación presenta una justificación social porque en la región Áncash se ha identificado antiguos y recientes movimientos en masa que pueden ser ocasionados por sismos; incluso, el sector Culluchaca está calificado con susceptibilidad media a estos movimientos; es así que, un análisis de estabilidad de un muro de contención que incluya un enfoque sísmico permitirá salvaguardar estructuras necesarias para la sociedad.

1.3.1.3. Económica.

La investigación presenta una justificación económica porque si bien actualmente no es posible controlar los efectos de un sismo, se opta por tomar medidas de prevención como la construcción de estructuras que busquen contrarrestar esos efectos y que sean últimos en fallar para salvaguardar la continuidad de otras estructuras; para ello, conocer los métodos de análisis sísmico para la estabilidad de un muro de contención permite realizar un adecuado diseño y tener una implicancia en costo – beneficio.

1.3.2. Importancia.

La importancia de esta investigación es comparar métodos de análisis sísmico existentes para un análisis de estabilidad global de un muro de contención, ya que estas estructuras son utilizadas como medidas de prevención ante deslizamiento masivo de tierras producidos en ocasiones por un movimiento sísmico.

1.4. Limitaciones de la investigación.

La investigación sustentará su aplicación con información técnica que será recopilada de estudios geotécnicos en zonas cercanas al sector Culluchaca o a la provincia Huari; es decir, no se realizará reconocimiento in situ ni un estudio de suelos ni ensayos de laboratorio, solo se obtendrá un ponderado representativo de los valores obtenidos por la recopilación.

El desarrollo de la investigación partirá de un predimensionamiento teórico que luego del análisis tendrá una propuesta con dimensiones finales; sin embargo, no se profundizará en el diseño estructural del muro de contención.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del estudio de investigación.

2.1.1. En el ámbito internacional.

Guartazaca (2016) en su tesis “Diseño de un muro de contención de hormigón armado tipo ménsula, ubicado en la av. Gonzáles Suarez y Cumandá a orillas del río Machángara”, para optar el grado de título profesional de Ingeniero Civil de la Universidad del Azuay de Ecuador, tiene como objetivo principal realizar el diseño estructural de un muro de contención de hormigón armado tipo ménsula y su presupuesto; inició realizando un estudio de suelo para clasificar y conocer sus características mecánicas, luego con un estudio topográfico del sector determinó las dimensiones exactas del talud a estabilizar, con los datos obtenidos y apoyándose en una hoja de cálculo, desarrolló el diseño cumpliendo con condiciones específicas de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, para concluir con el diseño para dos muros de contención con 65 metros lineales con una altura de 7.80 m. cuyo precio será de 260,485.82 dólares; el segundo muro, con altura de 7.90 m. con valor de 33,191.48 dólares.

Astudillo y Parra (2015) en su tesis “Diseño de alternativas de muros de contención para la estabilización de talud en la parroquia El Valle – La Pradera, perteneciente al cantón Cuenca”, para optar el grado de título profesional de Ingeniero Civil de la Universidad del Azuay de Ecuador, tienen como objetivo principal el análisis de diseño de dos alternativas de muros, un muro de hormigón ciclópeo y un hormigón armado, para lo cual realizó un estudio de suelos para determinar las propiedades físicas y mecánicas, además, se apoyaron en el software de diseño de muros de contención, seguidamente hallaron los factores de seguridad al volteo y deslizamiento para elegir quien tenía un mejor comportamiento en el ámbito técnico y realizaron una evaluación económica entre las dos propuestas según los factores que rigen en su proyecto de estabilización, para concluir que con respecto al análisis técnico basado en Calavera Ruiz, 1989 que la mejor opción sería el muro de hormigón ciclópeo hasta una altura de 5 metros y con respecto a lo económico también sería la mejor opción.

2.1.2. En el ámbito nacional.

Núñez (2020) en su tesis “Comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado para el sostenimiento de talud, ciudad de Huancayo – 2018”, para optar el grado de título profesional de Ingeniero Civil de la Universidad Continental; tiene como finalidad principal el análisis estructural y diseño de un muro de contención en voladizo para realizar un talud en tres distritos de Huancayo por lo cual realiza un análisis estático aplicando los métodos Coulomb y Rankine y un análisis pseudoestático aplicando el método Mononobe-Okabe para alturas entre el rango de 4 a 8 metros ,concluyendo que el método Rankine más la influencia del sismo es el más adecuado para el diseño de muro de contención , ya que este genera menores esfuerzos y menores momentos.

Ballón y Echenique (2017) en su tesis “Análisis de estabilidad de muros de contención de acuerdo a las zonas sísmicas del Perú”, para optar el grado de título profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas; tiene como objetivo principal determinar la respuesta sísmica de muros de contención en voladizo en cada zona sísmica del Perú; todo ello, mediante el método Mononobe – Okabe y el método general de equilibrio límite (GLE) para analizar el comportamiento y variación en las diferentes zonas sísmicas del Perú, después de hallar los resultados y su respectiva comparación de las fuerzas, dimensiones y volúmenes para cada muro analizado con respecto a cada método propuesto; concluye que el método Mononobe – Okabe es el más conservador ante el caso más crítico de un sismo ,pero no aplica para suelos estratificados, taludes altos y suelos complejos; además, que bajo un análisis sísmico se incrementara el dimensionamiento del muro de contención para que este pueda cumplir con los factores de seguridad requeridos para su estabilidad.

Instituto Geológico Minero y Metalúrgico (2020) en su informe técnico N°A7028 “Movimientos en masa en la localidad de San Antonio”, que tiene como objetivo principal reportar al INGEMMET los resultados de la evaluación del evento geodinámico que provocó un derrumbe y un deslizamiento afectando la localidad de San Antonio e infraestructura hidráulica del sistema de irrigación Ponasa; para ello, realizó una evaluación

riberaña que determinó que el efecto erosivo del río Ponasa hacia la ribera derecha de esta es la causante de desencadenar deslizamiento de suelos. Por ello, concluye que como medida correctiva a tener en cuenta es la construcción de un muro de contención de tipo gavión anclado y cimentado sobre enrocado para garantizar la continuidad de uso del canal.

Astete y Concha (2018) en su informe técnico N°A6812 “Evaluación Geológica y Geodinámica del deslizamiento de Chaclancayo”, que tiene como objetivo principal reportar al INGEMMET las características del deslizamiento de Chaclancayo que durante la construcción de la I.E. Andrés Pascual se realizó un corte al talud formándose un escarpe de erosión de 120 metros de largo aproximadamente, este corte de talud, a pesar de contar con un muro de contención de concreto con casi 3 metros de alto, debilitó la ladera hasta volverla susceptible a la erosión y a un colapso frente a sismos o precipitaciones pluviales intensas, como las de marzo del año 2017. Mediante un análisis de la condición de la ladera se determinó que eso provocó derrumbes y asentamientos, originando un empuje de la masa del suelo sobre el muro de contención, para luego inclinarlo en distintos segmentos del tramo haciéndolo colapsar. Finalmente, concluye que como medidas correctivas la construcción de un elemento resistente sería lo ideal, como lo es un muro de contención para los casos de retención del deslizamiento o del relleno estabilizador.

2.2. Definiciones conceptuales.

- a. Cohesión: Característica del suelo que indica la atracción intermolecular, por ejemplos; las arcillas, y, además, su unidad de medición es kg/cm².
- b. Deslizamientos: Reacción de una ladera que se muestra con movimiento de masa de suelo o roca en una zona del talud llamada superficie de falla o zona relativamente delgada con gran deformación cortante.
- c. Factor de seguridad: Es la relación entre los esfuerzos estabilizantes y no para cada determinado método de cálculo.
- d. Suelo: Material natural con partículas granulares y cohesivos, separable por medios mecánicos de poca energía o con la agitación de agua.

- e. Talud: Condición de un terreno tras una excavación o terraplén con inclinación, manteniendo un ángulo con la horizontal, llamado ángulo del talud.
- f. Análisis sísmico: Análisis del comportamiento de la masa de suelo con mayor probabilidad de respuesta en falla ante un sismo.

2.3. Generalidades de los muros de contención.

Das (2016) clasifica a los muros de contención convencionales en cuatro tipos como: gravedad, semigravedad, voladizo y contrafuertes. El muro de gravedad tiene un mayor volumen en comparación al resto, su estabilidad depende del peso propio del muro y del suelo de cimentación; además, su principal material de construcción es el concreto simple o la mampostería rocosa. Aplicarlo a pantallas de gran altura no es recomendable; sin embargo, se puede economizar material con la incorporación de acero en la pantalla, pasando a denominarse como muro de semigravedad.

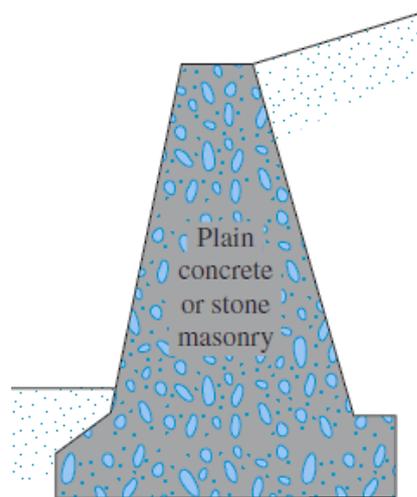


Figura N° 1: Muro de contención de gravedad.

Fuente: Das (2016)

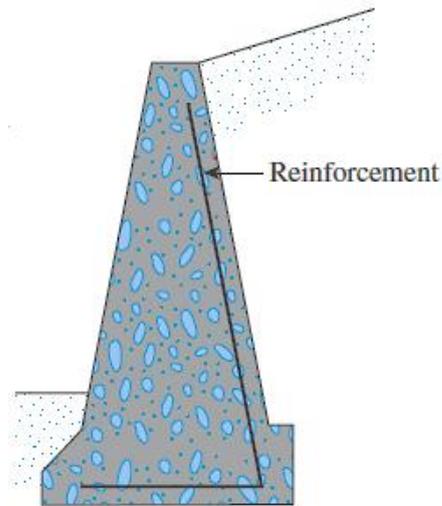


Figura N° 2: Muro de contención de semigravedad.

Fuente: Das (2016)

El muro de contención en voladizo está compuesto por una losa de base y una pantalla delgada, por ser una estructura de concreto reforzado permite economizar concreto y tiene una aplicación para una altura de hasta ocho metros aproximadamente.

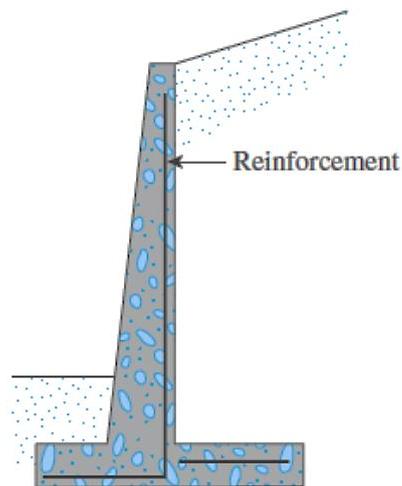


Figura N° 3: Muro de contención en voladizo.

Fuente: Das (2016)

El muro de contención con contrafuertes comparte los mismos componentes que un muro en voladizo, pero con adición de secciones regulares y perpendiculares a la pantalla. Tienen como función reducir momentos cortantes y de flexión.

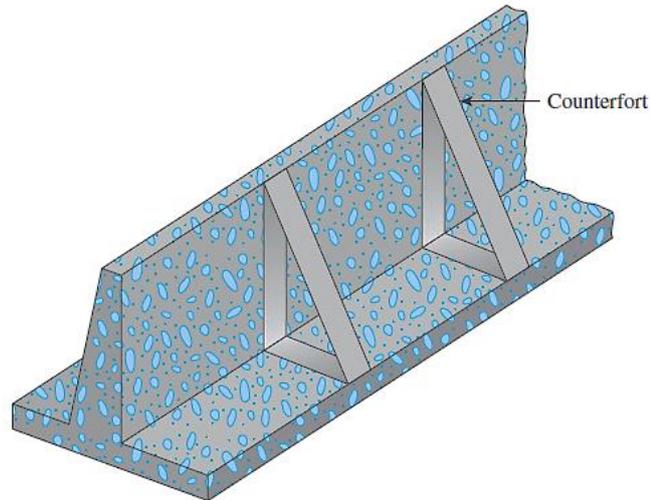


Figura N° 4: Muro de contención con contrafuertes.

Fuente: Das (2016)

2.4. Predimensionamiento.

El análisis de la estructura corresponde a un proceso iterativo que se inicia estableciendo dimensiones preliminares hasta lograr cumplir con factores de norma. Existen autores y normativas que expresan criterios de cálculo para las dimensiones.

2.4.1. Muro de gravedad.

Das (2016) propone dimensiones preliminares en función de la altura del muro, cuyo valor es asignado por el ingeniero a cargo del diseño y análisis.

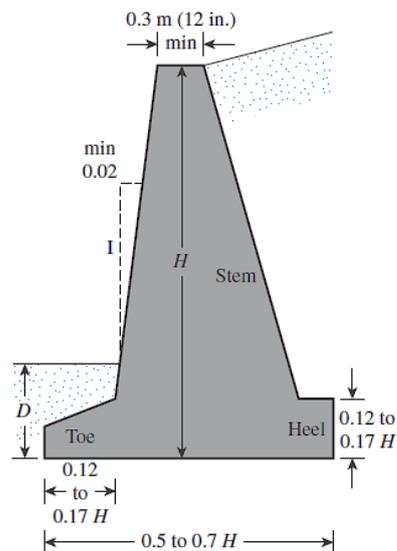


Figura N° 5: Predimensionamiento de muro de gravedad, según Das.

Fuente: Das (2016)

La Figura N° 5 describe las dimensiones como:

- Profundidad de cimentación (D) es como mínimo 0.60 metros.
- Corona (c) tiene una dimensión mínima de 0.30 metros.
- Ancho de zapata (B) está entre 0.50 a 0.70 de la altura del muro (H).
- Punta de zapata (p) está entre 0.12 a 0.17 de H .
- Peralte de zapata (h) está entre 0.12 a 0.17 de H .

Harmsen (2002) también presenta criterios para las dimensiones preliminares.

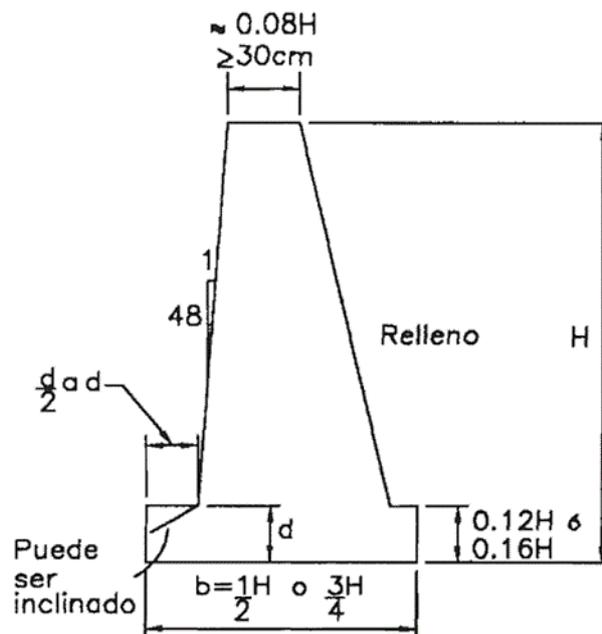


Figura N° 6: Predimensionamiento de muro de gravedad, según Harmsen.

Fuente: Harmsen (2002)

La Figura N° 6 describe las dimensiones como:

- Corona (c) tiene una dimensión igual a 0.08 de la altura del muro (H).
- Corona (c) tiene una dimensión mínima de 0.30 metros.
- Ancho de zapata (B) está entre 0.50 a 0.75 de H .
- Peralte de zapata (h) está entre 0.12 a 0.16 de H .
- Punta de zapata (p) está entre 0.50 a 1 del peralte de zapata (h).

La norma peruana de estabilización de suelos y taludes (2012) también presenta criterios para las dimensiones preliminares.

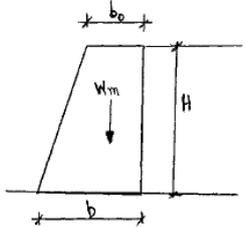
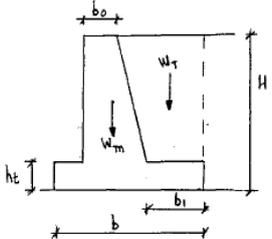
<p>MUROS DE GRAVEDAD</p> <p>$H \leq 5 \text{ m}$</p>		<p>$b_0 = (0,25 \sim 0,3) H$</p> <p>$b = (0,4 \sim 0,6) H$</p>
<p>MUROS DE SEMIGRAVEDAD</p> <p>$H \leq 5 \text{ m}$</p>		<p>$b = (0,5 \sim 0,7) H$</p> <p>$b_0 = 0,3 \sim 0,5 \text{ m}$</p> <p>$h_t = (1/6 \sim 1/16) H$</p> <p>$b_1 = 0,5 h_t$</p>

Figura N° 7: Predimensionamiento muro gravedad y semigravedad, según CE.020.

Fuente: CE.020 Estabilización de suelos y taludes (2012)

La Figura N° 7 describe las dimensiones para un muro de gravedad como:

- Altura del muro (H) menor o igual a 5 metros.
- Corona (b_0) está entre 0.25 a 0.30 de H .
- Ancho de zapata (b) está entre 0.40 a 0.60 de H .

Y para un muro semigravedad como:

- Altura del muro (H) menor o igual a 5 metros.
- Corona (b_0) está entre 0.30 a 0.50 metros.
- Ancho de zapata (b) está entre 0.50 a 0.70 de H .
- Peralte de zapata (h_t) está entre 0.0625 a 0.125 de H .
- Punta de zapata (b_1) tiene dimensión igual a 0.50 del peralte de zapata (h_t).

2.4.2. Muro en voladizo.

Das (2016) propone dimensiones preliminares en función de la altura del muro, cuyo valor es asignado por el ingeniero a cargo del diseño y análisis.

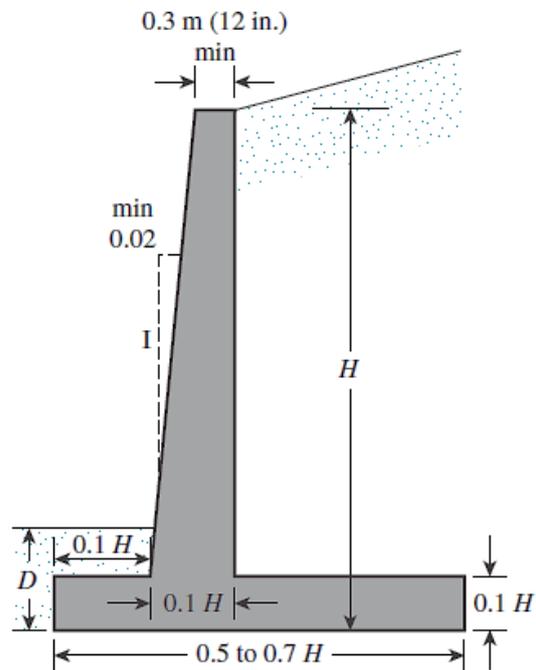


Figura N° 8: Predimensionamiento de muro en voladizo, según Das.

Fuente: Das (2016)

La Figura N° 8 describe las dimensiones como:

- Profundidad de cimentación (D) es como mínimo 0.60 metros.
- Corona (c) tiene una dimensión mínima de 0.30 metros.
- Llave (L) tiene una dimensión mínima de 0.10 de la altura del muro (H).
- Ancho de zapata (B) está entre 0.50 a 0.70 de H .
- Punta de zapata (p) tiene dimensión mínima de 0.10 de H .
- Peralte de zapata (h) tiene dimensión mínima de 0.10 de H .

Harmsen (2002) también presenta criterios para las dimensiones preliminares.

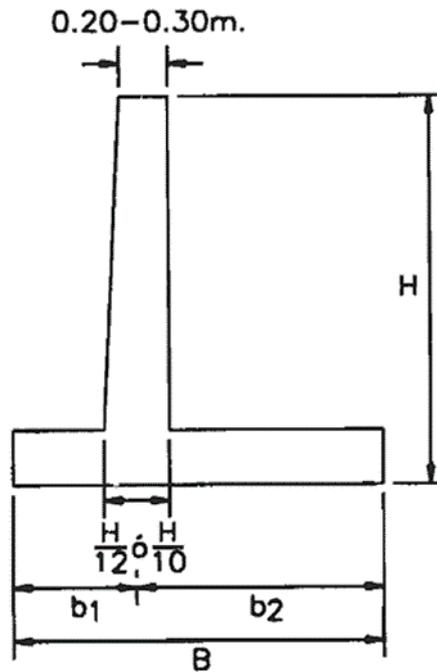


Figura N° 9: Predimensionamiento de muro en voladizo, según Harmsen.

Fuente: Harmsen (2002)

La Figura N° 9 describe las dimensiones como:

- Corona (c) está entre 0.20 a 0.30 metros.
- Llave (L) está entre $1/12$ a $1/10$ de la altura del muro (H).
- Ancho de zapata (B) está compuesta por la suma de b_1 y b_2 .
- El mínimo valor de b_1 es el tercio del ancho de zapata, pero para el caso de una capacidad portante baja se utiliza la mitad.

La norma peruana de estabilización de suelos y taludes (2012) también presenta criterios para las dimensiones preliminares.

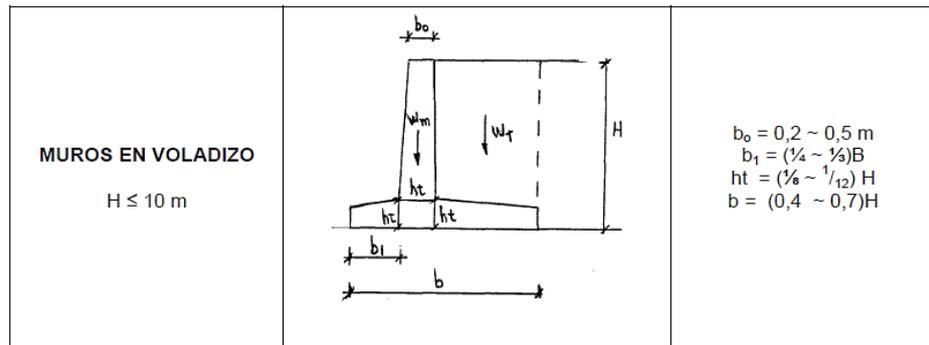


Figura N° 10: Predimensionamiento de muro en voladizo, según CE.020.

Fuente: CE.020 Estabilización de suelos y taludes (2012)

La Figura N° 10 describe las dimensiones para un muro de gravedad como:

- Altura del muro (H) menor o igual a 10 metros.
- Corona (b_0) está entre 0.20 a 0.50 metros.
- Llave (h_t) está entre 1/12 a 1/8 de H .
- Ancho de zapata (b) está entre 0.40 a 0.60 de H .
- Punta de zapata (b_1) está entre 1/4 a 1/3 de b .

2.5. Tipo de fallas.

2.5.1. Falla por volteo.

Se desarrolla cuando el peso del suelo retenido genera un giro, con respecto a la punta de la base, produciendo un volcamiento de la estructura.

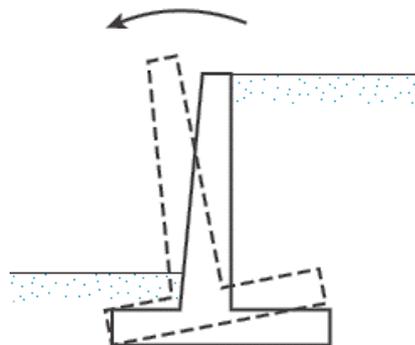


Figura N° 11: Falla por volteo de un muro de contención.

Fuente: Das (2016)

2.5.2. Falla por deslizamiento.

Se desarrolla cuando el peso del suelo retenido genera un empuje que desplaza a la estructura a lo largo de su base.

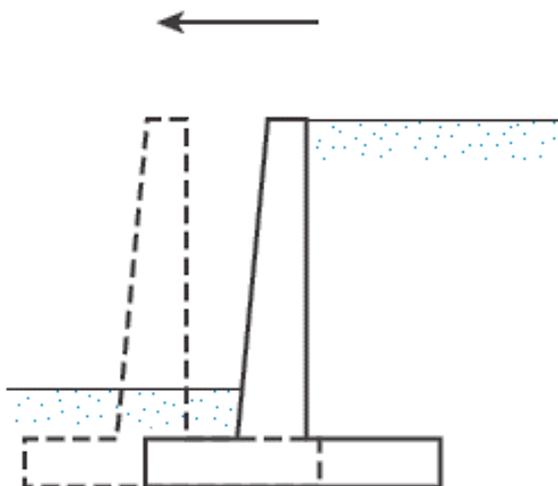


Figura N° 12: Falla por deslizamiento de un muro de contención.

Fuente: Das (2016)

2.5.3. Falla por capacidad de carga.

Se desarrolla cuando el suelo de cimentación pierde su capacidad de soporte, produciendo un cambio en la estabilidad externa de estructura y suelo.

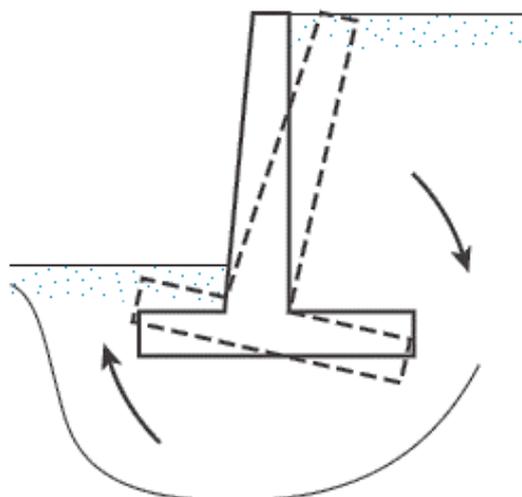


Figura N° 13: Falla por capacidad de carga de un muro de contención.

Fuente: Das (2016)

2.6. Factor de seguridad.

Se abrevia como FS. Se calcula como el cociente de las acciones resistentes sobre las actuantes que intervienen en la naturaleza de un muro contención. Determinado el valor, se interpreta su verificación de resistencia ante normativas de diseño para saber si el análisis de estabilidad es aceptable o no.

Das (2016) presenta consideraciones de cálculo del FS según las teorías de presión lateral para muros de gravedad y en voladizo, teniendo:

- Teoría de Rankine, asume un plano vertical trazado desde vértice del talón para considerar peso del relleno, como se muestra en las Figuras N° 14 y N° 15.
- Teoría de Coulomb, no asume el peso del relleno encima del talón, solo presión aplicada directamente a cara del muro, como se muestra en la Figura N° 16.

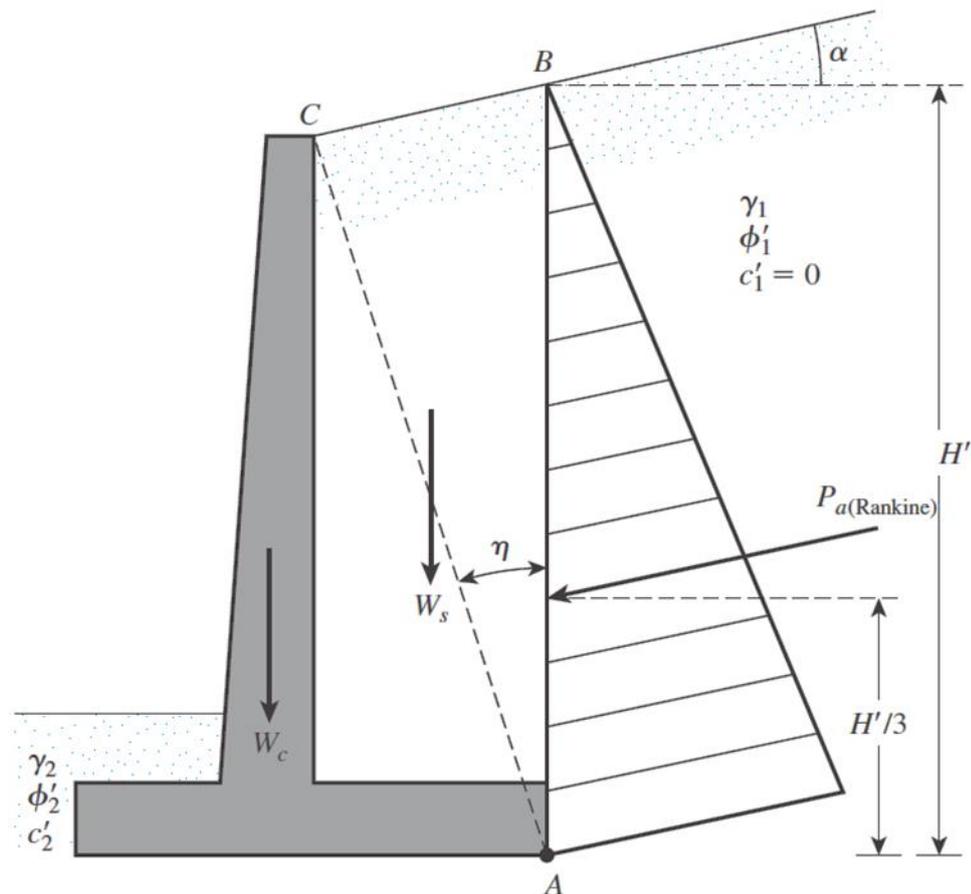


Figura N° 14: Consideración presión lateral de Rankine para muro en voladizo.

Fuente: Das (2016)

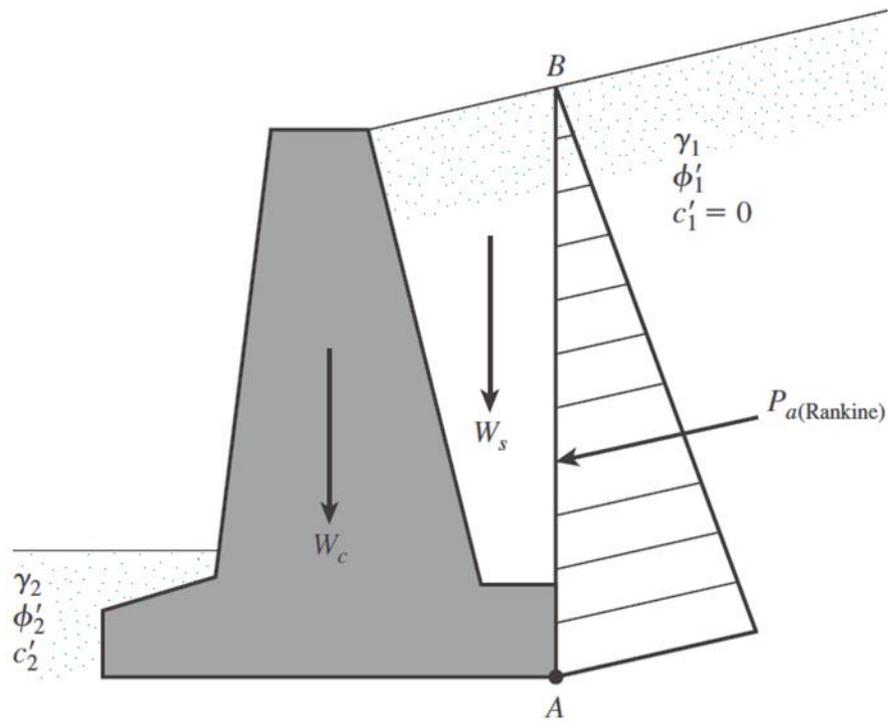


Figura N° 15: Consideración presión lateral de Rankine para muro de gravedad.

Fuente: Das (2016)

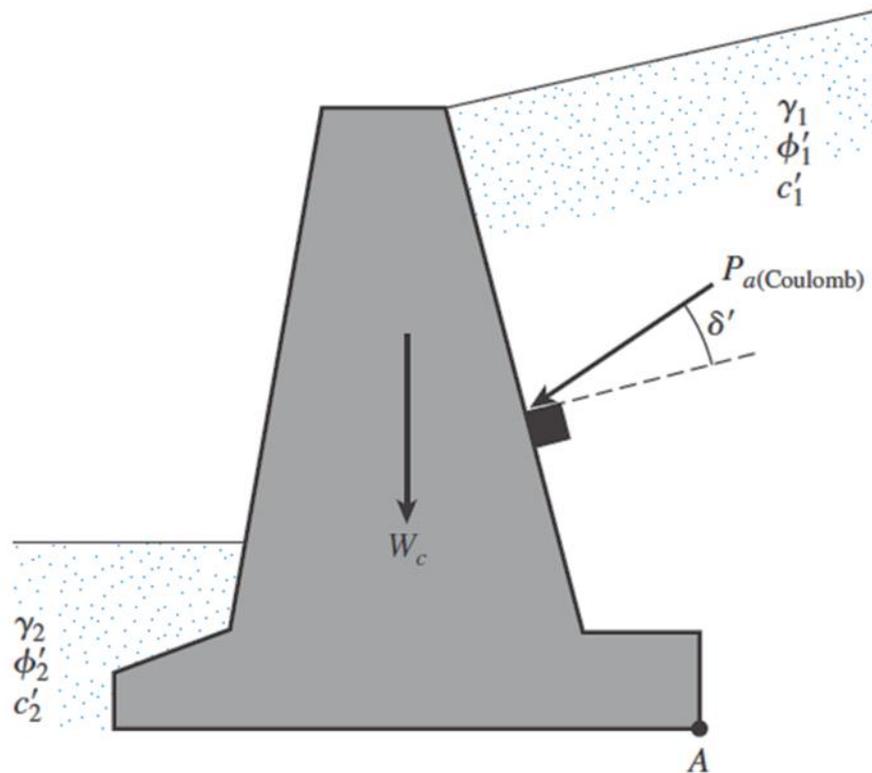


Figura N° 16: Consideración presión lateral de Coulomb para muro de gravedad.

Fuente: Das (2016)

2.6.1. Factor de seguridad contra volteo.

Su verificación se determina como el cociente de momentos totales para fuerzas que se resisten al volteo sobre los que buscan producirlo, ese momento es con respecto al vértice izquierdo de la base o al punto C que se muestra en las Figuras N° 17 y N° 18 para muro en voladizo y gravedad, respectivamente. De lo descrito, la expresión de cálculo es:

$$FS_{volteo} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_O} \quad (1)$$

Donde:

ΣM_R : Suma de momentos para fuerzas resistentes al volteo, con respecto a C.

ΣM_O : Suma de momentos para fuerzas actuantes del volteo, con respecto a C.

La principal fuerza actuante que genera volcar un muro de contención es la presión activa de tierra retenida, cuyo valor es determinado por autores con distintas expresiones de cálculo y puntos de aplicación. Por otro lado, para resistir el volcamiento del muro se tiene como principal fuerza a su propio peso. Para ambos casos, existe la inclusión de parámetros según los criterios de análisis asumidos, por ejemplo, presión hidrostática, pasiva, entre otros.

A continuación, la Tabla N° 1 resume el valor mínimo esperado según normativas peruanas y autores de la especialidad, teniendo:

Tabla N° 1: Valor mínimo esperado del FS contra volteo.

Normativa / Autor	FS _{volteo}
CE.020 Estabilización de suelos y taludes (2012)	Mayor o igual a 2
E.050 Suelos y Cimentaciones (2018)	1.50 y 1.25 (*)
Das (2016)	De 2 a 3

(*) Para condición estática y pseudoestática es 1.50 y 1.25, respectivamente.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Word.

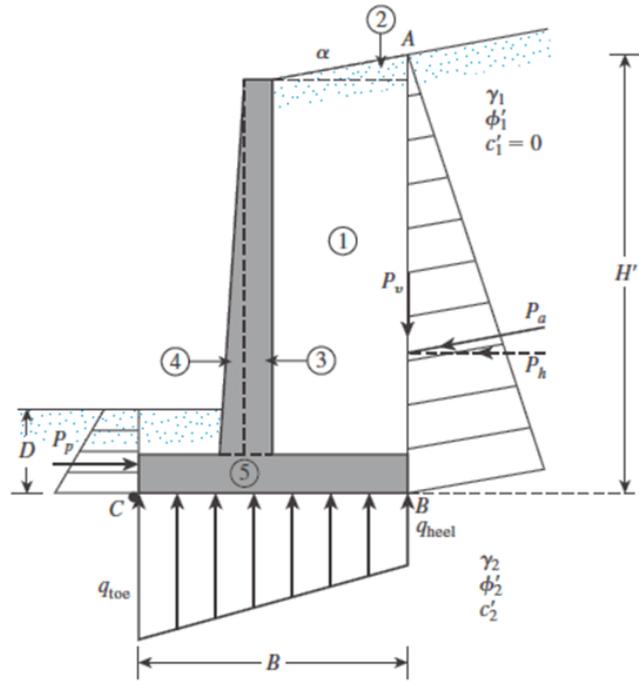


Figura N° 17: Verificación por volteo para un muro en voladizo, según Rankine.

Fuente: Das (2016)

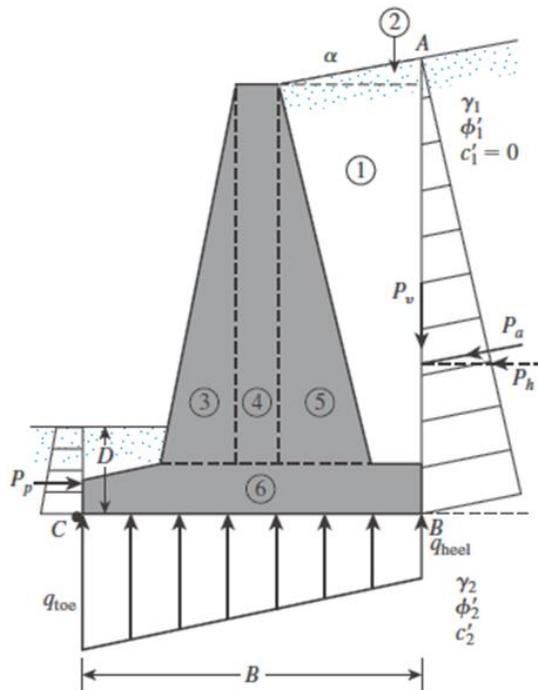


Figura N° 18: Verificación por volteo para un muro de gravedad, según Rankine.

Fuente: Das (2016)

2.6.2. Factor de seguridad contra deslizamientos.

Su verificación se determina como el cociente del total de fuerzas que se resisten al deslizamiento sobre las que buscan producirlo. Asumiendo la teoría de Rankine, la Figura N° 19 muestra la acción de fuerzas horizontales producidas por el suelo lateral y vertical del peso aplicada hacia fondo de base. De lo descrito, la expresión de cálculo es:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_d} \quad (2)$$

Donde:

ΣF_R : Suma de fuerzas horizontales resistentes al deslizamiento.

ΣF_d : Suma de fuerzas horizontales actuantes del deslizamiento.

La principal fuerza actuante que busca deslizar un muro de contención es la presión activa de tierra retenida, cuyo valor es determinado por autores con distintas expresiones de cálculo y puntos de aplicación. Por otro lado, para resistir el deslizamiento se tiene como principal fuerza al peso del muro, el cual genera resistencia al corte en el fondo de base como expresa la Ecuación 3. Para ambos casos, existe la inclusión de parámetros según los criterios de análisis asumidos, por ejemplo, presión hidrostática, pasiva, entre otros.

$$R = (\Sigma V) \tan \delta' + B c'_a \quad (3)$$

Donde:

B : Base del muro de contención.

R : Resistencia al corte en fondo de base del muro.

ΣV : Suma de fuerzas verticales sobre fondo de base del muro.

δ' ; c'_a : Ángulo de fricción y adherencia entre suelo y fondo, respectivamente.

Das (2016) explica que, para una generalización del cálculo de R , se puede describir al ángulo de fricción y adherencia entre suelo y fondo de base, respectivamente como:

$$\delta' = k_1 \phi'_2 \quad (4)$$

$$c'_a = k_2 c'_2 \quad (5)$$

Donde:

ϕ'_2 : Ángulo de fricción del suelo debajo del muro.

c'_2 : Cohesión del suelo debajo del muro.

$k_1; k_2$: Coeficientes del rango $\frac{1}{2}$ a $\frac{2}{3}$.

A continuación, la Tabla N° 2 resume el valor mínimo esperado según normativas peruanas y autores de la especialidad, teniendo:

Tabla N° 2: Valor mínimo esperado del FS contra deslizamientos.

Normativa / Autor	FS _{deslizamiento}
CE.020 Estabilización de suelos y taludes (2012)	Mayor o igual a 1.50
E.050 Suelos y Cimentaciones (2018)	1.50 y 1.25 (*)
Das (2016)	Mínimo de 1.50

(*) Para condición estática y pseudoestática es 1.50 y 1.25, respectivamente.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Word.

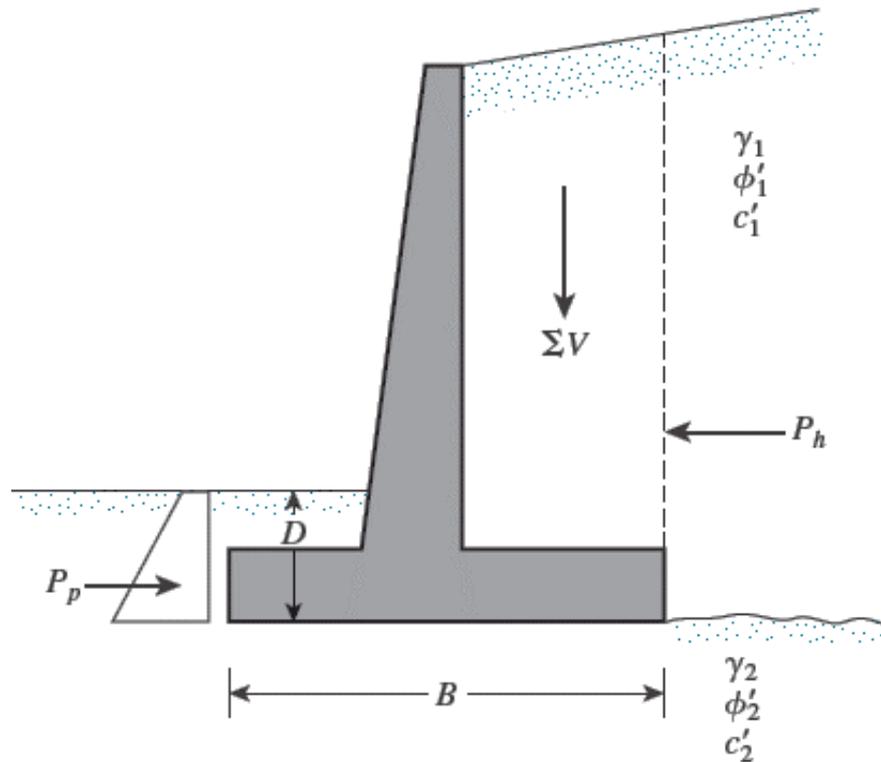


Figura N° 19: Descripción de fuerzas según Rankine para el cálculo de $FS_{\text{deslizamiento}}$.

Fuente: Das (2016)

2.6.3. Factor de seguridad por capacidad de carga.

El presente FS aplica más a conocer la seguridad de la cimentación del muro. Su verificación se determina como el cociente de la carga última del suelo de cimentación, calculada con relaciones de diseño para una cimentación superficial, sobre la presión vertical transmitida a través de la base del muro. De lo descrito, la expresión de cálculo es:

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = \frac{q_u}{q_{\text{máx}}} \quad (6)$$

Donde:

q_u : Carga última del suelo de cimentación.

$q_{\text{máx}}$: Carga máxima de la presión vertical transmitida por la base hacia el suelo.

La Figura N° 20 muestra el diagrama de variación para la presión que actúa sobre la base, teniendo como presión máxima y mínima los extremos; es decir, la punta y el talón, respectivamente. Das (2016) presenta las expresiones de cálculo para esas presiones como:

$$q_{m\acute{a}x} = q_{punta} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (7)$$

$$q_{m\acute{i}n} = q_{tal\acute{o}n} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (8)$$

Donde:

B : Base del muro de contención.

ΣV : Suma de fuerzas verticales sobre fondo de base del muro.

e : Excentricidad de resultante para fuerzas verticales y fuerza horizontal.

De acuerdo con Das (2016), el valor de la excentricidad es calculado con la intervención del total de momentos y fuerza vertical como peso del muro.

Teniendo:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_O}{\Sigma V} \quad (9)$$

Además, como criterio de análisis, establece que el valor de la excentricidad no debe ser mayor a la sexta parte de la base porque resulta una presión mínima con signo negativo, que significa la existencia de un esfuerzo de tensión en el talón, conllevando a redimensionar y rehacer el análisis.

A continuación, la Tabla N° 3 resume el valor mínimo esperado según normativas peruanas y autores de la especialidad, teniendo:

Tabla N° 3: Valor mínimo esperado del FS por capacidad de carga.

Normativa / Autor	FS _{capacidad de carga}
E.050 Suelos y Cimentaciones (2018)	3.00 y 2.50 (*)
Das (2016)	Mínimo de 3

(*) Para condición estática y pseudoestática es 3.00 y 2.50, respectivamente.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Word.

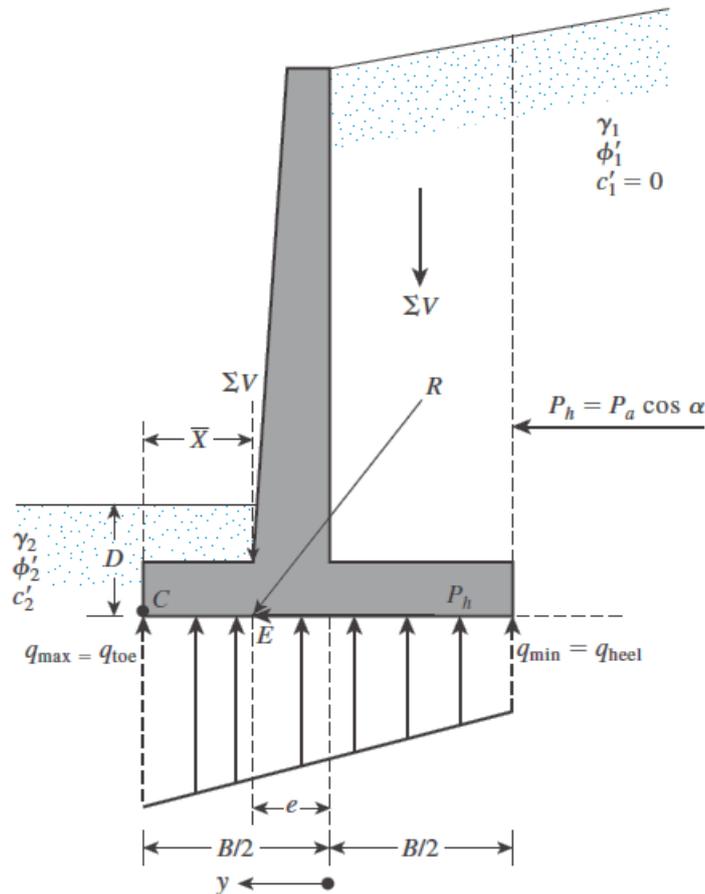


Figura N° 20: Verificación de la capacidad de carga.

Fuente: Das (2016)

2.7. Capacidad de carga del suelo.

Es el parámetro del suelo que permite conocer si la carga de una cimentación puede ser sostenida sin generar algún daño a la estructura. Para muros de contención, la expresión de cálculo se basa en el método área efectiva de Meyerhof del año 1953, teniendo:

$$q'_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (10)$$

Donde:

q'_u : Capacidad de carga última del suelo de cimentación.

q : Carga vertical para fondo de base del muro de contención.

B' : Ancho efectivo de base del muro de contención.

c' : Cohesión del suelo de cimentación.

γ : Peso específico del suelo de cimentación.

N_c, N_q, N_γ : Factores capacidad de carga.

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$: Factores de forma.

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$: Factores de profundidad.

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$: Factores de inclinación de carga.

Das (2016) considera que los factores de forma ($F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$) de la Ecuación 10 tienen como valor a la unidad, porque se relaciona a una cimentación continua. Además, presenta las expresiones de cálculo para cada parámetro y las enlaza con la Figura N° 20, teniendo:

$$q = \gamma_2 D \quad (11)$$

$$B' = B - 2e \quad (12)$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'_2} \quad (13)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi'_2 (1 - \sin \phi'_2)^2 \frac{D}{B'} \quad (14)$$

$$F_{\gamma d} = 1 \quad (15)$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi}{90^\circ}\right)^2 \quad (16)$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi}{\phi'_2}\right)^2 \quad (17)$$

$$\psi = \arctan \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\Sigma V} \right) \quad (18)$$

Las expresiones de cálculo para los factores de capacidad de carga (N_c, N_q, N_γ) están basadas por Terzaghi (1943), pero ante estudios de campo y laboratorio es generalizado por Das (2016) como:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (19)$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'} \quad (20)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi' \quad (21)$$

2.8. Propiedades geotécnicas del suelo.

Como indica la presentación de las posibles fallas, un muro de contención dependerá mucho del suelo en que se apoye y el tipo de suelo que soportará, es por lo que un estudio de suelos permite determinar los factores más resaltantes y necesarios para analizar la estructura, a continuación; se define y aclara esos parámetros.

2.8.1. Ángulo de fricción.

Valor del ángulo formado entre dos materiales que mantienen un equilibrio hasta que uno de ellos se desplace produciendo un ángulo máximo de reposo; es decir, para el suelo es aquel parámetro que indica la resistencia al corte de un suelo. Se determina por medio de ensayos de laboratorio como la prueba de corte directo y prueba de corte triaxial.

Das (2016) menciona que, si para el cálculo de presión lateral de tierra sobre un muro de contención se utiliza la teoría de Coulomb, será necesario conocer el rango de valor que tendrá el ángulo de fricción (δ') del muro de mampostería o concreto simple con la variedad de material relleno. Por ello, se presenta la siguiente tabla:

Tabla N° 4: Valores típicos del ángulo de fricción.

Material relleno	Intervalo de δ' (grados)
Grava	27 – 30
Arena gruesa	20 – 28
Arena fina	15 – 25
Arcilla firme	15 – 20
Arcilla limosa	12 - 16

Fuente: Das (2016)

2.8.2. Cohesión.

Levantar con la mano una masa de arena seca y suelta, como la arena de playa, se dificulta porque se desliza entre los dedos; mientras que, realizar lo mismo con una masa de arcilla, no ocurrirá igual, ya que tiene una mayor unión de partículas. Entonces, se define a la cohesión como el indicador de adherencia de las partículas de un suelo, usualmente su valor puede ser cero o mayor. Además, existen suelos con presencia a la vez de parámetros a la resistencia al corte denominados suelos mixtos; por poseer, cohesión y ángulo de fricción.

2.8.3. Peso específico de los suelos.

Parámetro que presenta la relación peso con volumen de un material, dependerá de la condición de estado del material; ya que, puede ser húmedo, seco o saturado, los cuales se definen con las siguientes expresiones como:

$$\text{Peso específico húmedo} \quad \gamma = \frac{W}{V} \quad (22)$$

$$\text{Peso específico seco} \quad \gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (23)$$

$$\text{Peso específico saturado} \quad \gamma_{sat} = \frac{G_s \gamma_w}{V_w} \quad (24)$$

Donde:

W : Peso total de la muestra de suelo

W_s : Peso de los sólidos del suelo

G_s : Gravedad específica de los sólidos del suelo

γ_w : Peso específico del agua (9.81 KN/m³)

V : Volumen total del suelo

V_w : Volumen de agua

2.9. Sismicidad del Perú.

Las placas tectónicas, que en conjunto conforman los continentes y el fondo marino, desarrollan tres tipos de movimientos; ya sea, divergencia, convergencia o transformante. En el acercamiento de placas, convergencia, se forma una zona de subducción, para así, liberar energía mediante movimientos telúricos. Respecto a ello, Perú está ubicado en el límite de la placa de Nazca y Sudamericana.

La información recopilada durante un sismo permite observar e interpretar datos como la intensidad máxima en la zona, el epicentro y la magnitud; todo ello, con la finalidad de establecer una base de datos que permita estimar una distribución de intensidad o sismicidad para un área geográfica determinada. Estos registros de sismos, incluyendo los históricos que fueron estudiados e identificados a través de evidencia geológica o tectónica, ayudan a conocer una recurrencia sísmica.

El país tiene entidades con cierta responsabilidad para normar, investigar, implementar y prevenir; tal como el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento que mantiene una política de estado para normar en bien de la sostenibilidad del país, el Instituto Geofísico del Perú que desarrolla seguimiento, estudio e investigación del campo de la geofísica, el Instituto Nacional de Defensa Civil que implementa acción de manera técnica a los niveles de gobierno ante una situación de emergencia; y, el Centro Nacional de Estimación, Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres que coordina la prevención mediante un plan de gestión para la reducción del riesgo de desastres. Además, existe instituciones nacionales como el Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico que coordina, planifica y supervisa de proyectos en los que se tenga intervención de algún recurso natural; también, el Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres que como institución universitaria fomenta la investigación y aplicación de tecnologías para la prevención y mitigación de desastres naturales susceptible al país.

La normativa peruana que expresa la filosofía de diseño, recomendaciones y criterios para reducir la vulnerabilidad de una estructura ante un sismo, es la vigente Norma Técnica de Edificaciones E.030 correspondiente a Diseño Sismorresistente 2018.

2.10. Análisis de estabilidad global de un muro de contención.

Análisis que contempla las posibles situaciones a generarse cuando la estructura está en función. Das (2016) clasifica estas situaciones como la naturaleza del muro de contención que dependen de la presión ejercida por el suelo retenido, las cuales son:

- Presión en reposo de tierra, como muestra la Figura N° 21(a) se denomina así cuando no existe movimiento del muro; es decir, sin deformación horizontal.
- Presión activa de tierra, como muestra la Figura N° 21(b) se denomina así cuando el suelo retenido produce una inclinación sobre el muro.
- Presión pasiva de tierra, como muestra la Figura N° 21(c) se denomina así cuando el muro ejerce un empuje hacia el suelo retenido.

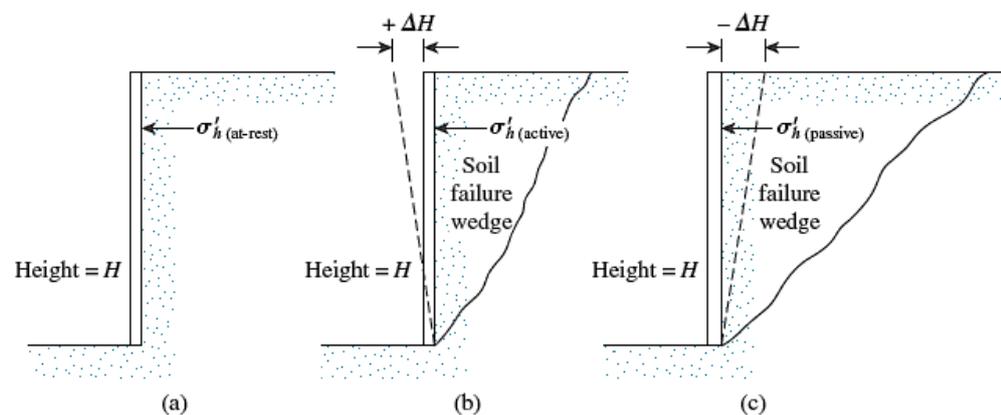


Figura N° 21: Naturaleza del muro de contención ante presión lateral de tierra.

Fuente: Das (2016)

Las presiones que se generan en estado natural al estar en contacto el muro de contención con el suelo de relleno pertenecen a una condición estática, ya que, su estabilidad en esa condición estará con mayor presencia, a diferencia de una condición pseudoestática, ya que esta se genera ante un evento sísmico, usualmente. Sin embargo, ambas condiciones conllevan a un análisis de estabilidad global para un posterior diseño adecuado de un muro de contención.

2.11. Análisis estático de un muro de contención.

2.11.1. Presión activa.

2.11.1.1. Presión activa de Rankine.

Los criterios a considerar en el análisis son:

- Muro sin fricción
- Cara posterior con inclinación
- Relleno inclinado

Las expresiones de cálculo para la presión activa de Rankine, con los criterios expuestos, son generalizados por Das (2016) en los siguientes casos:

a) Relleno granular.

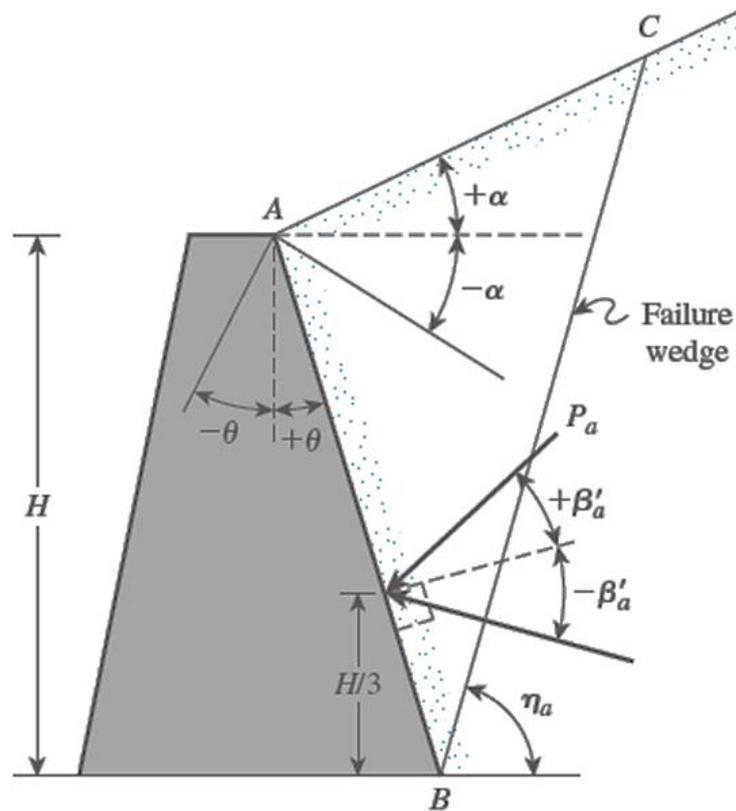


Figura N° 22: Presión activa de Rankine para muro con relleno granular.

Fuente: Das (2016)

La Figura N° 22 muestra un muro de gravedad con inclinación de cara posterior a un ángulo θ , y un relleno de tipo granular inclinado a un ángulo α con respecto a la vertical y horizontal,

respectivamente. También, se muestra el plano ABC que forma la cuña de falla, produciéndose la presión activa P_a que estará inclinada un ángulo β con respecto a la normal de la cara posterior del muro y que tendrá como expresión de cálculo, lo siguiente:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (25)$$

Donde:

P_a : Presión activa de Rankine.

γ : Peso específico del relleno.

H : Altura del muro de contención.

K_a : Coeficiente de presión activa de Rankine.

Además, el cálculo de K_a es:

$$K_a = \frac{\cos(\alpha - \theta) \sqrt{1 + \operatorname{sen}^2 \phi' - 2 \operatorname{sen} \phi' \cos \psi_a}}{\cos^2 \theta (\cos \alpha + \sqrt{\operatorname{sen}^2 \phi' - \operatorname{sen}^2 \alpha})} \quad (26)$$

Donde:

ϕ' : Ángulo de fricción del relleno.

ψ_a : Relación muro – relleno.

A su vez, el cálculo del último parámetro es:

$$\psi_a = \operatorname{arc} \operatorname{sen} \left(\frac{\operatorname{sen} \alpha}{\operatorname{sen} \phi'} \right) - \alpha + 2\theta \quad (27)$$

También, la Figura N° 22 muestra que el punto de aplicación de la presión activa se dará al tercio de altura del muro, medido desde la base, dicho criterio es de importancia para el desarrollo del análisis de estabilidad.

b) Relleno granular con cara posterior vertical.

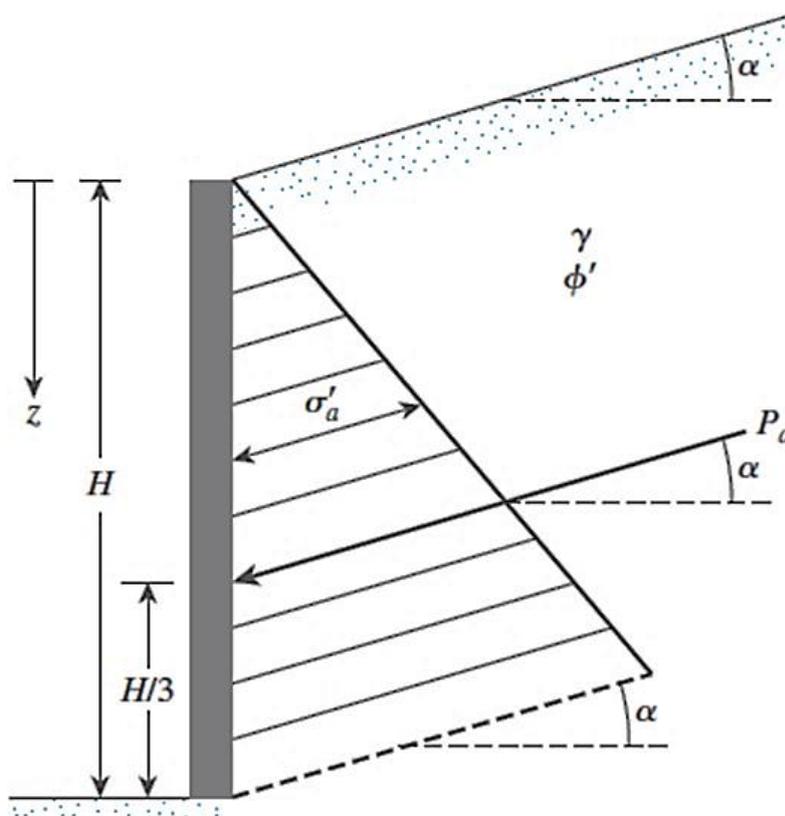


Figura N° 23: Presión activa de Rankine para muro con relleno granular y cara posterior vertical.

Fuente: Das (2016)

La Figura N° 23 muestra un muro con cara posterior vertical ($\theta = 0$), y un relleno de tipo granular inclinado a un ángulo α con respecto a la horizontal. Por lo que, la Ecuación 26 se simplifica y se tiene:

$$K_a = \cos\alpha \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi'}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi'}} \quad (28)$$

Sin embargo, la expresión de cálculo para la presión activa de Rankine P_a se mantiene. Tener en cuenta que, como se muestra en la Figura N°23, la presión está inclinada en paralelo al relleno e impacta al tercio de la altura del muro.

2.11.1.2. Presión activa de Coulomb.

Los criterios a considerar en el análisis son:

- Muro con fricción
- Cara posterior con inclinación
- Relleno inclinado
- Relleno tipo granular

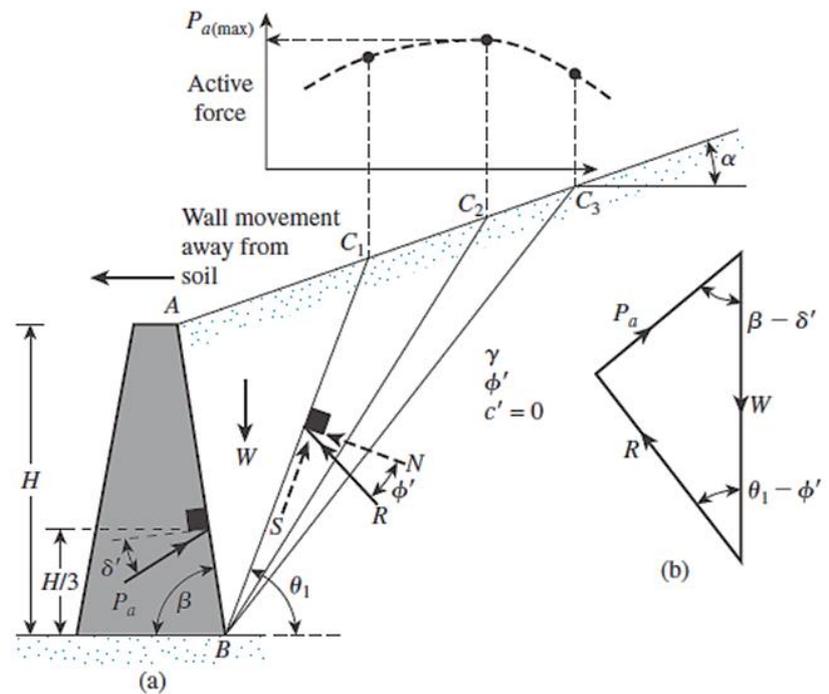


Figura N° 24: Presión activa de Coulomb.

Fuente: Das (2016)

La Figura N° 24 muestra la presión activa de tierra que logra desplazar al muro para alejarlo del relleno, se aplicada al tercio de altura del muro de contención. A continuación, se detalla las variables como:

P_a : Presión activa de Coulomb.

W : Peso de la cuña de falla.

S : Cortante de la superficie BC_1 .

N : Normal de la superficie BC_1 .

R : Resultante de cortante y normal.

H : Altura del muro de contención.

α : Inclinación del relleno con respecto a la horizontal.

β : Inclinación de cara posterior con respecto a la horizontal.

δ' : Inclinación de P_a con respecto a la normal de cara posterior.

θ_1 : Inclinación de la cuña de falla.

γ : Peso específico del relleno.

ϕ' : Ángulo de fricción del relleno.

c' : Cohesión del relleno.

ABC_1, ABC_2, ABC_3 : Posibles superficies de fallas.

La Figura N° 24(b) muestra el equilibrio de fuerzas compuesta por peso del relleno, resultante para planos de falla del relleno y presión activa. Das (2016) presenta las expresiones de cálculo para la presión activa establecidas por Coulomb en el año 1776; por lo que, se tiene:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (29)$$

Donde:

K_a : Coeficiente de presión activa de Coulomb.

Además, se calcula K_a como:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi')}{\text{sen}^2\beta \text{sen}(\beta - \delta') \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta') \text{sen}(\phi' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta') \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (30)$$

El valor de δ' es ángulo de fricción para el muro de contención, y su valor corresponde al rango de la Ecuación 31.

$$\left(\frac{\phi'}{2} \mid \frac{2\phi'}{3}\right) \quad (31)$$

Para el caso de la aplicación de una sobrecarga "q" uniformemente distribuida en la superficie del relleno, como se muestra en la Figura N° 25, el valor de la presión activa se calcula como:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_{eq} H^2 \quad (32)$$

Donde:

γ_{eq} : Peso específico equivalente del relleno.

La expresión para determinar el valor del peso específico equivalente del relleno es:

$$\gamma_{eq} = \gamma + \left[\frac{\text{sen}\beta}{\text{sen}(\beta + \alpha)} \right] \left(\frac{2q}{H} \right) \quad (33)$$

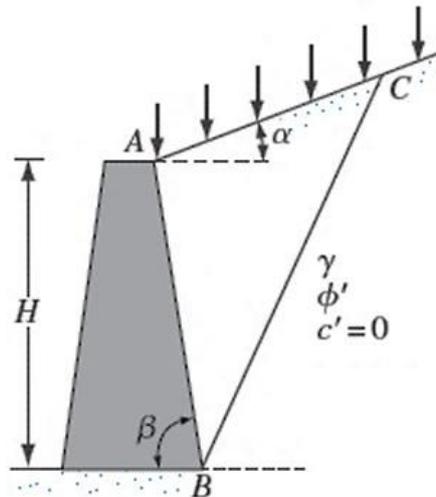


Figura N° 25: Presión activa de Coulomb con aplicación de sobrecarga en relleno.

Fuente: Das (2016)

2.11.2. Presión pasiva.

2.11.2.1. Presión pasiva de Rankine.

Los criterios a considerar en el análisis son:

- Muro sin fricción
- Cara posterior vertical
- Relleno inclinado
- Relleno tipo granular

Das (2016) presenta las expresiones de cálculo para la presión pasiva de Rankine, considerando los criterios expuestos, como:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma D^2 K_p \quad (34)$$

Donde:

P_p : Presión pasiva de Rankine.

γ : Peso específico del relleno.

D : Profundidad de cimentación del muro.

K_p : Coeficiente de presión pasiva de Rankine.

Además, la ecuación de cálculo para K_p es:

$$K_p = \cos\alpha \frac{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi'}}{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi'}} \quad (35)$$

Donde:

α : Inclinación del relleno con respecto a la horizontal.

ϕ' : Ángulo de fricción del relleno.

Debido a que el relleno es inclinado, entonces la presión pasiva será paralela al relleno y tendrá, además, un punto de aplicación al tercio de altura del muro, medido desde la base.

2.11.2.2. Presión pasiva de Coulomb.

Los criterios a considerar en el análisis son:

- Muro sin fricción
- Cara posterior inclinada
- Relleno inclinado
- Relleno tipo granular

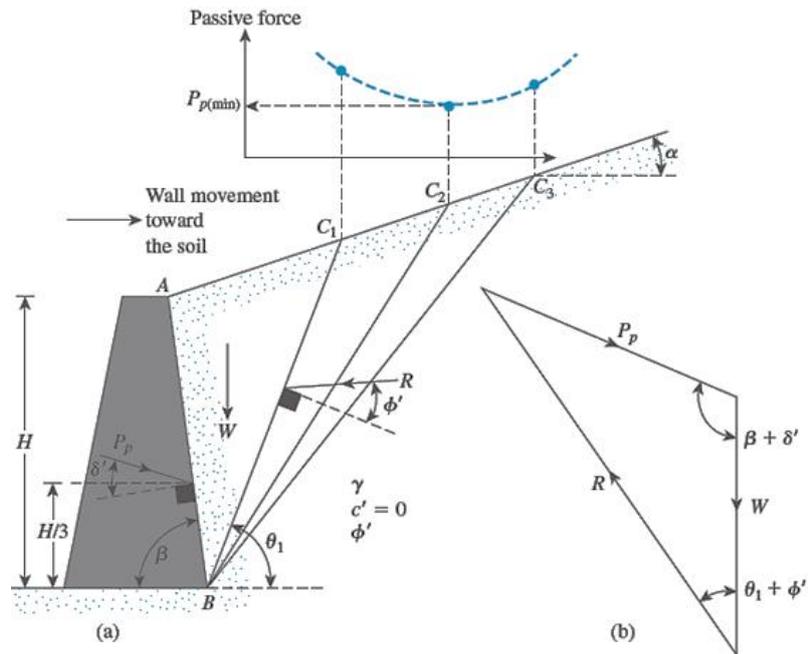


Figura N° 26: Presión pasiva de Coulomb.

Fuente: Das (2016)

La Figura N° 26(a) muestra que la presión pasiva de tierra desplaza al muro en dirección al relleno; además, su aplicación se da al tercio de altura del muro, medido desde la base. El equilibrio de fuerzas que se muestra en la Figura N° 26(b) corresponde a la presión pasiva, al peso del relleno y resultante del plano de falla. A continuación, se detalla las variables de la figura como:

ABC_1, ABC_2, ABC_3 : Posibles superficies de fallas.

R : Resultante de cortante y normal.

W : Peso de la cuña de falla.

θ_1 : Inclinación de la cuña de falla.

H : Altura del muro de contención.

β : Inclinación de cara posterior con respecto a la horizontal.

δ' : Inclinación de P_a con respecto a la normal de cara posterior.

P_p : Presión pasiva de Coulomb.

c' : Cohesión del relleno.

γ : Peso específico del relleno.

ϕ' : Ángulo de fricción del relleno.

α : Inclinación del relleno con respecto a la horizontal.

Das (2016) presenta las expresiones de cálculo para la presión pasiva de tierra establecidas por Coulomb en el año 1776; por lo que, se tiene:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (36)$$

Donde:

K_p : Coeficiente de presión pasiva de Coulomb.

Además, la ecuación de cálculo para K_p es:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi')}{\text{sen}^2\beta \text{sen}(\beta + \delta') \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta') \text{sen}(\phi' + \alpha)}{\text{sen}(\beta + \delta') \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (37)$$

El valor de δ' corresponde al ángulo de fricción del muro.

2.11.2.3. Presión pasiva de Shields & Tolunay.

Los criterios a considerar en el análisis son:

- Muro vertical sin fricción
- Relleno horizontal
- Relleno tipo granular

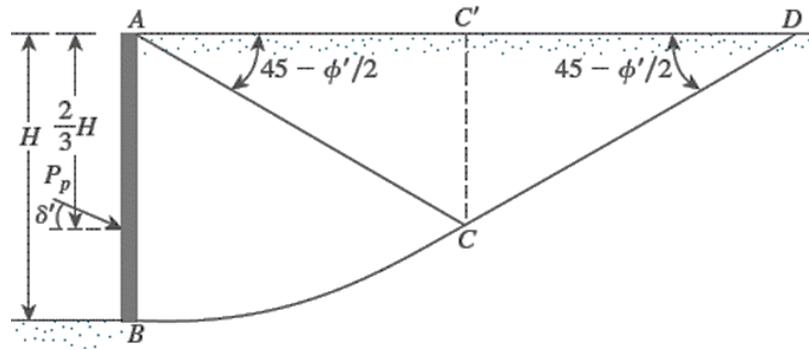


Figura N° 27: Presión pasiva de Shields & Tolunay.

Fuente: Das (2011)

La Figura N° 27 muestra el plano de falla no lineal generado por la presión pasiva, aplicada con una inclinación δ' con respecto a la horizontal; además, tiene ubicación a los dos tercios de altura, medido desde la superficie del relleno.

A continuación, se describe las variables como:

P_p : Presión pasiva de Shields & Tolunay.

H : Altura del muro de contención.

δ' : Inclinación de P_p con respecto a la horizontal.

ϕ' : Ángulo de fricción del relleno.

$ABCD$: Superficie de falla no lineal.

Das (2011) presenta las consideraciones de cálculo para la presión pasiva establecidas por Shields y Tolunay en el año 1973, desarrollando el método de rebanadas, asumiendo que la presión pasiva genera un plano arco BC de una espiral logarítmica ante una cuña $ABCC'$ estable.

Se mantiene la Ecuación 36 como expresión para el cálculo de la presión pasiva de tierra; sin embargo, el valor de K_p corresponderá a la relación presentada en la Figura N° 28; es decir, dependerá del ángulo de fricción del muro y del suelo.

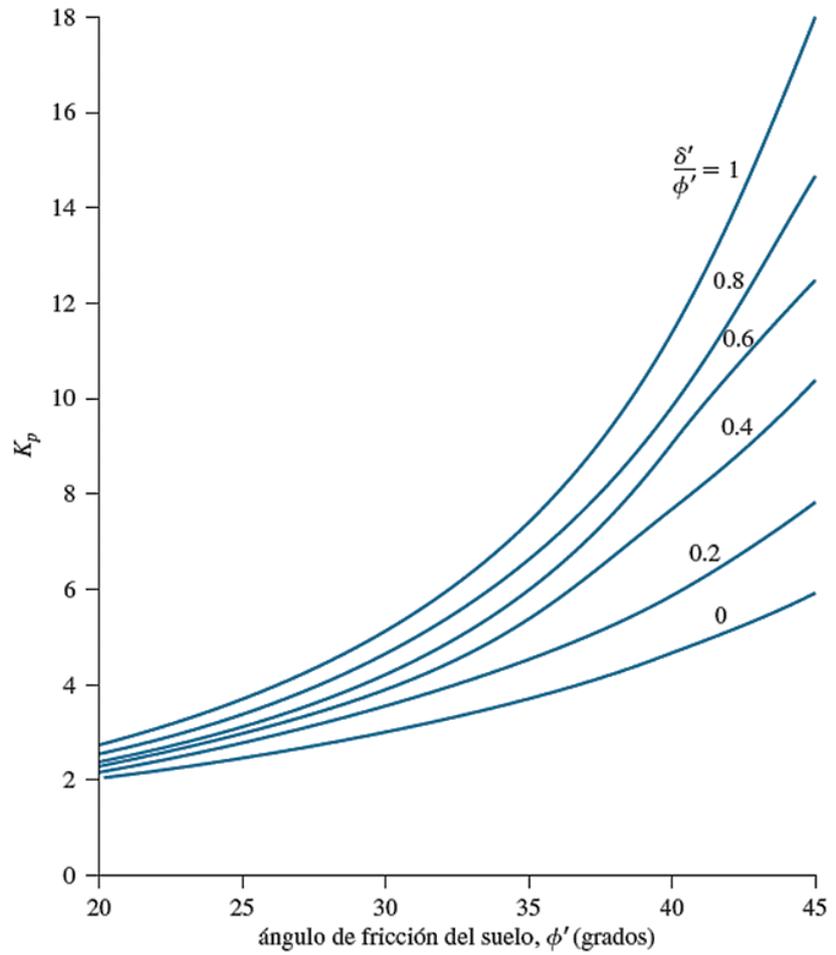


Figura N° 28: Valor de K_p para análisis de Shields & Tolunary.

Fuente: Das (2011)

2.11.2.4. Presión pasiva de Qian & Zhu.

Los criterios a considerar en el análisis son:

- Muro sin fricción
- Cara posterior con inclinación
- Relleno horizontal
- Relleno tipo granular

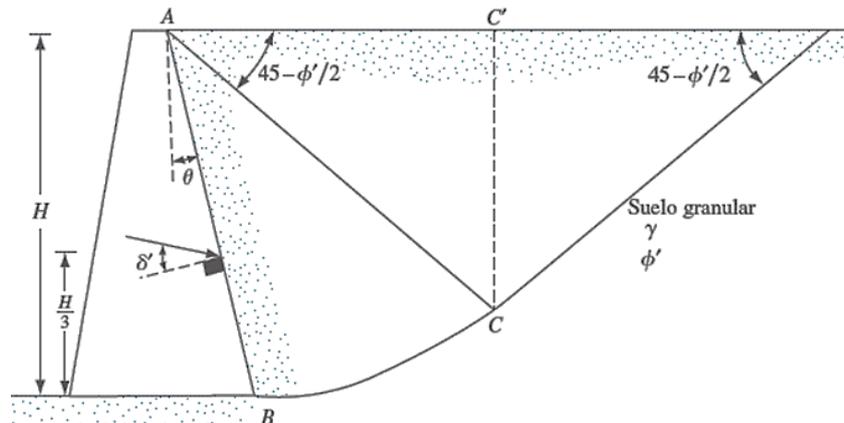


Figura N° 29: Presión pasiva de Qian & Zhu.

Fuente: Das (2011)

La Figura N° 29 muestra el plano de falla no lineal generado por la presión pasiva aplicada con una inclinación δ' con respecto a la normal de la cara posterior del muro; además, su ubicación es al tercio de altura del muro, medido desde la base. Se detalla las variables como:

H : Altura del muro de contención.

θ : Inclinación de cara posterior con respecto a la vertical.

δ' : Ángulo de fricción del muro de contención.

γ : Peso específico del relleno.

ϕ' : Ángulo de fricción del relleno.

Das (2011) presenta las consideraciones de cálculo para la presión pasiva establecidas por Qian & Zhu en el año 2000, quienes establecen una solución del coeficiente de presión pasiva K_p utilizando el método de rebanadas triangulares, y así, aplicarse en la Ecuación 36; por consiguiente:

$$K_p = K_{p(\delta'=0)} R \quad (38)$$

Donde:

K_p : Coeficiente de presión pasiva de Zhu & Qian.

$K_{p(\delta'=0)}$: Valor de K_p considerando $\delta' = 0$.

R : Factor de ampliación en función de ϕ' , θ , δ'/ϕ' .

2.12. Análisis pseudoestático de un muro de contención.

2.12.1. Método Mononobe – Okabe (1926)

Los criterios a considerar en el análisis son:

- Relleno tipo granular
- Plano en relleno para formar cuña de falla
- Influencia del ángulo de inercia sísmica en el coeficiente de presión

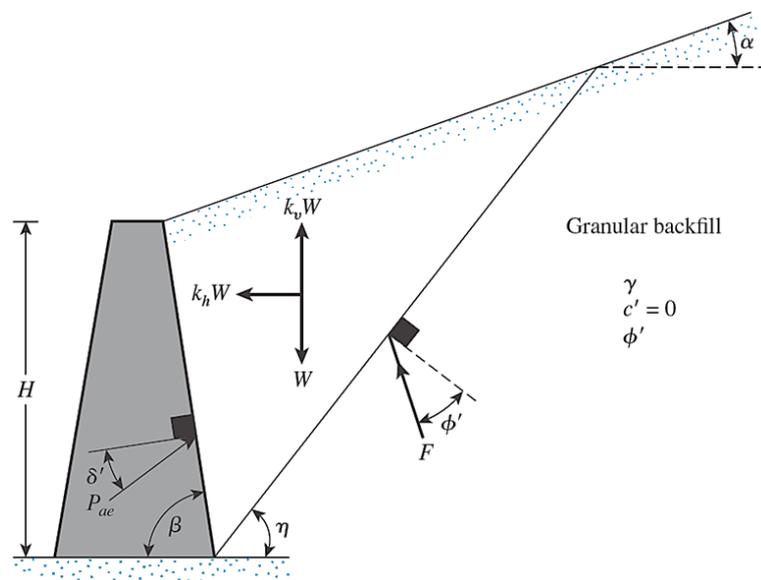


Figura N° 30: Método pseudoestático Mononobe - Okabe.

Fuente: Das (2016)

La Figura N° 30 presenta la ampliación de la teoría de Coulomb con respecto a la presión activa del terreno; ya que, adiciona coeficientes sísmicos horizontal y vertical actuantes en el peso de la cuña de falla. A continuación, se detalla las variables presentadas como:

P_{ae} : Presión activa de tierra en condición sísmica.

W : Peso de la cuña de falla.

F : Resultante de fuerzas aplicadas a la cuña de falla.

H : Altura del muro de contención.

α : Inclinación del relleno con respecto a la horizontal.

β : Inclinación de la cara posterior del muro con respecto a la horizontal.

η : Inclinación del plano trazado en la cuña de falla con respecto a la horizontal.

δ' : Inclinación de P_{ae} con respecto al eje normal trazado en la cara posterior del muro.

ϕ' : Ángulo de fricción del relleno.

γ : Peso específico del relleno.

c' : Cohesión del relleno.

k_h : Coeficiente horizontal sísmico.

k_v : Coeficiente vertical sísmico.

Para el análisis de estabilidad global, el método considera la influencia del sismo en el peso de la cuña de falla. Das (2016) presenta las expresiones de cálculo para la presión activa de tierra, establecidas por los autores Mononobe – Okabe en el año 1926; además, del procedimiento para determinar la ubicación del punto de aplicación.

Se tiene:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad (39)$$

El valor de K_{ae} es el coeficiente de presión activa de tierra y se calcula con la siguiente expresión:

$$K_{ae} = \frac{\text{sen}^2(\phi' + \beta - \theta')}{\cos\theta' \text{sen}^2\beta \text{sen}(\beta - \theta' - \delta') \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta') \text{sen}(\phi' - \theta' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta' - \theta') \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (40)$$

La Ecuación 40 muestra la inclusión del ángulo de inercia sísmica θ' que se determina con los coeficientes sísmicos horizontal y vertical, así:

$$\theta' = \text{arc tan} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right] \quad (41)$$

La ubicación del punto de aplicación de la presión activa se obtiene con el cumplimiento del siguiente procedimiento:

1. Calcular el valor de P_{ae}
2. Calcular el valor de P_a con la solución de Coulomb
3. Calcular $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$
4. Determinar el tercio de altura donde acciona P_a
5. Determinar la altura de $0.6H$ para suponer la aplicación de ΔP_{ae}
6. Se aplica la siguiente fórmula:

$$\bar{z} = \frac{(0.6H)(\Delta P_{ae}) + \left(\frac{H}{3}\right)(P_a)}{P_{ae}} \quad (42)$$

La Figura N° 31 representa el procedimiento expuesto.

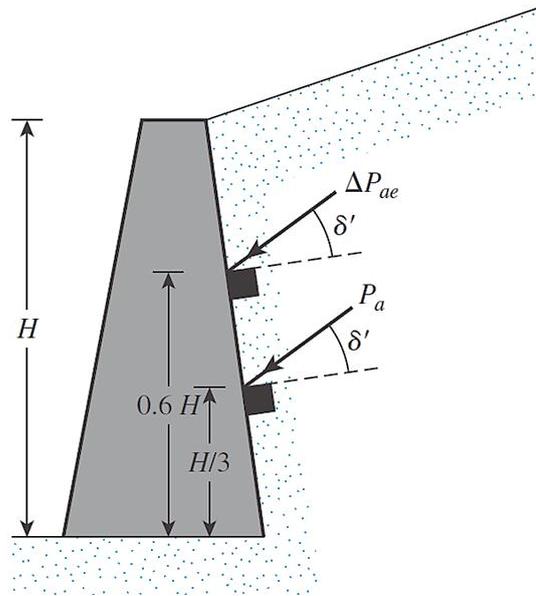


Figura N° 31: Ubicación del punto de aplicación para las presiones ΔP_{ae} y P_a .

Fuente: Das (2016)

2.12.2. Método Dubrova (1963)

Los criterios a considerar en el análisis son:

- Relleno tipo granular
- Relleno horizontal
- Muro vertical

La Figura N° 32 presenta al método pseudoestático Dubrova como aplicación para determinar la alteración de la presión activa del suelo retenido que genera en el muro una traslación lateral.

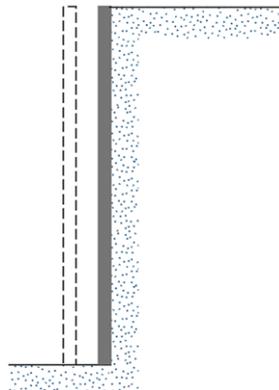


Figura N° 32: Método pseudoestático Dubrova.

Fuente: Das (2011)

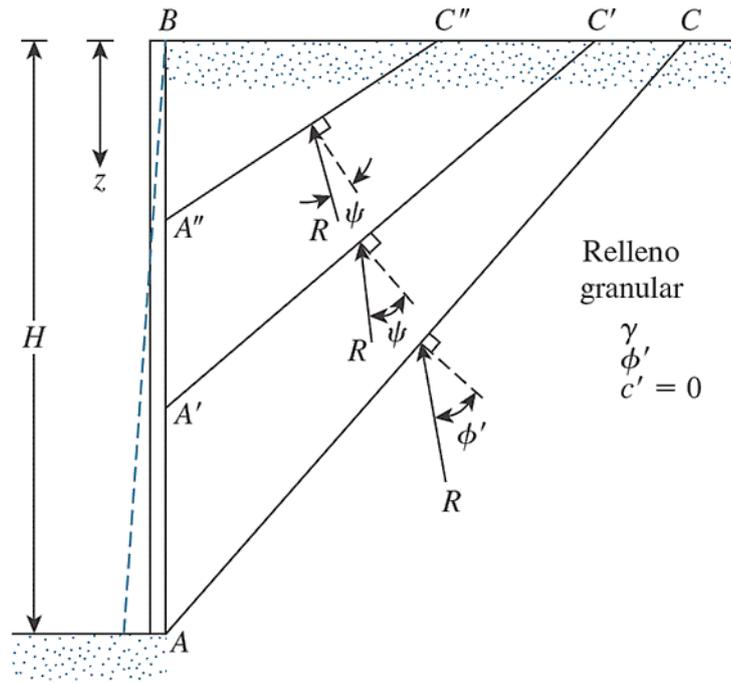


Figura N° 33: Cuña de falla para la traslación lateral.

Fuente: Das (2011)

La Figura N° 33 presenta los planos posibles que delimitan una cuña de falla y que se generaliza con la consideración del trazo desde una profundidad determinada hasta la superficie del suelo. A continuación, se detalla las variables de la figura:

$ABC, A'BC', A''BC''$: Posibles planos para la formación de la cuña de falla.

ψ : Inclinación general de resultante con respecto a normal trazada al plano.

ϕ' : Inclinación de resultante con respecto a normal trazada al plano.

R : Resultante de cortante y normal de la cuña de falla.

z : Profundidad.

Das (2011) presenta las expresiones de solución para el cálculo de presión activa que origina la traslación, establecidos por Dubrova en el año 1963; las cuales, también fueron descritas por Harr en el año 1966.

$$P_a = \frac{\gamma}{2 \cos \delta'} \left[\frac{z}{\frac{1}{\cos \psi} + (\tan^2 \psi + \tan \psi \tan \delta')^{0.5}} \right]^2 \quad (43)$$

La Ecuación 43 presenta la presión contra el muro como el reescrito de presión activa de Coulomb, pero con aplicación a cualquier profundidad z . Además, la inclinación general se calcula como:

$$\psi = \frac{\phi' z}{H} \quad (44)$$

La presión activa aplicada al muro para la traslación se determina con las expresiones de rotación en los extremos del muro, teniendo:

- Con respecto a la parte superior o corona del muro:

$$\sigma'_a(z) = \frac{\gamma}{\cos \delta'} \left[\frac{z \cos^2 \psi}{(1 + m \operatorname{sen} \psi)^2} - \frac{z^2 \phi' \cos^2 \psi}{H (1 + m \operatorname{sen} \psi)} (\operatorname{sen} \psi + m) \right] \quad (45)$$

Donde:

$$m = \left(1 + \frac{\tan \delta'}{\tan \psi} \right)^{0.5} \quad (46)$$

- Con respecto a la parte inferior o fondo del muro:

$$\sigma'_a(z) = \frac{\gamma z}{\cos \delta'} \left(\frac{\cos \phi'}{1 + m \operatorname{sen} \phi'} \right)^2 \quad (47)$$

Para finalmente, determinar:

$$\sigma'_a(z)_{\text{traslación}} = \frac{1}{2} [\sigma'_a(z)_{\text{rotación en corona}} + \sigma'_a(z)_{\text{rotación en fondo}}] \quad (48)$$

2.12.3. Método Seed & Whitman (1970)

Los criterios a considerar en el análisis son:

- Relleno tipo granular
- Plano en relleno para formar cuña de falla
- Influencia del ángulo de inercia sísmica en inclinación de muro y relleno

Se considera válido el supuesto del método Mononobe – Okabe; por lo que, comparte los mismos parámetros de acción mostrados en la Figura N° 30. Sin embargo, para el cálculo de la presión activa de tierra en condición sísmica, Das (2016) presenta otra expresión, establecida por en el año 1970 por Seed & Whitman.

Teniendo:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) [K_a(\beta', \alpha')] \left(\frac{\text{sen}^2 \beta'}{\text{cos} \theta' \text{sen}^2 \beta} \right) \quad (49)$$

Donde $K_a(\beta', \alpha')$ es el coeficiente de presión activa de tierra Coulomb en función de nuevos ángulos de inclinación; la cara posterior del muro es β' y del relleno es α' , que serán determinados como:

$$\beta' = \beta - \theta' \quad (50)$$

$$\alpha' = \theta' + \alpha \quad (51)$$

2.12.4. Método Elms & Richards (1979)

Los criterios a considerar en el análisis son:

- Suelo de cimentación con cohesión igual a cero
- Influencia del ángulo de inercia sísmica en el peso del muro

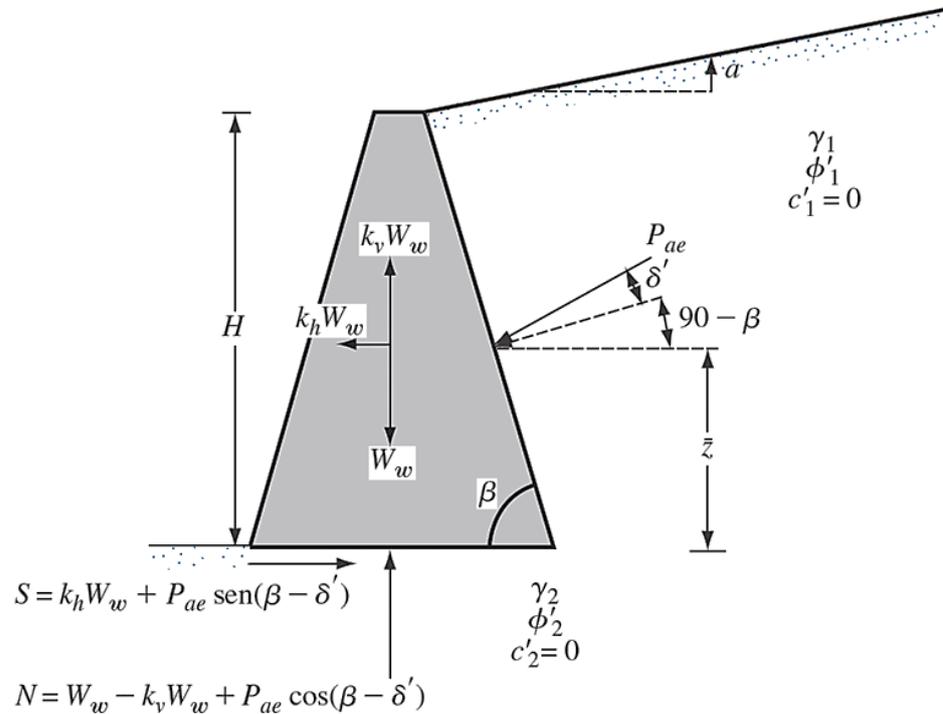


Figura N° 34: Método pseudoestático Elms & Richards.

Fuente: Das (2011)

Se considera válido las soluciones del método Mononobe-Okabe, por lo que, comparte algunos parámetros de acción mostrados en la Figura N° 34. Además, se muestra la influencia que tienen los coeficientes sísmicos en el peso del muro de contención.

A continuación, se detalla las variables de la figura:

W_w : Peso del muro de contención.

S : Fuerza reacción horizontal del suelo de fundación.

N : Fuerza reacción vertical del suelo de fundación.

γ_1 : Peso específico del relleno.

ϕ'_1 : Ángulo de fricción del relleno.

c'_1 : Cohesión del relleno.

γ_2 : Peso específico del suelo de fundación.

ϕ'_2 : Ángulo de fricción del suelo de fundación.

c'_2 : Cohesión del suelo de fundación.

Das (2011) presenta expresiones de cálculo para determinar el peso del muro, establecidas por Elms & Richards en el año 1979. Determinado el valor, se amplifica con el Factor de Seguridad (FS).

Se tiene:

$$W_w = C_{IE} \left[\frac{1}{2} \gamma_1 H^2 (1 - k_v) K_{ae} \right] \quad (52)$$

Donde C_{IE} es el coeficiente inercial de sismo y se calcula como:

$$C_{IE} = \frac{\text{sen}(\beta - \delta') - \cos(\beta - \delta') \tan\phi'_2}{(1 - k_v) (\tan\phi'_2 - \tan\theta')} \quad (53)$$

Para la Ecuación 53 el valor de θ' será determinado en función del desplazamiento tolerable que se le asigne; para ello, se tiene:

$$\theta' = \text{arc tan} \left(\frac{k_k}{1 - k_v} \right) \quad (54)$$

De lo expresado se define el valor de k_k , como:

$$k_k = A_a \left(\frac{0.2 A_v^2}{A_a \Delta} \right)^{0.25} \quad (55)$$

Donde:

A_a : Coeficiente de aceleración efectiva del sismo.

A_v : Coeficiente de velocidad efectiva del sismo.

Δ : Desplazamiento tolerable en pulgadas.

El análisis se realiza asumiendo que el desplazamiento del muro a causa del sismo es nulo; ya que, la estructura debe resistir a movimientos sísmicos. No obstante, se añade la posibilidad de calcular un desplazamiento admisible para la estructura, partiendo de la siguiente premisa:

- Ante un evento sísmico, así sea de intensidad moderada, existirá un desplazamiento lateral limitado.

Para ello, Das (2011) presenta un procedimiento para determinar el peso de un muro de contención que se desplaza a causa de un evento sísmico. Consiguiente, se tiene el procedimiento:

1. Se asume un desplazamiento admisible del muro, Δ , en pulgadas.
2. Se calcula el valor k_k con la Ecuación 55. Se consideran valores de los coeficientes de velocidad y aceleración efectiva del sismo; de acuerdo, a la zona de interés.
3. Se asume valor de k_v igual a cero; luego, se calcula K_{ae} con lo expresado en Mononobe-Okabe y para lo cual se considera $k_h = k_k$.
4. Se obtiene el peso del muro de contención W_w .
5. El paso 4 se amplifica con el factor de seguridad.

2.12.5. Método Choudhury & Subba Rao (2005)

Los criterios a considerar en el análisis son:

- Influencia del sismo en la presión pasiva de tierra
- Relleno horizontal de tipo granular

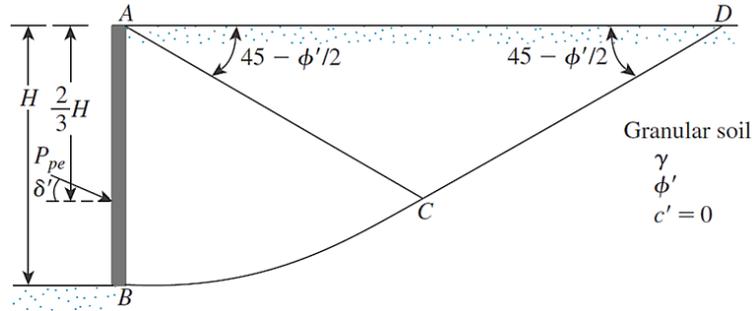


Figura N° 35: Método pseudoestático Choudhury & Subba Rao.

Fuente: Das (2016)

La Figura N° 35 muestra el plano de falla no lineal considerado para la naturaleza del relleno. Además, se tiene P_{pe} como presión pasiva en condición sísmica; inclinada un ángulo δ' con respecto a la horizontal y aplicada al tercio de altura del muro, medido desde la base.

Das (2016) presenta el análisis y las expresiones de cálculo, establecidas por Subba Rao & Choudhury en el año 2005, para determinar el valor de la presión pasiva en condición sísmica como:

$$P_{pe} = \frac{1}{\cos \delta'} \left[\frac{1}{2} \gamma H^2 K_{p\gamma(e)} \right] \quad (56)$$

Donde $K_{p\gamma(e)}$ es el coeficiente de la presión pasiva de tierra, cuyo valor está en función de los coeficientes sísmicos horizontal y vertical; k_h y k_v , respectivamente. Además, presenta una variación según la razón de fricción de los elementos; es decir, $\frac{\delta'}{\phi'}$, que puede ser valor de 0.50 y 1.

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Tipo y método de investigación.

El tipo de investigación según el fin que persigue es de tipo Básica, según Borja (2012) afirma que este tipo de método aporta a un conocimiento científico que ya ha sido validado anteriormente y no será objetado hasta que se demuestre lo contrario, además de no tener una aplicación instantánea, ni un objetivo práctico a corto plazo. La investigación indagó en métodos sísmicos reconocidos para el análisis de estabilidad del muro de contención que dan solución para el problema que atraviesa la Red Vial Nacional PE-14A en el tramo de Culluchaca hacia Yunguilla, pero permanecerá como una propuesta, que podrá aportar a futuras investigaciones.

La metodología de la investigación tiene un enfoque cuantitativo, Borja (2012) declara que los datos de diversas investigaciones ayudan a la recolección y análisis de datos que aportan en la solución de la investigación, generando una confianza o validez a la propuesta de solución. La investigación recolectó datos de documentación e información de proyectos y bibliografías cercanos a la zona de investigación, permitiendo tener un promedio de estos parámetros para proceder al análisis de estabilidad, obteniendo resultados con factor de seguridad confiable.

3.2. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.

La técnica de recolección de datos se basó en la recopilación de documentación e información de proyectos y bibliografías cercanos a la zona de investigación, como lo son: tesis, artículos, libros y memorias, con la finalidad de conocer las propiedades mecánicas del suelo. Los instrumentos utilizados son la Norma Técnica Peruana E050 y E030, además de hojas de cálculo EXCEL.

3.2.1. Procedimientos para la recolección de datos.

El procedimiento para la recolección se dio mediante registros de propiedades físicas y mecánicas del suelo cercano a la zona, el cual es recolectado de informes, tesis y proyectos realizados. Finalmente se tomará datos representativos de la zona a investigar en función a los datos encontrados.

3.3. Técnicas para el procesamiento y análisis de la información.

La técnica de procesamiento de datos, se dio mediante registros y recopilación de geotécnicos de zonas cercanas a la zona de investigación, siendo el ponderado de valores para cada parámetro; sin embargo, para el valor de aceleración sísmica se utilizó la normativa E030 Diseño Sismorresistente. Además, se realizó el predimensionamiento con valores teóricos; los cuales, si durante el análisis no cumplen tendrán que tener una variación.

El análisis de estabilidad, se determinó por el factor de seguridad; cumpliendo con lo que indica la normativa E050 Suelos y Cimentaciones.

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DEL CASO

4.1. Ubicación del área de estudio.

La carretera PE-14A está ubicada dentro del sector Chulluchaca que pertenece al distrito de Pontó, provincia de Huari en la región Áncash.

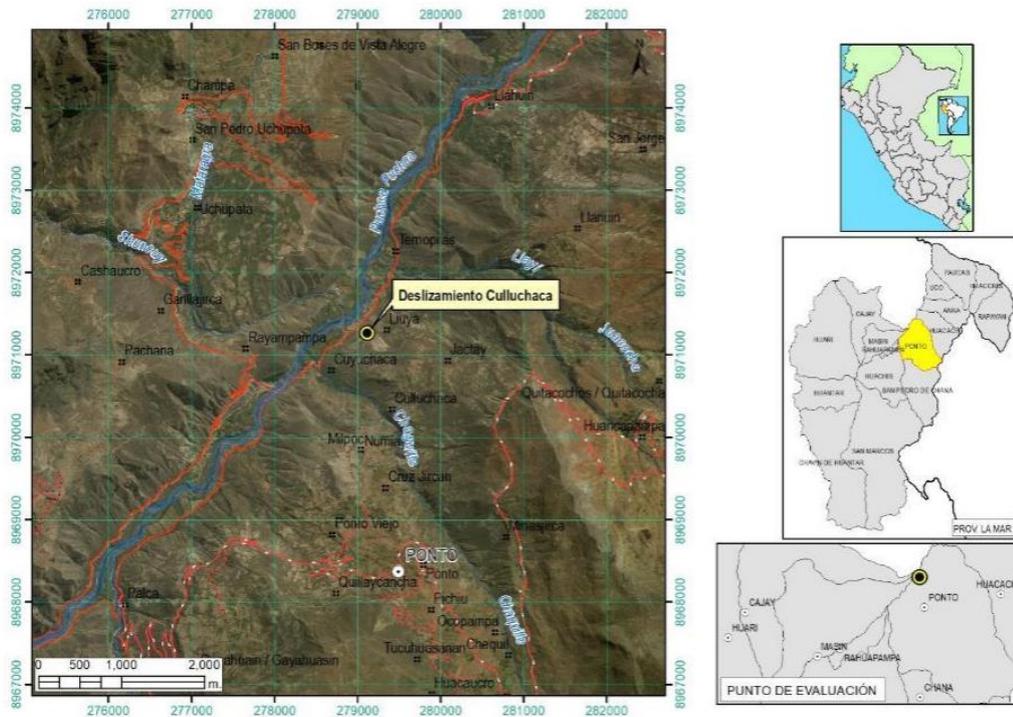


Figura N° 36: Mapa de ubicación del sector Culluchaca.

Fuente: INGEMMET (2021)

Tabla N° 5: Coordenadas del sector Culluchaca.

N°	UTM - WGS84 - ZONA 18L	
	ESTE	NORTE
1	280000	8972000
2	280000	8970000
3	278000	8970000
4	278000	8972000
COORDENADA CENTRAL DE LA ZONA EVALUADA		
C	279117	8971265

Fuente: INGEMMET (2021)

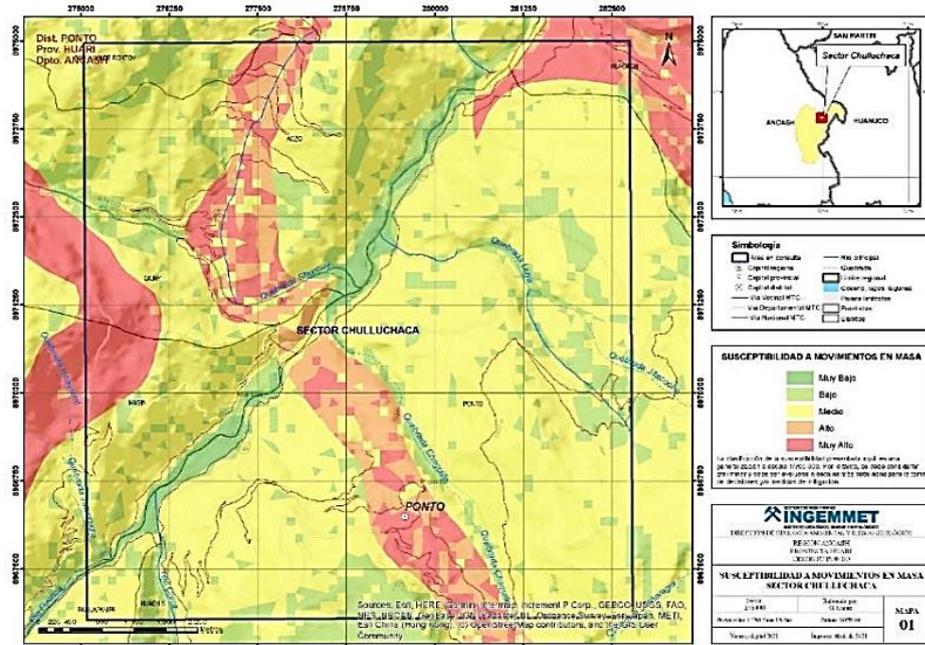


Figura N° 37: Mapa de susceptibilidad a movimientos en masa del sector Culluchaca.

Fuente: Zavala et al. (2020)

4.2. Caracterización geotécnica.

El sector de Culluchaca, es de origen sedimentario y está compuesta por las formaciones Chimú, Crisnejas, Santa-Carhuaz, Chota, Jumasha, así como cubiertos por depósitos coluviales, proluviales, aluviales y coluvio-deluviales.

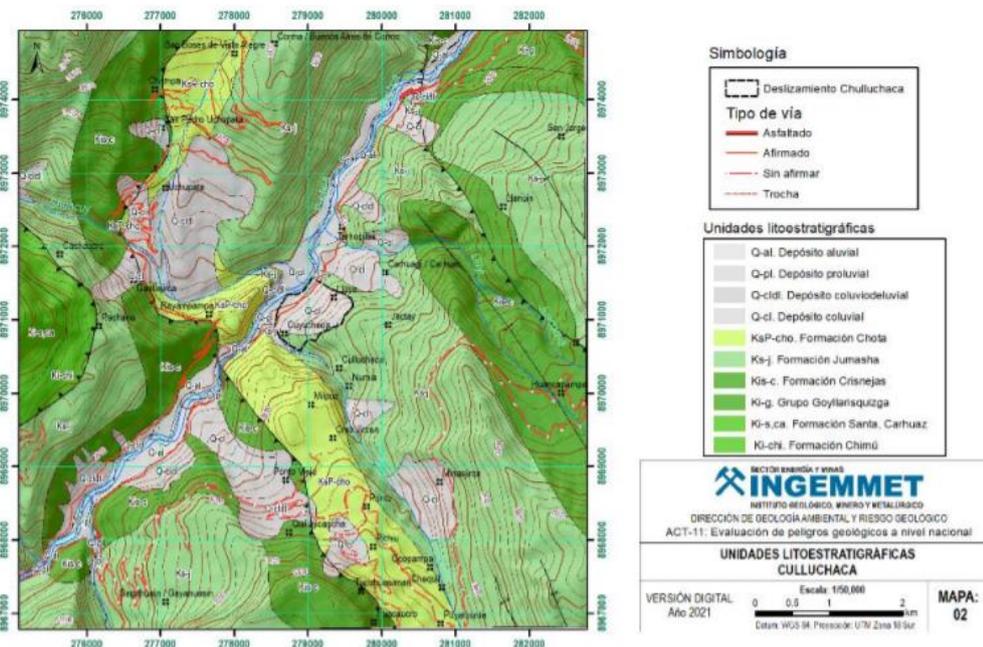


Figura N° 38: Mapa geológico del sector Culluchaca y alrededores.

Fuente: INGEMMET (2017)

4.2.1. Formulación de parámetros.

Tabla N° 6: Datos de suelo relleno para condiciones estáticas y pseudoestáticas.

SUELO DE RELLENO	
ϕ' (°)	30
c (Ton/m ²)	0
γ (Ton/m ³)	1.80
δ' (°)	20

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

Tabla N° 7: Datos de suelo cimentación para condiciones estáticas y pseudoestáticas.

SUELO DE CIMENTACIÓN	
ϕ' (°)	32
c (Ton/m ²)	0
γ (Ton/m ³)	2
D_f (m)	1.20
δ' (°)	21.33
β (°)	72.18 - 75.58

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

Tabla N° 8: Datos generales del muro para condiciones estáticas y pseudoestáticas.

MURO DE CONTENCIÓN	
f'_c (Ton/m ²)	2100
F_y (Ton/m ²)	42000
γ_c (Ton/m ³)	2.4
α (°)	0
β (°)	90
Sobrecarga (Ton/m ³)	1

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

4.3. Caracterización sísmica.

La data de sismicidad para la zona de investigación será representada por un evento sísmico ocurrido en la misma región; el cual, Silgado (1978) califica como uno de los más catastróficos, el terremoto en Áncash del 31 de mayo de 1970 con una intensidad máxima de VIII MM.

Kuroiwa (2002) describe que la intensidad de VIII MM representa un 50% de daños para construcciones de adobe; además, menciona que el terremoto del año 70 tuvo una magnitud de 7.8 en la escala de Richter. Alva (1999) presenta el epicentro del terremoto a 50 km costa oeste de Chimbote con una profundidad focal de 45 km y con un registro de aceleración horizontal máxima de 0.11g.

El análisis pseudoestático se desarrolla con una isoaceleración de 0.32g; por lo que, la Tabla N° 9 presenta la aceleración horizontal máxima de 0.16g y un rango de valores para el sentido vertical.

Tabla N° 9: Coeficientes sísmicos para análisis pseudoestático.

COEFICIENTES SÍSMICOS	
K_h (g)	0.16
K_v (g)	0 - 0.107

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Word.

4.4. Predimensionamiento del muro de contención.

Considerando los criterios expuestos por Das (2016), las dimensiones preliminares a utilizar son:

4.4.1. Muro de gravedad.

Tabla N° 10: Dimensiones del muro de gravedad.

DIMENSIONES DEL MURO DE GRAVEDAD		
Altura (H)	5.00	m
Corona (c)	0.45	m
Punta (p)	0.85	m
Base de zapata (B)	3.50	m
Peralte de zapata (h)	0.80	m
Talón (t)	0.85	m

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

4.4.2. Muro en voladizo.

Tabla N° 11: Dimensiones del muro en voladizo.

DIMENSIONES DEL MURO EN VOLADIZO		
Altura (H)	8.00	m
Corona (c)	0.80	m
Punta (p)	1.00	m
Base de zapata (B)	5.60	m
Peralte de zapata (h)	1.00	m
Talón (t)	2.00	m

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

4.5. Análisis de estabilidad en condición estática.

Definido el predimensionamiento y los parámetros para cada muro de contención, se desarrollan los cálculos pertinentes para obtener los factores de seguridad (FS) contra deslizamientos (FSD), volteo (FSV) y por capacidad de carga (FS_{carga}).

El análisis para cada muro de contención, gravedad y voladizo, se realiza con los métodos Rankine y Coulomb. Ante ello, se presenta las Tablas N° 12, 14, 16 y 18 con los factores de seguridad y capacidad de carga correspondientes a cada muro. Además, se presenta las Tablas N° 13, 15, 17 y 19 con la evaluación comparativa de los cálculos ante norma para condición estática.

4.5.1. Muro de gravedad.

a) Método Rankine.

Tabla N° 12: FS y capacidad de carga para muro de gravedad por Rankine.

MURO	TALUD	FSD	FSV	Q_u (kg/cm ²)	Q_{adm} (kg/cm ²)	$Q_{\text{máx}}$ (kg/cm ²)
	0°	3.389	4.656	10.262	3.421	0.778
	5°	3.345	4.638	10.208	3.403	0.780
Gravedad	10°	3.214	4.580	10.041	3.347	0.788
	15°	3.000	4.476	9.745	3.248	0.802
	20°	2.711	4.312	9.293	3.098	0.827

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

Tabla N° 13: Resultados por método Rankine para muro de gravedad.

FS	NORMA	TALUD	RESULTADO	CONDICIÓN
FSD	MAYOR A 1.5	0°	3.389	CUMPLE
		5°	3.345	CUMPLE
		10°	3.214	CUMPLE
		15°	3.000	CUMPLE
		20°	2.711	CUMPLE
FSV	MAYOR A 2	0°	4.656	CUMPLE
		5°	4.638	CUMPLE
		10°	4.580	CUMPLE
		15°	4.476	CUMPLE
		20°	4.312	CUMPLE
FSCARGA	MAYOR A 3	0°	13.194	CUMPLE
		5°	13.084	CUMPLE
		10°	12.744	CUMPLE
		15°	12.146	CUMPLE
		20°	11.242	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

b) Método Coulomb.

Tabla N° 14: FS y capacidad de carga para muro de gravedad por Coulomb.

MURO	TALUD	FSD	FSV	Q _u (kg/cm ²)	Q _{adm} (kg/cm ²)	Q _{máx} (kg/cm ²)
Gravedad	0°	4.823	4.712	11.794	3.931	0.770
	5°	4.169	4.386	11.159	3.720	0.815
	10°	3.573	4.043	10.414	3.471	0.871
	15°	3.013	3.670	9.505	3.168	0.943
	20°	2.464	3.244	8.329	2.776	1.045

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

Tabla N° 15: Resultados por método Coulomb para muro de gravedad.

FS	NORMA	TALUD	RESULTADO	CONDICIÓN
FSD	MAYOR A 1.5	0°	4.823	CUMPLE
		5°	4.169	CUMPLE
		10°	3.573	CUMPLE
		15°	3.013	CUMPLE
		20°	2.464	CUMPLE
FSV	MAYOR A 2	0°	4.712	CUMPLE
		5°	4.386	CUMPLE
		10°	4.043	CUMPLE
		15°	3.670	CUMPLE
		20°	3.244	CUMPLE
FSCARGA	MAYOR A 3	0°	15.309	CUMPLE
		5°	13.684	CUMPLE
		10°	11.959	CUMPLE
		15°	10.080	CUMPLE
		20°	7.968	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

4.5.2. Muro en voladizo.

a) Método Rankine.

Tabla N° 16: FS y capacidad de carga para muro en voladizo por Rankine.

MURO	TALUD	FSD	FSV	Q _u (kg/cm ²)	Q _{adm} (kg/cm ²)	Q _{máx} (kg/cm ²)
Voladizo	0°	1.895	4.252	9.976	3.325	1.477
	5°	1.885	4.244	9.946	3.315	1.479
	10°	1.856	4.217	9.849	3.283	1.486
	15°	1.804	4.165	9.669	3.223	1.500
	20°	1.724	4.074	9.372	3.124	1.525

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

Tabla N° 17: Resultados por método Rankine para muro en voladizo.

FS	NORMA	TALUD	RESULTADO	CONDICIÓN
FSD	MAYOR A 1.5	0°	1.895	CUMPLE
		5°	1.885	CUMPLE
		10°	1.856	CUMPLE
		15°	1.804	CUMPLE
		20°	1.724	CUMPLE
FSV	MAYOR A 2	0°	4.252	CUMPLE
		5°	4.244	CUMPLE
		10°	4.217	CUMPLE
		15°	4.165	CUMPLE
		20°	4.074	CUMPLE
FSCARGA	MAYOR A 3	0°	6.754	CUMPLE
		5°	6.724	CUMPLE
		10°	6.628	CUMPLE
		15°	6.447	CUMPLE
		20°	6.146	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

b) Método Coulomb.

Tabla N° 18: FS y capacidad de carga para muro en voladizo por Coulomb.

MURO	TALUD	FSD	FSV	Q _u (kg/cm ²)	Q _{adm} (kg/cm ²)	Q _{máx} (kg/cm ²)
Voladizo	0°	2.442	4.881	11.683	3.894	1.336
	5°	2.241	4.562	11.029	3.676	1.403
	10°	2.035	4.222	10.266	3.422	1.485
	15°	1.818	3.850	9.340	3.113	1.591
	20°	1.579	3.421	8.154	2.718	1.742

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

Tabla N° 19: Resultados por método Coulomb para muro en voladizo.

FS	NORMA	TALUD	RESULTADO	CONDICIÓN
		0°	2.442	CUMPLE
		5°	2.241	CUMPLE
FSD	MAYOR A 1.5	10°	2.035	CUMPLE
		15°	1.818	CUMPLE
		20°	1.579	CUMPLE
		0°	4.881	CUMPLE
		5°	4.562	CUMPLE
FSV	MAYOR A 2	10°	4.222	CUMPLE
		15°	3.850	CUMPLE
		20°	3.421	CUMPLE
		0°	8.743	CUMPLE
		5°	7.862	CUMPLE
FS _{CARGA}	MAYOR A 3	10°	6.914	CUMPLE
		15°	5.870	CUMPLE
		20°	4.680	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

4.6. Análisis de estabilidad en condición pseudoestática.

Definido el predimensionamiento, los parámetros de suelo y muro; además, los parámetros sísmicos de la zona de estudio, se desarrollan los cálculos pertinentes para obtener los factores de seguridad (FS) contra deslizamientos (FSD), volteo (FSV) y por capacidad de carga (FS_{carga}).

El análisis para cada muro de contención, gravedad y voladizo, se realiza con los métodos Mononobe-Okabe, Seed & Whitman y Elms & Richards. Ante ello, se presenta las Tablas N° 20, 22, 24, 26, 28 y 30 con los factores de seguridad y capacidad de carga correspondientes a cada muro. Además, las Tablas N° 21, 23, 25, 27, 29 y 31 presentan la evaluación comparativa de los cálculos ante norma para condición pseudoestática.

4.6.1. Muro de gravedad.

a) Método Mononobe-Okabe.

Tabla N° 20: FS y capacidad de carga para muro de gravedad por Mononobe-Okabe.

MURO	TALUD	FSD	FSV	Q_u (kg/cm ²)	Q_{adm} (kg/cm ²)	$Q_{m\acute{a}x}$ (kg/cm ²)
	0°	3.612	3.678	10.362	4.145	1.000
Gravedad	10°	2.592	2.933	8.454	3.381	1.245
	15°	2.068	2.455	7.000	2.800	1.492

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

Tabla N° 21: Resultados por método Mononobe-Okabe para muro de gravedad.

FS	NORMA	TALUD	RESULTADO	CONDICIÓN
		0°	3.612	CUMPLE
FSD	MAYOR A 1.25	10°	2.592	CUMPLE
		15°	2.068	CUMPLE
		0°	3.678	CUMPLE
FSV	MAYOR A 1.5	10°	2.933	CUMPLE
		15°	2.455	CUMPLE
		0°	10.362	CUMPLE
FS _{CARGA}	MAYOR A 2.5	10°	6.792	CUMPLE
		15°	4.691	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

b) Método Seed & Whitman.

Tabla N° 22: FS y capacidad de carga para muro de gravedad por Seed & Whitman.

MURO	TALUD	FSD	FSV	Q _u (kg/cm ²)	Q _{adm} (kg/cm ²)	Q _{máx} (kg/cm ²)
	0°	3.253	3.372	9.795	3.918	1.085
Gravedad	10°	2.409	2.740	7.991	3.196	1.332
	15°	1.972	2.343	6.684	2.674	1.567

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

Tabla N° 23: Resultados por método Seed & Whitman para muro de gravedad.

FS	NORMA	TALUD	RESULTADO	CONDICIÓN
		0°	3.253	CUMPLE
FSD	MAYOR A 1.25	10°	2.409	CUMPLE
		15°	1.972	CUMPLE
		0°	3.372	CUMPLE
FSV	MAYOR A 1.5	10°	2.740	CUMPLE
		15°	2.343	CUMPLE
		0°	9.024	CUMPLE
FSCARGA	MAYOR A 2.5	10°	5.999	CUMPLE
		15°	4.266	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

c) Método Elms & Richards.

Tabla N° 24: FS y capacidad de carga para muro de gravedad por Elms & Richards.

MURO	TALUD	FSD	FSV	Q_u (kg/cm ²)	Q_{adm} (kg/cm ²)	$Q_{m\acute{a}x}$ (kg/cm ²)
	0°	3.442	3.678	9.958	3.983	0.751
Gravedad	10°	2.787	2.933	9.121	3.648	1.654
	15°	2.455	2.455	8.627	3.451	2.540

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

Tabla N° 25: Resultados por método Elms & Richards para muro de gravedad.

FS	NORMA	TALUD	RESULTADO	CONDICIÓN
		0°	3.442	CUMPLE
FSD	MAYOR A 1.25	10°	2.787	CUMPLE
		15°	2.455	CUMPLE
		0°	3.678	CUMPLE
FSV	MAYOR A 1.5	10°	2.933	CUMPLE
		15°	2.455	CUMPLE
		0°	12.252	CUMPLE
FSCARGA	MAYOR A 2.5	10°	5.515	CUMPLE
		15°	3.396	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

4.6.2. Muro en voladizo.

a) Método Mononobe-Okabe.

Tabla N° 26: FS y capacidad de carga para muro en voladizo por Mononobe-Okabe.

MURO	TALUD	FSD	FSV	Q _u (kg/cm ²)	Q _{adm} (kg/cm ²)	Q _{máx} (kg/cm ²)
	0°	2.211	3.668	10.484	4.194	1.814
Voladizo	10°	1.764	2.940	8.514	3.406	2.209
	15°	1.549	2.462	7.020	2.808	2.613

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

Tabla N° 27: Resultados por método Mononobe-Okabe para muro en voladizo.

FS	NORMA	TALUD	RESULTADO	CONDICIÓN
		0°	2.211	CUMPLE
FSD	MAYOR A 1.25	10°	1.764	CUMPLE
		15°	1.549	CUMPLE
		0°	3.668	CUMPLE
FSV	MAYOR A 1.5	10°	2.940	CUMPLE
		15°	2.462	CUMPLE
		0°	5.781	CUMPLE
FS _{CARGA}	MAYOR A 2.5	10°	3.853	CUMPLE
		15°	2.687	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

b) Método Seed & Whitman.

Tabla N° 28: FS y capacidad de carga para muro en voladizo por Seed & Whitman.

MURO	TALUD	FSD	FSV	Q_u (kg/cm ²)	Q_{adm} (kg/cm ²)	$Q_{m\acute{a}x}$ (kg/cm ²)
	0°	2.058	3.357	9.872	3.949	1.957
Voladizo	10°	1.670	2.741	8.019	3.208	2.356
	15°	1.539	2.345	6.686	2.674	2.738

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

Tabla N° 29: Resultados por método Seed & Whitman para muro en voladizo.

FS	NORMA	TALUD	RESULTADO	CONDICIÓN
		0°	2.058	CUMPLE
FSD	MAYOR A 1.25	10°	1.670	CUMPLE
		15°	1.539	CUMPLE
		0°	3.357	CUMPLE
FSV	MAYOR A 1.5	10°	2.741	CUMPLE
		15°	2.345	CUMPLE
		0°	5.044	CUMPLE
FSCARGA	MAYOR A 2.5	10°	3.403	CUMPLE
		15°	2.542	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

c) Método Richards y Elms.

Tabla N° 30: FS y capacidad de carga para muro en voladizo por Elms & Richards.

MURO	TALUD	FSD	FSV	Q_u (kg/cm ²)	Q_{adm} (kg/cm ²)	$Q_{m\acute{a}x}$ (kg/cm ²)
	0°	1.764	3.357	8.140	3.256	0.908
Voladizo	10°	1.634	2.741	7.773	3.109	2.192
	15°	1.558	2.345	7.559	3.023	3.386

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

Tabla N° 31: Resultados por método Elms & Richards para muro en voladizo.

FS	NORMA	TALUD	RESULTADO	CONDICIÓN
		0°	1.764	CUMPLE
FSD	MAYOR A 1.25	10°	1.634	CUMPLE
		15°	1.558	CUMPLE
		0°	3.357	CUMPLE
FSV	MAYOR A 1.5	10°	2.741	CUMPLE
		15°	2.345	CUMPLE
		0°	8.964	CUMPLE
FSCARGA	MAYOR A 2.5	10°	3.547	CUMPLE
		15°	2.533	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

CAPÍTULO V: DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

5.1. Discusión sobre el análisis de estabilidad en condición estática.

Realizado el análisis que permite obtener las dimensiones finales del muro, conocer los factores de seguridad y cargas admisibles; procedemos a comparar e interpretar los resultados.

5.1.1. Muro de gravedad.

El factor de seguridad al deslizamiento (FSD) por el método Coulomb disminuye considerablemente cuando la inclinación del talud se incrementa; mientras que, el método Rankine disminuye es para un rango de tendencia. Coulomb expresa mayores factores de seguridad contra deslizamiento para taludes pequeños a comparación de Rankine.

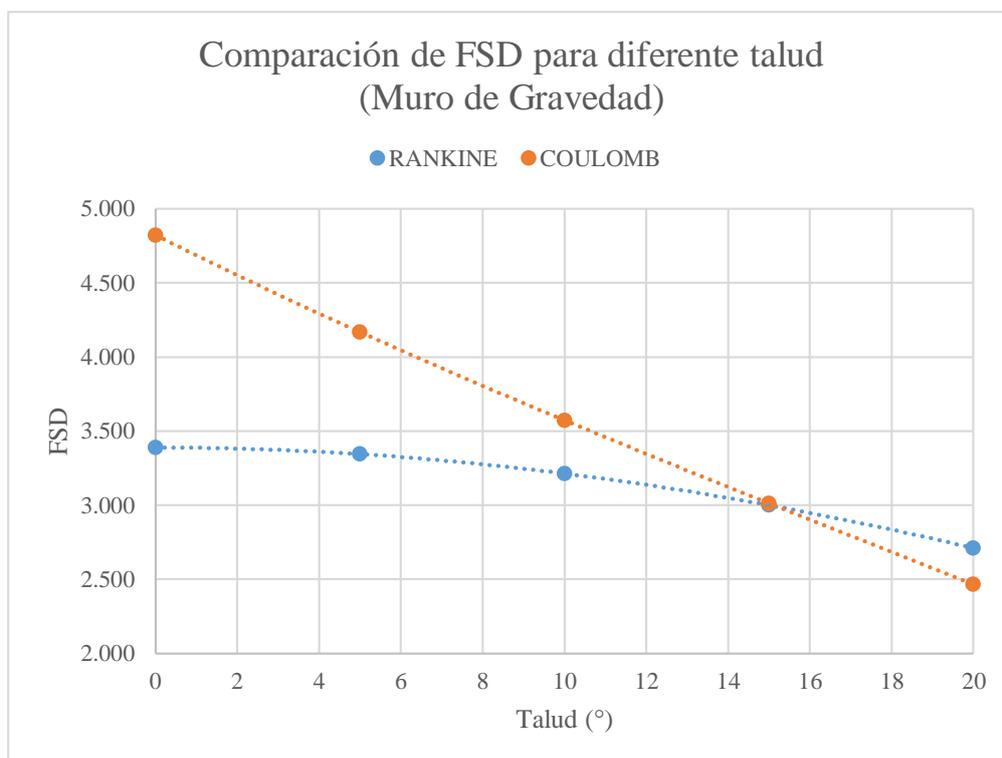


Figura N° 39: Comparación de FSD para diferente talud (Muro Gravedad - Condición estática)

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

El factor de seguridad al volcamiento (FSV) para los métodos Coulomb y Rankine comienzan con valores cercanos para talud sin inclinación, siendo ambos mayores a 4.50. Sin embargo, a medida que incrementa la inclinación del talud, Coulomb disminuye aproximadamente el doble que por Rankine. Véase en la Figura N° 40 que el método Rankine mantiene un rango de disminución ante el análisis del factor de seguridad al volcamiento.

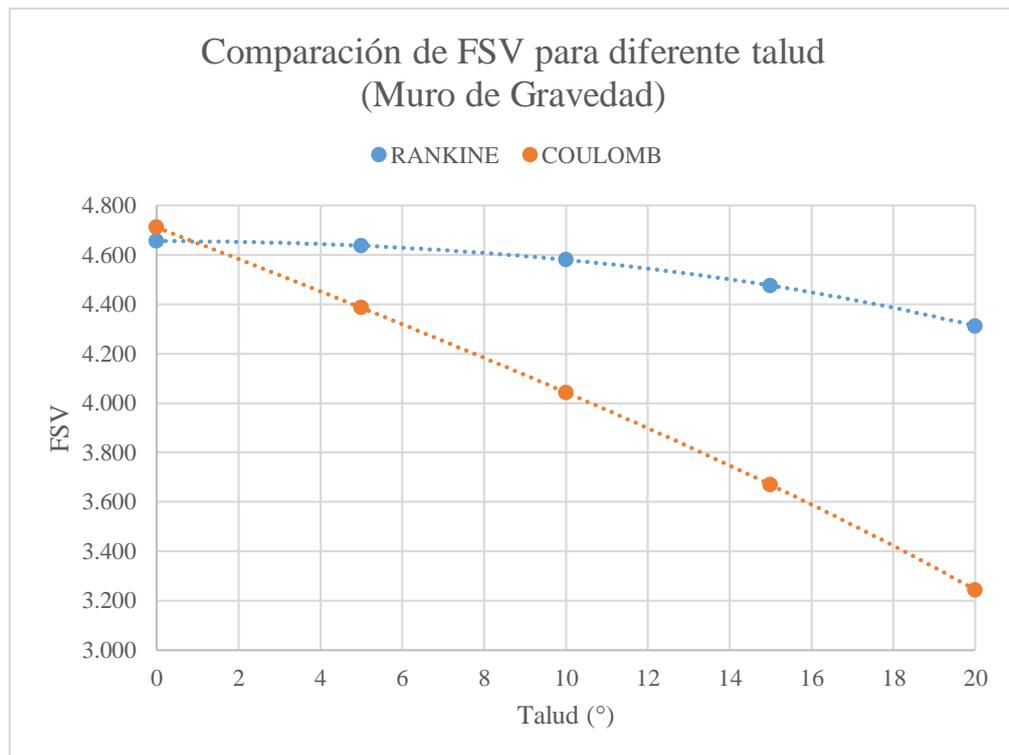


Figura N° 40: Comparación de FSV para diferente talud (Muro Gravedad - Condición estática)

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

El porcentaje de variación del FSD para un muro de gravedad por los dos métodos analizados (Rankine y Coulomb) es 42.31% cuando el talud es 0° y va disminuyendo cuando el talud incrementa. Para un talud de 15° su variación es de 0.44%, pero para un talud de 20°; incrementa a 10%, mientras que el porcentaje de variación para el FDV para un talud de 0° es 1.20% y va incrementando mientras el talud aumenta; siendo para un talud de 15°, un valor de 21.99% y para un talud de 20° llegar a 32.94%.

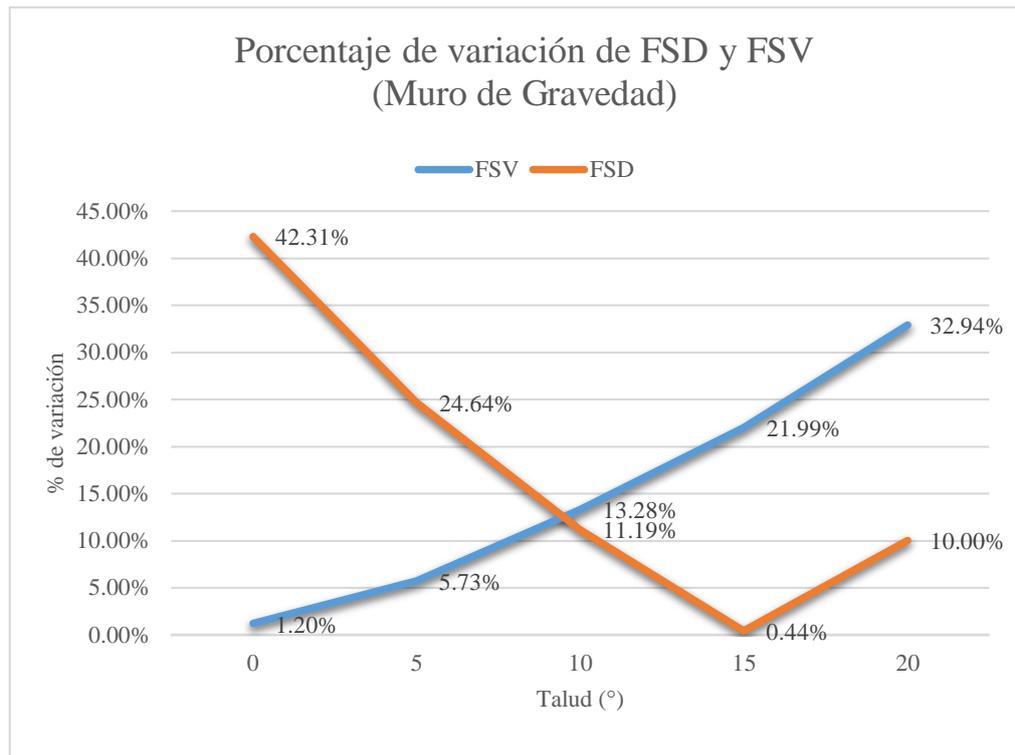


Figura N° 41: Variación de FSD y FSV para muro de gravedad en condición estática.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

5.1.2. Muro en voladizo.

El método Coulomb brinda un mayor factor de seguridad al deslizamiento para un muro en voladizo con respecto a un talud de 0°, para un talud de 15° el factor de seguridad es similar para ambos métodos, pero mientras sigue aumentando el factor de seguridad por método Rankine es mayor (ver Figura N° 42). Consiguiente, el método Coulomb es mejor opción de análisis para taludes menores a 15° y el método Rankine para taludes mayores a 15°.

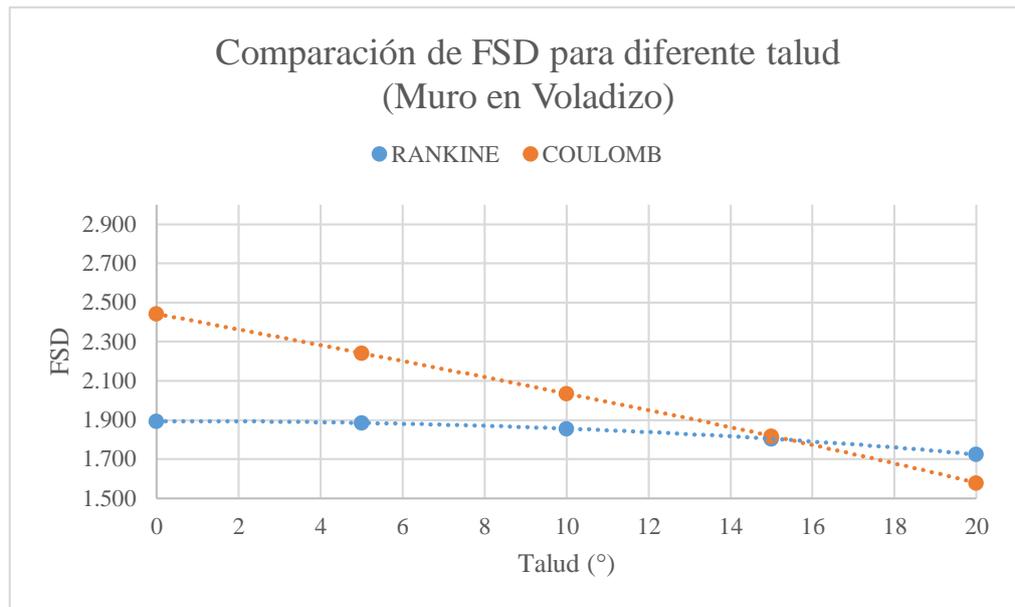


Figura N° 42: Comparación de FSD para diferente talud (Muro Voladizo - Condición estática)
Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

El factor de seguridad al volcamiento mediante el método Coulomb disminuye de manera más rápida a comparación del método Rankine, teniendo un factor de seguridad similar en el talud de 10°, pero mientras el talud incrementa el método Rankine brinda un mayor factor de seguridad (ver Figura N° 43), por lo cual para taludes menores a 10° es mejor analizarlo por el método Coulomb; mientras que, para taludes mayores de 10°, por el método Rankine.

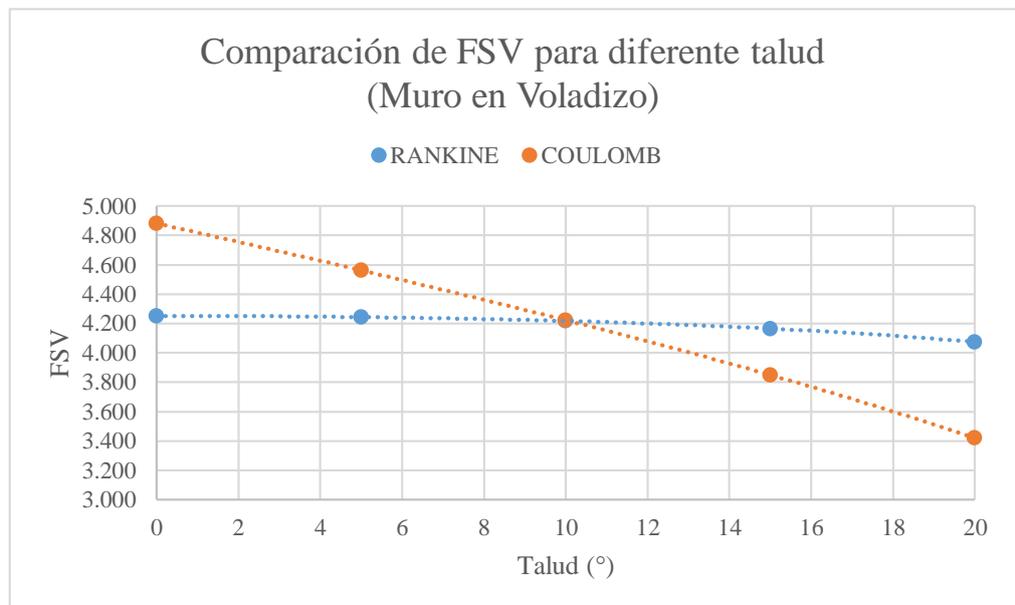


Figura N° 43: Comparación de FSV para diferente talud (Muro Voladizo - Condición estática)
Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

El porcentaje de variación del FSD para un muro de voladizo por los dos métodos analizados (Rankine y Coulomb) es 28.91% cuando el talud es 0° y disminuye hasta 0.80% para un talud de 15° luego vuelve a incrementar siendo su variación de 9.19% para un talud de 20°, de igual manera el porcentaje de variación al FSV es 14.80% cuando su talud es 0, pero disminuye hasta 0.12% para un talud de 10°, también vuelve a incrementar hasta un 19.10% para un talud de 20°.

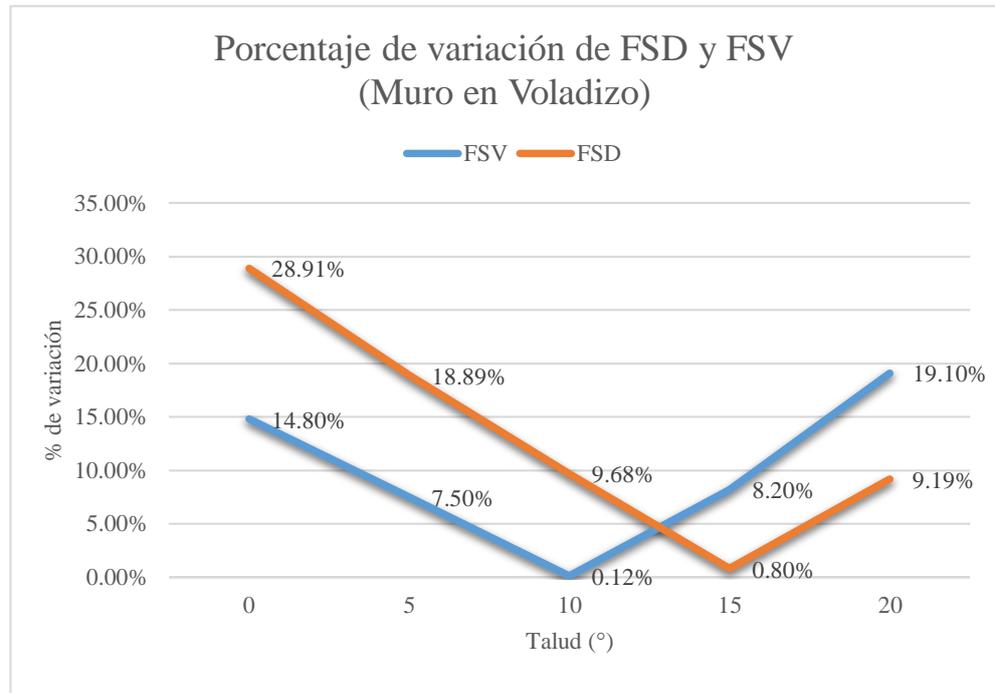


Figura N° 44: Variación de FSD y FSV para muro en voladizo en condición estática.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

5.2. Discusión sobre el análisis de estabilidad en condición pseudoestática.

5.2.1 Muro de gravedad.

El método Mononobe-Okabe brinda un mayor factor de seguridad al deslizamiento en comparación con el método Seed & Whitman; además, para taludes con inclinación mayor a 4° el método Elms & Richards es el más conservador (ver Figura N° 45). Sin embargo, los tres métodos cumplen con los factores de seguridad al deslizamiento según norma CE 0.20 Estabilidad de suelos y taludes.

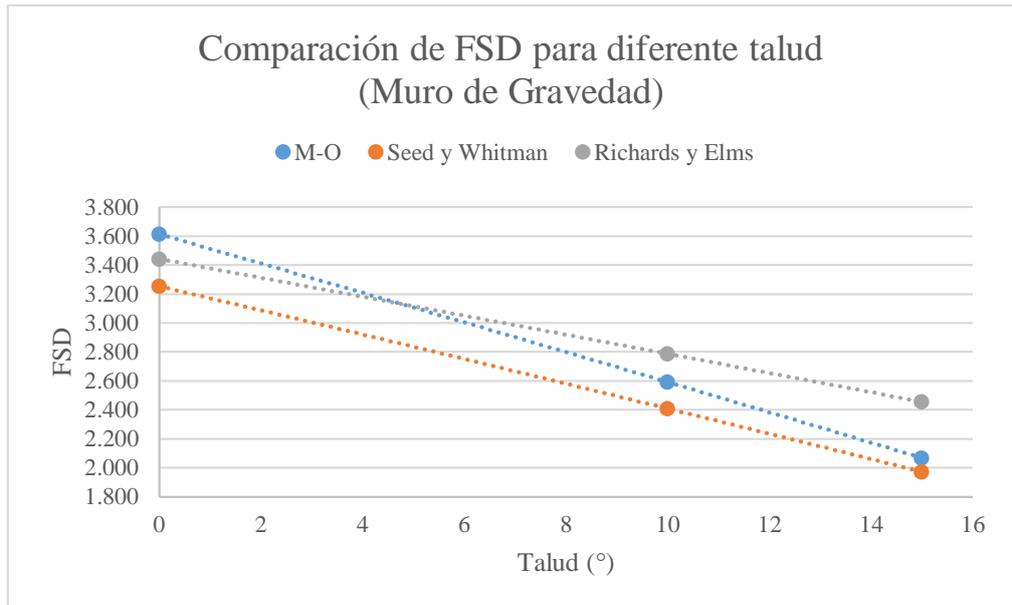


Figura N° 45: Comparación de FSD para diferente talud (Muro Gravedad - Condición pseudoestática)

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

Para el muro de gravedad, los métodos Mononobe-Okabe y Richard-Elms brindan un mismo factor de seguridad al volcamiento; mientras que el método Seed & Whitman brinda un resultado inferior (ver Figura N° 46).

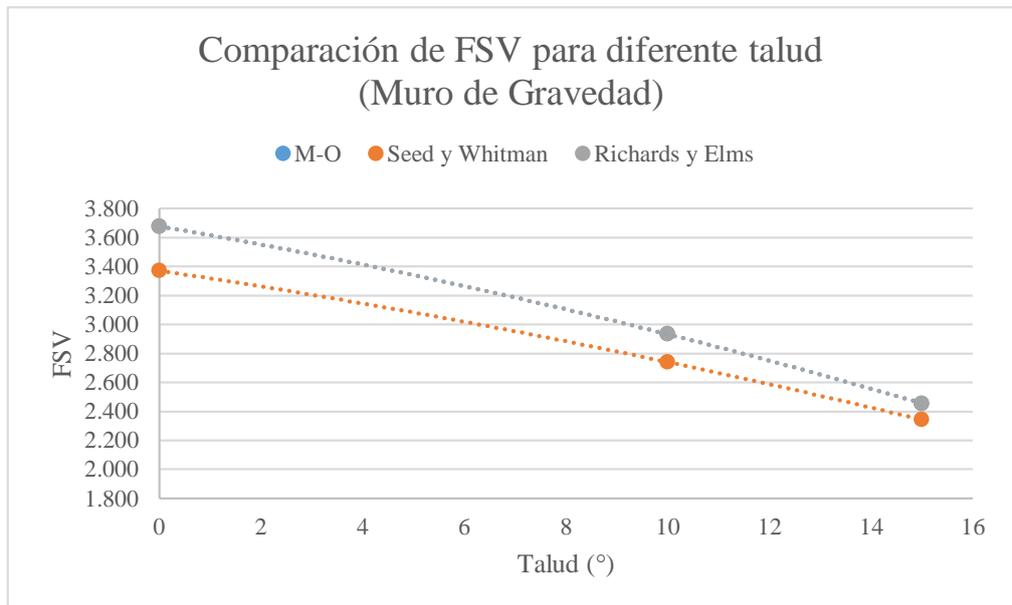


Figura N° 46: Comparación de FSV para diferente talud (Muro Gravedad - Condición pseudoestática)

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

Los tres métodos analizados para un muro de gravedad dependen de la isoaceleración de la zona y del talud del relleno (ver figura N° 47, 48, 49); por ello, al incrementar esos parámetros se obtiene mayor empuje de relleno. Además, el incremento de talud produce un mayor empuje a comparación del incremento de la isoaceleración de la zona.

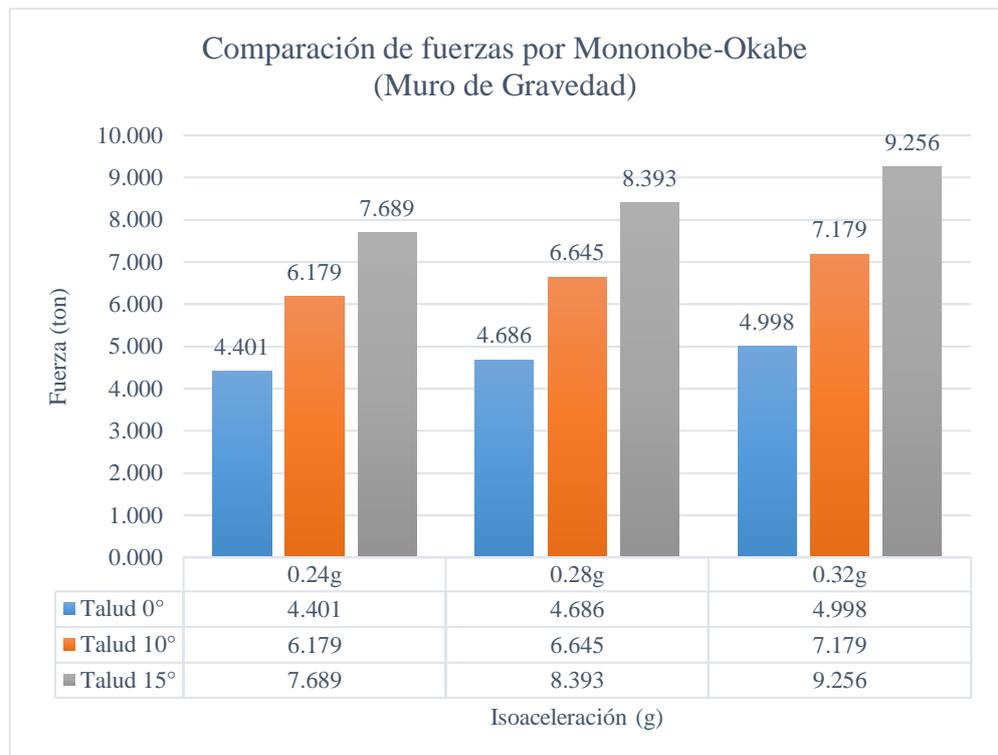


Figura N° 47: Comparación de fuerzas por Mononobe-Okabe (Muro de Gravedad - Condición pseudoestática)

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

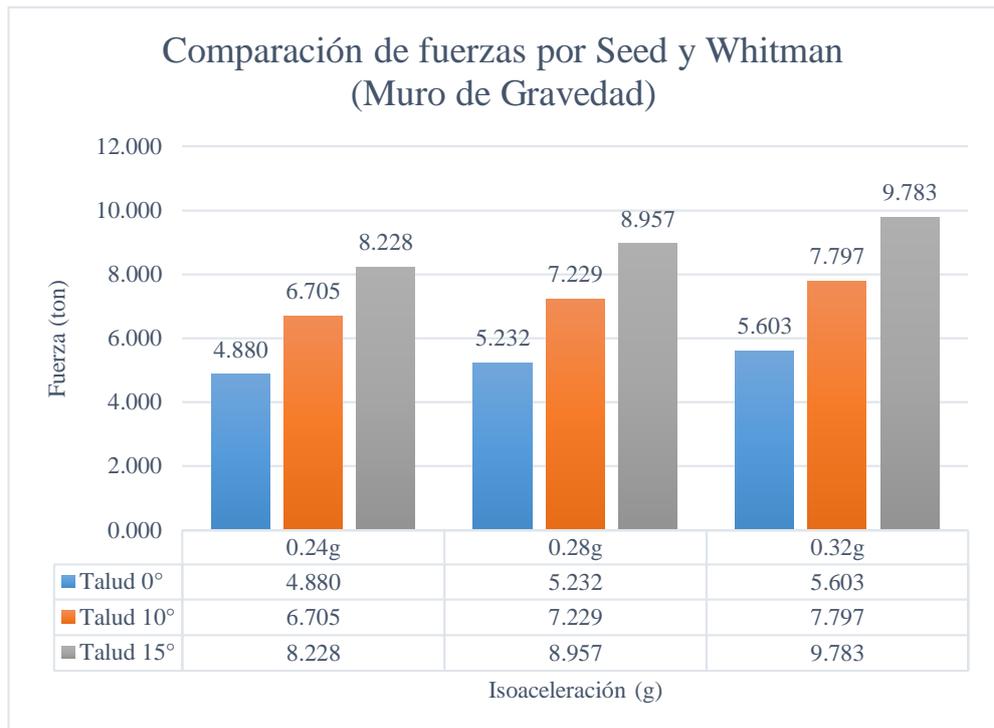


Figura N° 48: Comparación de fuerzas por Seed & Whitman (Muro de Gravedad - Condición pseudoestática)

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

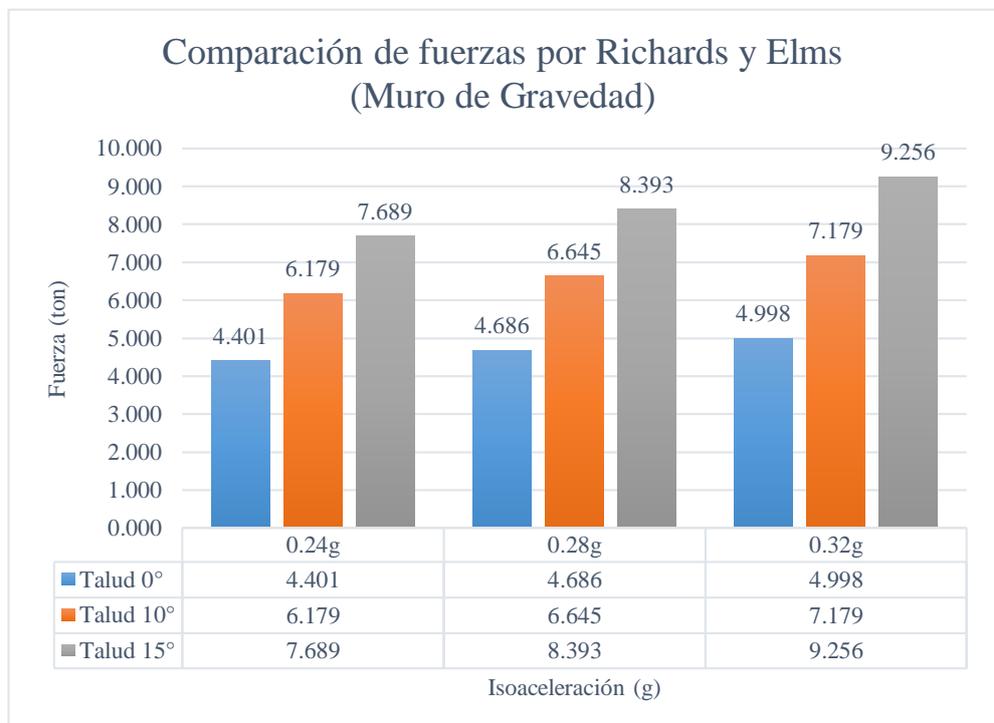


Figura N° 49: Comparación de fuerzas por Richards & Elms (Muro de Gravedad - Condición pseudoestática)

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

El porcentaje de variación del FSD para un muro de gravedad por los métodos analizados (Mononobe-Okabe, Seed-Whitman, Richards-Elms) cuando el relleno no tiene inclinación es 11.04% e incrementa a 24.50% para un talud de 15°; de igual manera, para el FSV cuando el talud es 0° se tiene 9.10% de variación, pero disminuye hasta 4.79% para un talud de 15°.

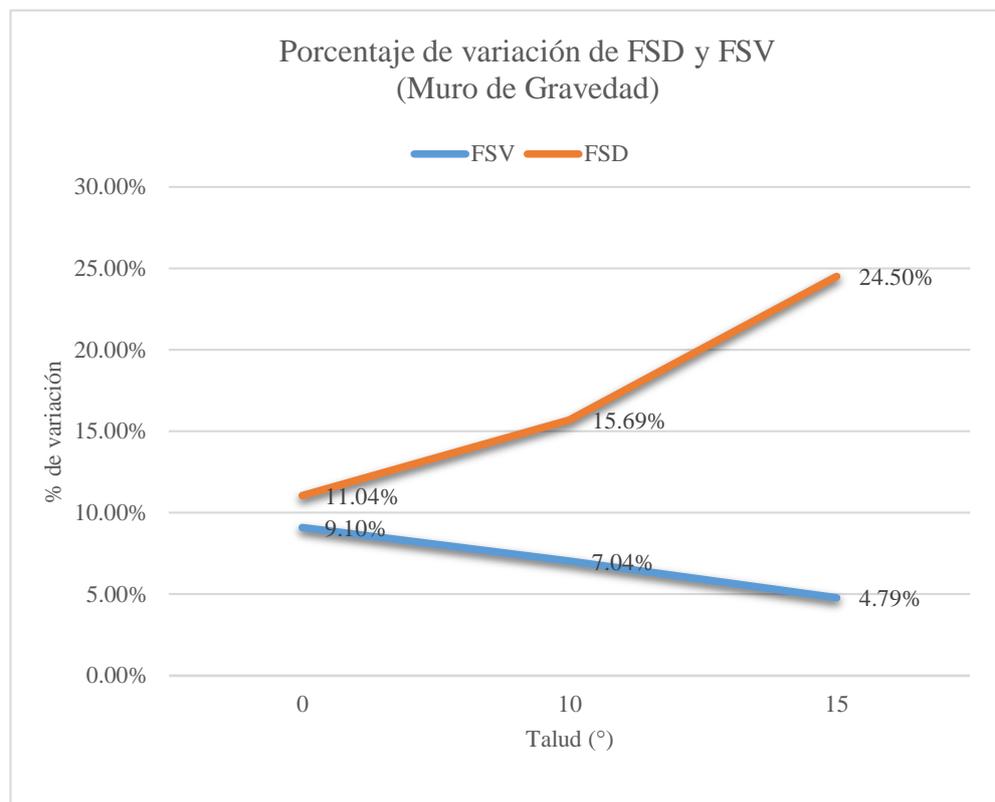


Figura N° 50: Variación de FSD y FSV para muro de gravedad en condición pseudoestática.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

5.2.2 Muro en voladizo.

Para taludes pequeños, el método Mononobe-Okabe brinda un mayor factor de seguridad al deslizamiento en comparación a los otros, pero cuando el talud incrementa, los tres métodos tienden a tener el mismo factor (ver Figura N° 51).

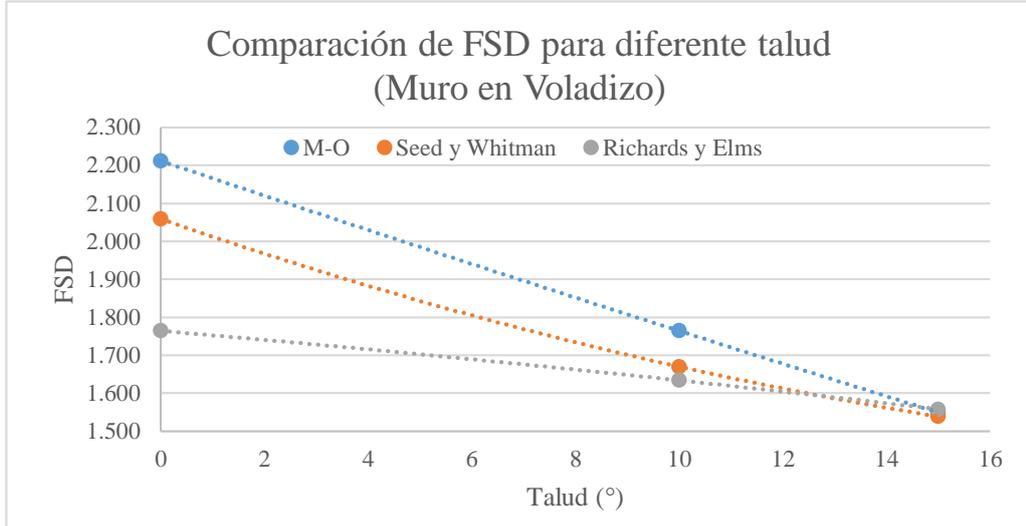


Figura N° 51: Comparación de FSD para diferente talud (Muro Voladizo - Condición pseudoestática)

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

Ante un incremento de talud, el método Mononobe-Okabe brinda un valor mayor para el factor de seguridad al volcamiento en comparación a los otros.

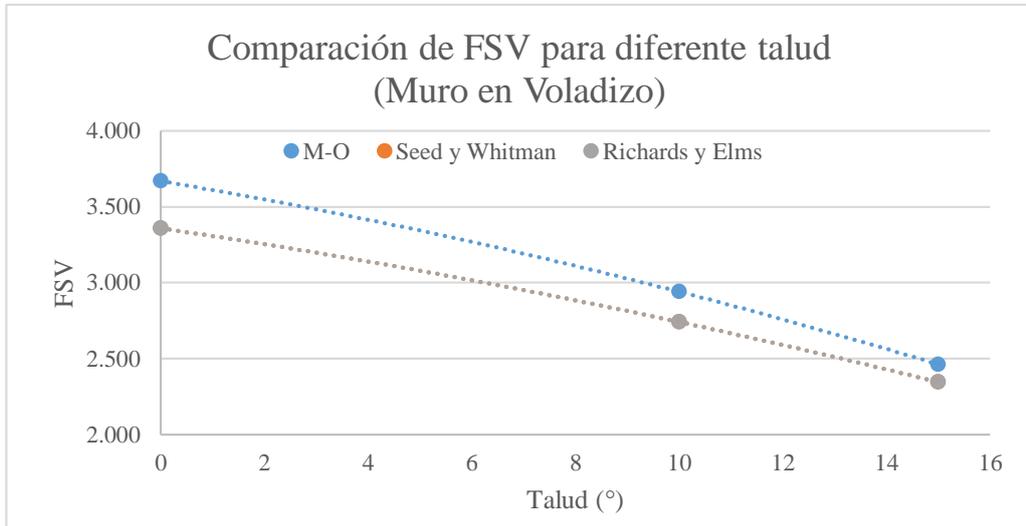


Figura N° 52: Comparación de FSV para diferente talud (Muro Voladizo - Condición pseudoestática)

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

Los tres métodos analizados para un muro en voladizo también dependen del talud del relleno y de las isoaceleraciones de la zona (ver Figura N° 53, 54, 55), de igual manera que el muro de gravedad, se puede apreciar que al incrementar la isoaceleración o el talud incrementa el empuje del relleno, lo cual afecta directamente a los factores de seguridad.

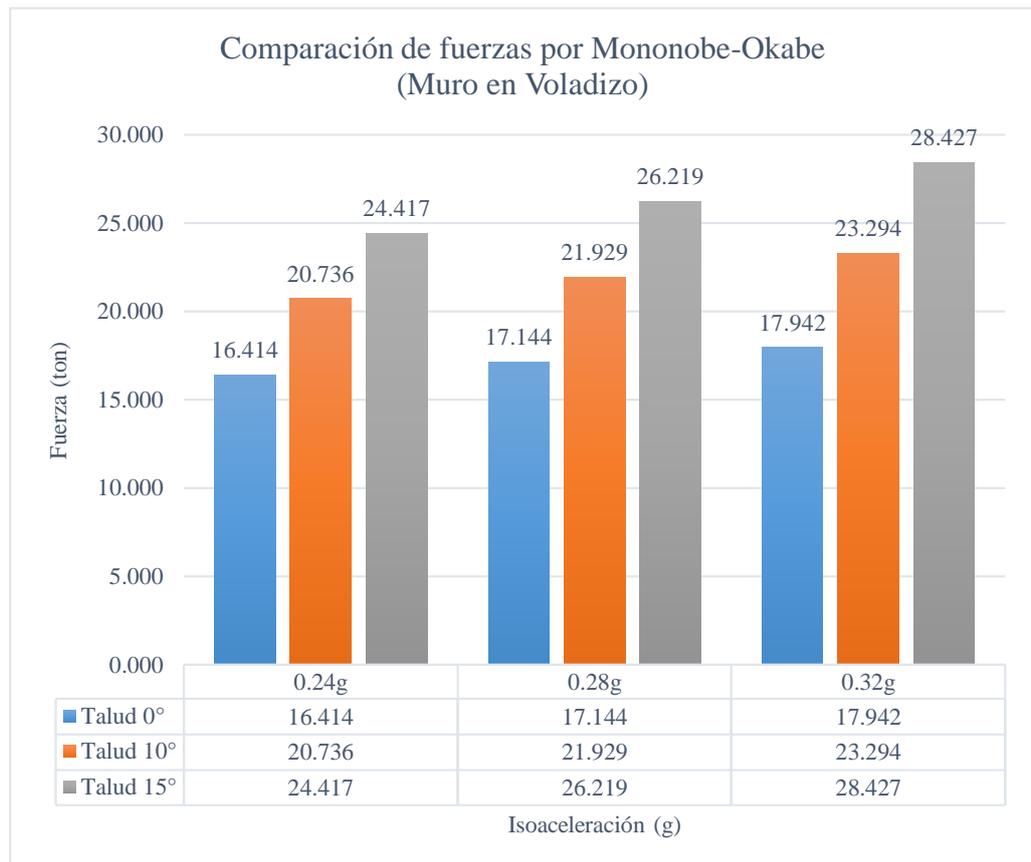


Figura N° 53: Comparación de fuerzas por Mononobe-Okabe (Muro Voladizo - Condición pseudoestática)

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

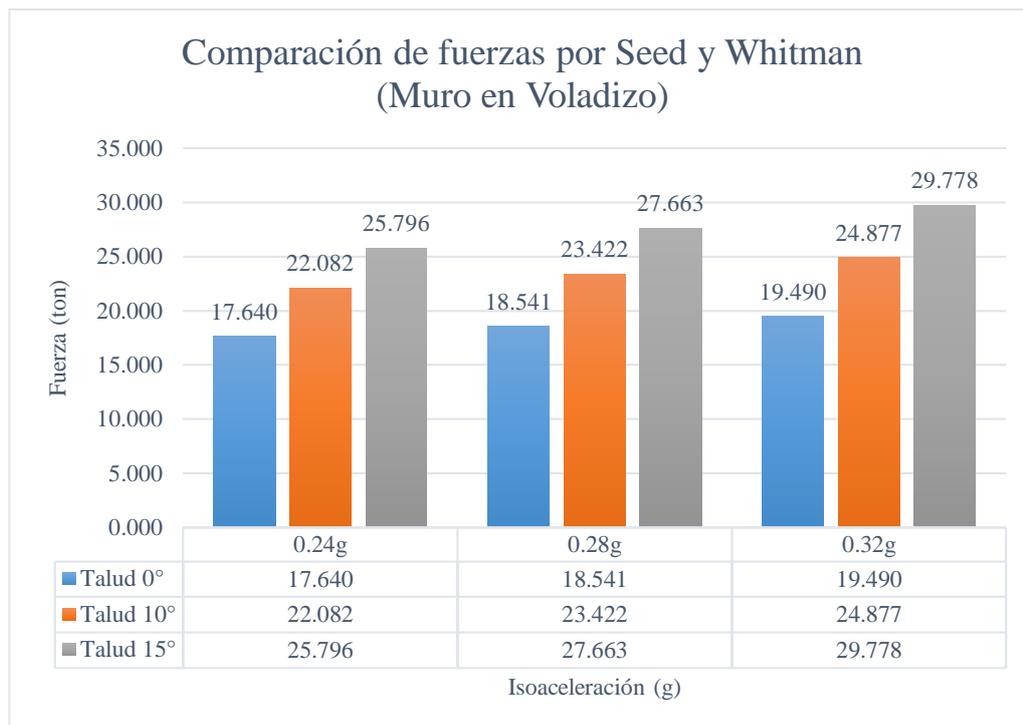


Figura N° 54: Comparación de fuerzas por Seed & Whitman (Muro Voladizo - Condición pseudoestática)

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

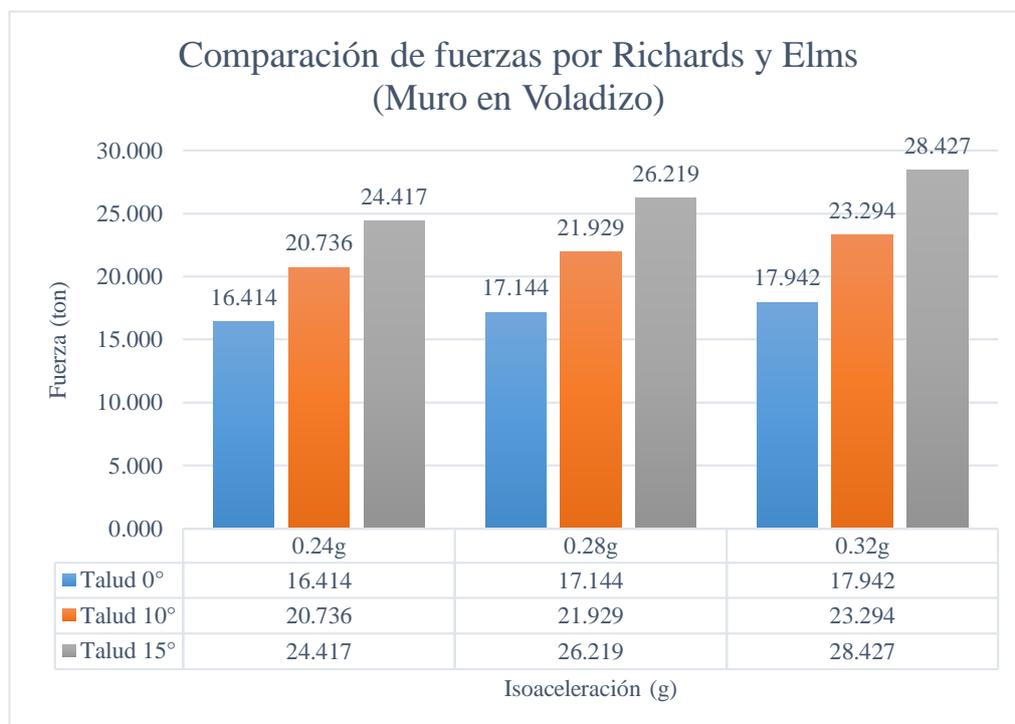


Figura N° 55: Comparación de fuerzas por Richards & Elms (Muro Voladizo - Condición pseudoestática)

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

El porcentaje de variación del FSD para un muro en voladizo por los métodos analizados (Mononobe-Okabe, Seed-Whitman, Richards-Elms) cuando no tiene inclinación el relleno es 25.36% y disminuye a 1.23% para un talud 15°, de igual manera el FSV cuando su talud es 0° es de 9.27%, pero disminuye hasta 4.98% para un talud de 15°.

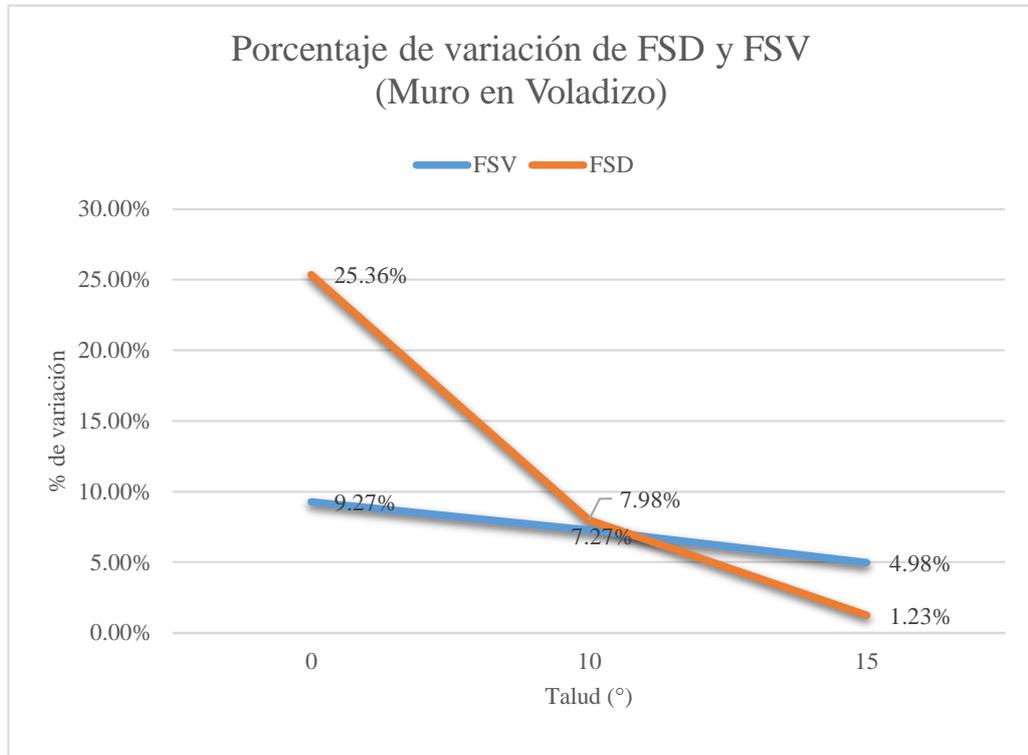


Figura N° 56: Variación de FSD y FSV para muro en voladizo en condición pseudoestática.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

CONCLUSIONES

1. La estabilidad del muro de contención de gravedad y en voladizo se determinó para diferentes taludes e isoaceleraciones, obteniendo factores de seguridad y capacidad portante conformes para condiciones estáticas y condiciones pseudoestáticas; por lo que, el predimensionamiento para cada muro de contención presentado cumple con la normativa CE 0.20 de estabilidad de suelos y taludes.
2. El muro de gravedad y el muro en voladizo cumplen con el factor de seguridad al deslizamiento mayor a 1.50, factor de seguridad al volcamiento mayor a 2 y la carga admisible mayor a la carga máxima para un factor de seguridad de 3 para condiciones estáticas; así como, un factor de seguridad al deslizamiento mayor a 1.25, factor de seguridad al volcamiento mayor a 1.50 y la carga admisible mayor a la carga máxima para un factor de seguridad de 2.50 para condiciones pseudoestáticas.
3. El análisis estático del muro de gravedad para un talud de 0° obtuvo como factores de seguridad al deslizamiento y al volcamiento, por el método Coulomb, valores superiores al método Rankine en 42.31 % y 1.20 %, respectivamente. Mientras que para el muro en voladizo se obtuvo factor de seguridad al deslizamiento y al volcamiento, por el método Coulomb, valores superiores al método Rankine en 28.91% y 14.80 %, respectivamente. Consiguiente, cuando la inclinación del talud empieza a incrementar los factores de seguridad calculados por Rankine son más conservadores que Coulomb; así, se concluye que para taludes menores a 10° se debe utilizar el método Coulomb para el diseño del muro; mientras que para taludes mayores a 10° , el método Rankine.
4. El análisis pseudoestático del muro de gravedad para un talud de 10° tiene como factor de seguridad al deslizamiento y al volcamiento, por el método Mononobe-Okabe, valores superiores a los métodos Seed & Whitman y Richards & Elms; siendo el porcentaje de variación mayor de 15.69 % y 7.04 %, respectivamente.

Para el muro en voladizo, su factor de seguridad al deslizamiento y al volcamiento, por método Mononobe-Okabe es superior a los métodos Seed & Whitman y Richards & Elms; siendo la variación mayor de 7.98% y 7.27%, respectivamente. No obstante, aunque el talud incremente, el método Mononobe-Okabe seguirá siendo el más conservador con respecto a los otros métodos analizados, por lo cual es el mejor método para el diseño del muro de contención.

RECOMENDACIONES

1. La investigación se apoyó en el mapa de isoaceleraciones del Perú para analizar los muros de contención de gravedad y en voladizo; obteniéndose factores de seguridad aceptables ante las condiciones de diseño de la normativa peruana correspondiente, CE.020 Estabilidad de suelos y taludes. Sin embargo, para proyectos en zonas con mayor susceptibilidad sísmica es mejor realizar una evaluación de peligro sísmico; ya que, se obtendrá valores más cercanos a la realidad para un diseño apropiado.
2. La investigación centra su desarrollo para un relleno sin presencia de nivel freático soportado por dos tipos de muros de contención, gravedad y en voladizo, con la finalidad de tener una mayor aplicación de los métodos presentados; por ello, las limitaciones presentadas son base a explorar casos con presencia de nivel freático y conocer la aplicación de los métodos a otros tipos de muros de contención.
3. El análisis de estabilidad de los muros de contención desarrollada en hojas de cálculo del software MS Excel ayudó a obtener resultados y gráficas de comparación; sin embargo, la variación manual de datos propone para futuras investigaciones utilizar métodos computacionales, permitiendo conocer de forma inmediata la estabilidad del muro de contención, así como cambiar los parámetros de diseño en función a distintas normativas nacionales e internacionales.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alva, J. (noviembre de 1999). Licuación de Suelos en el Perú. Simposio llevado a cabo en el XII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Huánuco, Perú.
- Andina. (8 de abril del 2021). MTC atiende emergencia vial en el sector Culluchaca de la región Áncash. *Agencia Peruana de Noticias Andina*. Recuperado de <https://andina.pe/agencia/noticia-mtc-atiende-emergencia-vial-el-sector-culluchaca-de-region-ancash-840751.aspx>
- Astete, I. & Concha, R. (2018). *Informe técnico N° A6812: Evaluación geológica y geodinámica del deslizamiento de Chaclancayo*. Recuperado de <http://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/documento/5427>
- Astudillo, M., & Parra, V. (2015). *Diseño de alternativas de muros de contención para la estabilización de talud en la parroquia El Valle – La Pradera, perteneciente al cantón Cuenca* (tesis de pregrado). Universidad del Azuay, Cuenca, Ecuador.
- Ballón, A., & Echenique, J. (2017). *Análisis de estabilidad de muros de contención de acuerdo a las zonas sísmicas del Perú* (tesis de pregrado). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú.
- Bolaños, A., & Monroy, O. (2004). *Espectros de peligro sísmico uniforme* (tesis de postgrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Borja, M. (2012). *Metodología de la investigación científica para ingenieros*. Lambayeque, Perú: Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.
- Das, B. (2011). *Principles of Foundation Engineering, SI Seventh Edition*. Stamford, CT06902, United States of America: Cengage Learning.
- Das, B. (2016). *Principles of Foundation Engineering, SI Eight Edition*. Boston, MA02210, United States of America: Cengage Learning.
- Guartazaca, D. (2016). *Diseño de un muro de contención de hormigón armado tipo ménsula, ubicado en la Av. Gonzales Suarez y Cumanda a orillas del río Machangar* (tesis de pregrado). Universidad del Azuay, Cuenca, Ecuador.

- Harmsen, T. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3^{ra} ed.* Lima, Perú: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (2020). *Informe técnico N° A7028: Movimientos en masa en la localidad de San Antonio.* Recuperado de <https://repositorio.ingemmet.gob.pe/handle/20.500.12544/2921>
- Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico. (12 de abril del 2021). Áncash: Ingemmet realizará evaluación geológica en Huari, tras deslizamiento. *INGEMMET.* Recuperado de <https://www.gob.pe/institucion/ingemmet/noticias/429942-ancash-ingemmet-realizara-evaluacion-geologica-en-huari-tras-deslizamiento/>
- Kuroiwa, J. (2002). *Reducción de desastres Viviendo en armonía con la naturaleza.* Lima, Perú: Diseño, diagramación y pre prensa CECOSAMI.
- Medina, J. (1991). *Fenómenos geodinámicos Estudio y medidas de tratamiento.* Lima, Perú: Tecnología Intermedia ITDG.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2012). *CE.020 Estabilización de suelos y taludes.* Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE): D.S. N°017-2012-VIVIENDA.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *E.030 Diseño sismorresistente.* Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE): R.M. N°355-2018-VIVIENDA.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *E.050 Suelos y Cimentaciones.* Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE): R.M. N°406-2018-VIVIENDA.
- Núñez, I. (2020). *Comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado para el sostenimiento de talud, ciudad de Huancayo – 2018* (tesis de pregrado). Universidad Continental, Huancayo, Perú.
- Silgado, E. (1978). *Historia de los sismos más notables ocurridos en el Perú (1513-1974).* Lima, Perú: Instituto de Geología y Minería INGEOMIN.
- Vivanco, S. (13 de julio de 2020). ¿Por qué y cómo estudiar los deslizamientos?. *Correo.* Recuperado de <https://diariocorreo.pe/opinion/por-que-y-como-estudiar-los-deslizamientos-noticia/?ref=dcr>

ANEXOS

Anexo N° 1: Matriz de Consistencia.

TÍTULO	PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	TÉCNICAS / INSTRUMENTOS
ANÁLISIS SÍSMICO PARA LA ESTABILIDAD DE UN MURO DE CONTENCIÓN EN LA RED VIAL NACIONAL PE-14A TRAMO CULLUCHACA HACIA YUNGUILLA – HUARI - ÁNCASH	¿Cómo determinar la estabilidad de un muro de contención en la Red Vial Nacional (RVN) PE-14A tramo Culluchaca hacia Yunguilla – Huari – Áncash?	Realizar el análisis de estabilidad de un muro de contención en la Red Vial Nacional (RVN) PE-14A tramo Culluchaca hacia Yunguilla – Huari – Áncash.	La presente investigación es de tipo básica, presenta un enfoque explicativo y cuantitativo NTP E050 NTP E030 CE0.20 Hojas de calculo Software AutoCAD
	ESPECÍFICOS	ESPECÍFICOS	
	¿Qué condiciones son analizadas para la estabilidad de un muro de contención en la RVN PE-14A tramo Culluchaca hacia Yunguilla – Huari – Áncash?	Realizar el análisis de estabilidad de un muro de contención bajo condiciones estáticas y pseudoestáticas en la RVN PE-14A tramo Culluchaca hacia Yunguilla – Huari – Áncash	
	¿Qué métodos estáticos y pseudoestáticos permiten analizar la estabilidad de un muro de contención en la RVN PE-14A tramo Culluchaca hacia Yunguilla – Huari – Áncash?	Describir los métodos de análisis en condiciones estáticas y pseudoestáticas para el análisis de estabilidad de un muro de contención en la RVN PE-14A tramo Culluchaca hacia Yunguilla – Huari – Áncash.	
	¿Cuál es el porcentaje de variación del factor de seguridad obtenido en el análisis de estabilidad en condición estática de un muro de contención en la RVN PE-14A tramo Culluchaca hacia Yunguilla – Huari – Áncash?	Determinar el porcentaje de variación del factor de seguridad obtenido en el análisis estático para la estabilidad de un muro de contención en la RVN PE-14A tramo Culluchaca hacia Yunguilla – Huari – Áncash.	
	¿Cuál es el porcentaje de variación del factor de seguridad obtenido en el análisis de estabilidad en condición pseudoestática de un muro de contención en la RVN PE-14A tramo Culluchaca hacia Yunguilla – Huari – Áncash	Determinar el porcentaje de variación del factor de seguridad obtenido en el análisis pseudoestático para la estabilidad de un muro de contención en la RVN PE-14A tramo Culluchaca hacia Yunguilla – Huari – Áncash.	

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Word.

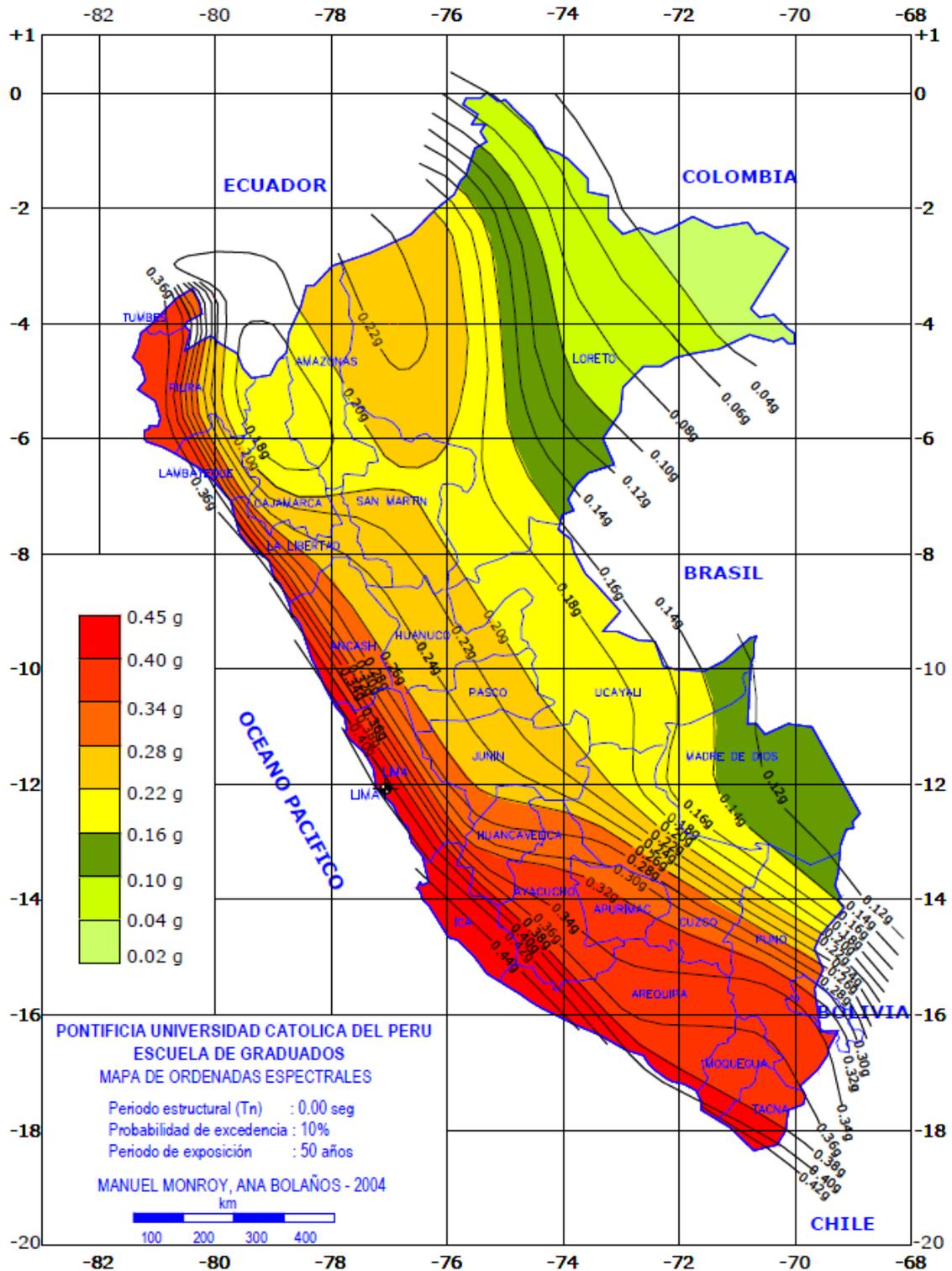
Anexo N° 2: Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.

Tabla 3.3 Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

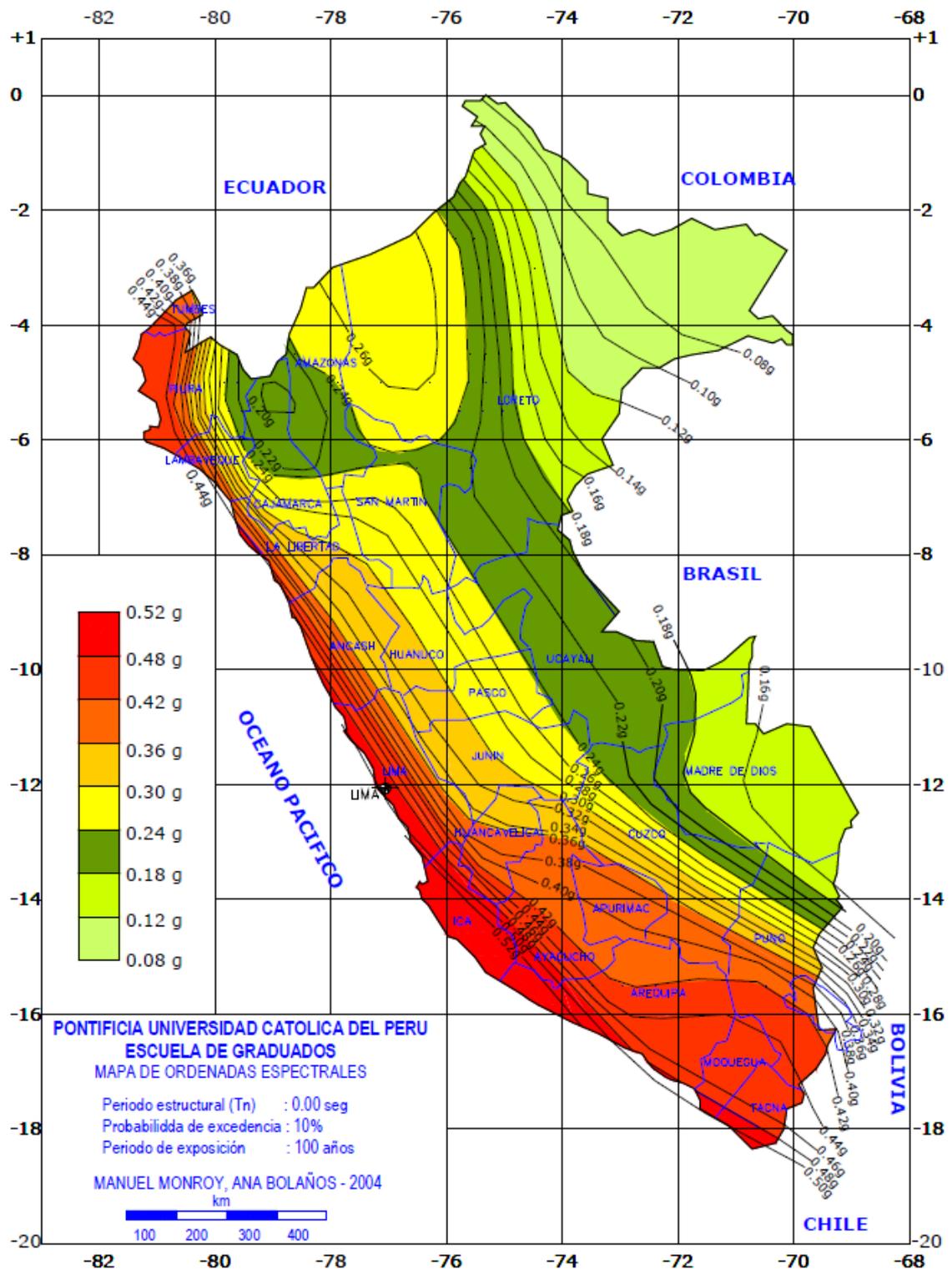
Fuente: Das (2011)

Anexo N° 3: Mapa de isoaceleraciones en el Perú para periodo de exposición de 50 años y un 10% de probabilidad de excedencia.



Fuente: Bolaños & Monroy (2004)

Anexo N° 4: Mapa de isoaceleraciones en el Perú para periodo de exposición de 100 años y un 10% de probabilidad de excedencia.



Fuente: Bolaños & Monroy (2004)

CÁLCULO DE MURO DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD (MÉTODO RANKINE)

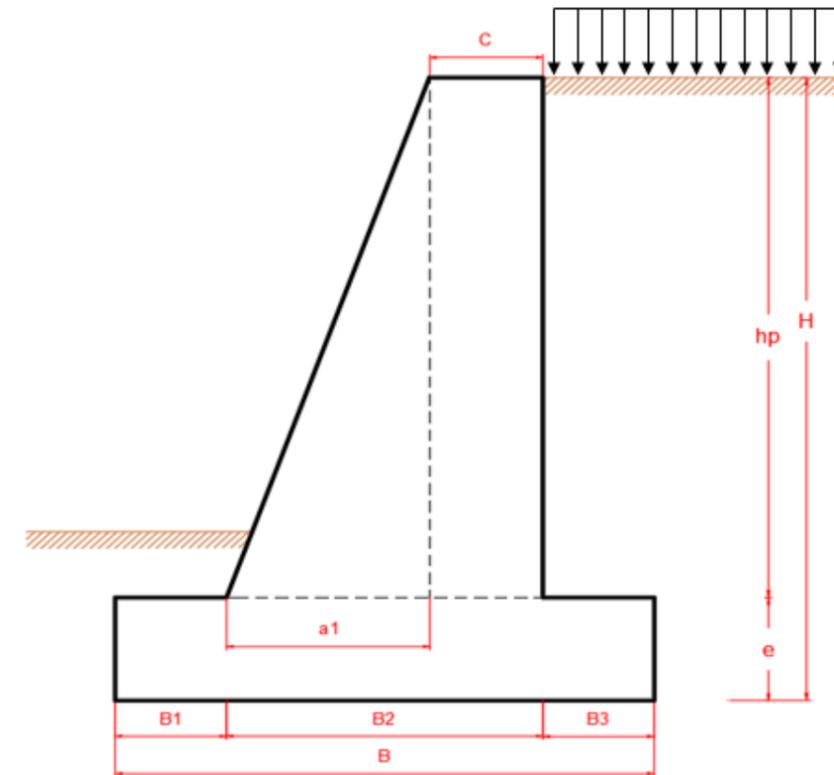
DATOS:

SUELO DE FUNDACIÓN		SUELO DE RELLENO	
$\phi'(^{\circ})$	32	$\phi'(^{\circ})$	30
C(T/m ²)	0	C(T/m ²)	0
γ (T/m ³)	2	γ (T/m ³)	1.8
Df(m)	1.2		
$\delta'(^{\circ})$	21.33		

MURO DE CONTENCIÓN		W SOBRECARGA (T/m ³)	
f_c (T/m ²)	2100		1
F_y (T/m ²)	42000		
γ_c (T/m ³)	2.4		
α (^{\circ})	0		

PREDIMENSIONAMIENTO:

GEOMETRÍA DEL MURO DE CONTENCIÓN	
H(m)	5
B(m)	3.5
B1(m)	0.85
B3(m)	0.85
e(m)	0.8
a1(m)	1.35
b(m)	0.45
c(m)	0.45
H _p (m)	4.2



COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO (Ka)

$$k_a = \cos \alpha \frac{\cos(\alpha) - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}$$

Ka 0.333

COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO (Kp)

$$k_p = \cos \alpha \frac{\cos(\alpha) + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}$$

Kp 3.255

EMPUJE ACTIVO DE LA TIERRA (Ea)

$$Ea = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_s \cdot H^2$$

Ea (T/m)	7.500
H/3(m)	1.667

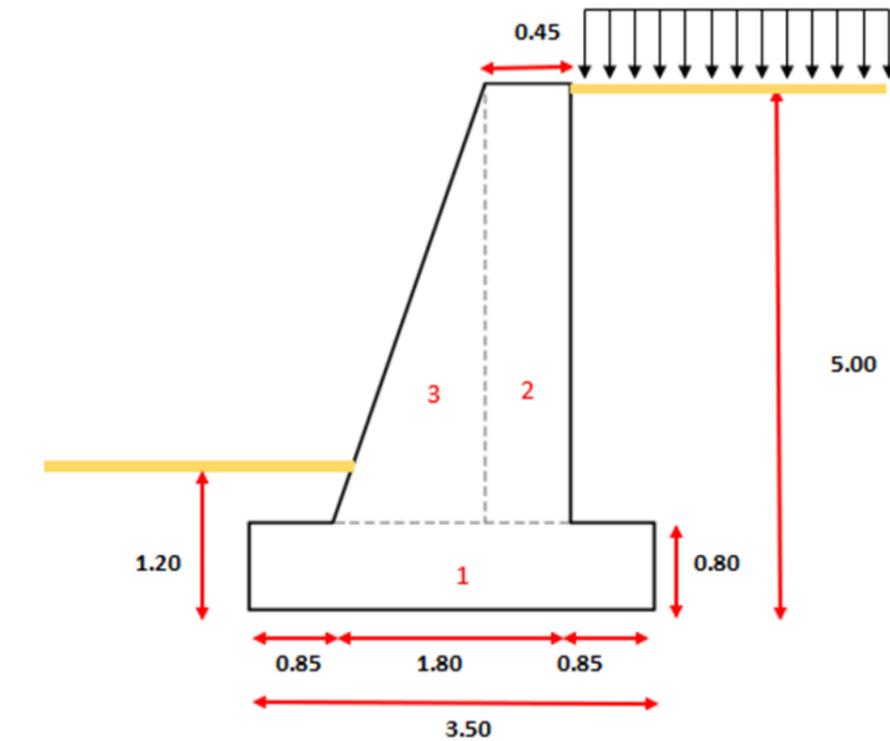
EMPUJE PASIVO DE LA TIERRA (Ep)

$$Ep = \frac{1}{2} k_p \cdot \gamma_f \cdot Df^2 + c \sqrt{K_p} \cdot Df$$

Ep (T/m)	4.687
Df/3 (m)	0.400

EMPUJE DE LA SOBRECARGA (Es)

$$E_s = (\gamma H_s) H k_a$$



Es(T/m)	1.400
H/2(m)	2.500

FUERZAS VERTICALES**PESO Y MOMENTOS ESTABILIZANTES DEL MURO DE CONTENCIÓN**

Sección	Área(m2)	γ (T/m3)	Peso(T)	Brazo(m)	Momento (T/m)
1	2.80	2.4	6.720	1.75	11.76
2	1.89	2.4	4.536	2.43	11.00
3	2.84	2.4	6.804	1.75	11.91
			18.06		34.67

PESO DEL RELLENO**PESO DEL RELLENO (PASIVO)****PESO DE LA SOBRECARGA**

$$W_r = V \cdot \gamma$$

$$W_r = Vp \cdot \gamma$$

$$W_s = qL = q(c + T)$$

W_r (T/m)	6.426
-------------	-------

W_r (T/m)	0.680
-------------	-------

W_s (T/m)	1.300
-------------	-------

$$R_v = \left(\sum P + W_r + W_s + W_{rp} \right)$$

R_v (T/m)	26.466
-------------	--------

FUERZAS HORIZONTALES**COMPONENTES DE EMPUJE PASIVO**

E_{px} (T/m)	4.365
----------------	-------

E_{py} (T/m)	1.705
----------------	-------

EMPUJE ACTIVO TOTAL

$$E_t = (E_a + E_p + E_s)$$

E_t (T/m)	4.535
-------------	-------

MOMENTO ESTABILIZANTE

Me	58.424
----	--------

MOMENTO ACTUANTE

Mv	12.549
----	--------

FUERZA DE ROCE (Fr)

$$F_r = \mu(R_v + E_{av}) + C' \cdot B + Ep$$

$$\mu = \text{tg } \delta$$

$$C' = 0.50C$$

μ	0.39
B(m)	3.50
δ (°)	21.33
C'(ton/m2)	0.000
Σ FR (ton/m2)	15.368

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO (FSD)

$$FSD = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_H}$$

FSD	3.389
FSD	
(CE0.20)	1.500
CONDICIÓN	CUMPLE

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO (FSV)

$$FSV = \frac{\Sigma M_e}{\Sigma M_v}$$

FSV	4.656
FSV	
(CE0.20)	2.000
CONDICIÓN	CUMPLE

PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA RESULTANTE Xr

$$e_x = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_0}{\Sigma V}$$

$$e_{max} = \frac{B}{6}$$

ex	0.017
emax	0.583
CONDICIÓN	CUMPLE

PRESIÓN DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACIÓN ESF. MAX Y MIN

$$\sigma_{Max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6 e_x}{B} \right)$$

$$\sigma_{Min} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6 e_x}{B} \right)$$

σ max (Kg/cm2)	0.778	σ min (Kg/cm2)	0.735
-----------------------	-------	-----------------------	-------

CAPACIDAD DE CARGA DE VESIC

$$q_u = C' \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + g \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

B(m)	3.50	ϕ' (°)	32
L(m)	10		
Df(m)	1.2	N_c	35.49
ϕ (°)	32	N_q	23.18
C(T/m2)	0	N_γ	30.22
γ (T/m3)	2		

*Datos según tabla de Anexo N° 2

FACTOR FORMA

$$S_c = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) \quad S_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) (\tan \phi')$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$$

S_c	1.23
S_q	1.22
S_γ	0.86

FACTOR PROFUNDIDAD

$$d_c = 1 + 0.4k \quad d_q = 1 + 2k \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2$$

$$d_\gamma = 1$$

D/B	0.34
d_c	1.14
d_q	1.09
d_γ	1.00

FACTOR INCLINACIÓN

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2 \quad \psi = \text{Tan}^{-1}\left(\frac{P_a \cdot \cos\alpha}{\Sigma V}\right)$$

FH	4.53
FV	26.47
FH/FV	0.17
ψ	9.72
i_c	0.796
i_q	0.796
i_γ	0.485

CAPACIDAD DE CARGA DE VESIC

qu (Kg/cm2)	10.262
qadm (Kg/cm2)	3.421
qmax (Kg/cm2)	0.778

PARA CARGAS ESTÁTICAS

FS cargas estáticas	3
---------------------	---

DEBE CUMPLIRSE

FS carga	>	3	CUMPLE
13.19	>	3	
q max	<	q adm	CUMPLE
0.778	<	3.421	

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

CÁLCULO DE MURO DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD (MÉTODO COULOMB)

DATOS:

SUELO DE FUNDACIÓN	
φ' (°)	32
C(T/m ²)	0
γ (T/m ³)	2
Df(m)	1.2
δ' (°)	21.33
β (°)	72.18

SUELO DE RELLENO	
φ' (°)	30
C(T/m ²)	0
γ (T/m ³)	1.8
δ' (°)	20

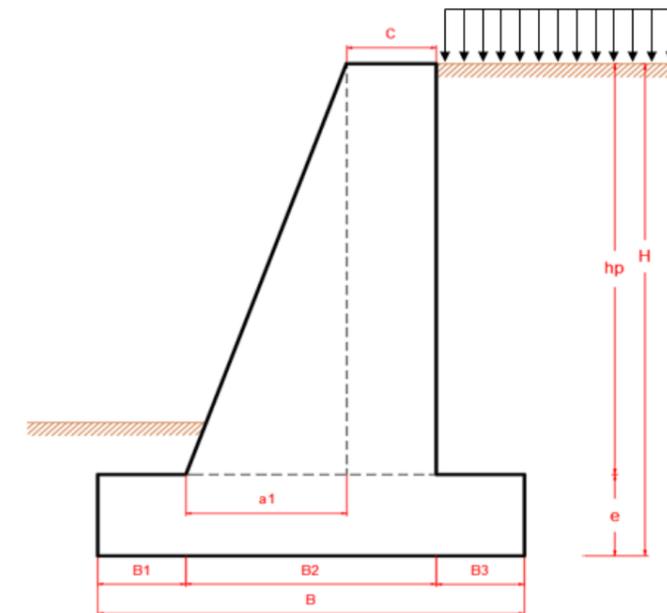
MURO DE CONTENCIÓN	
f_c (T/m ²)	2100
F_y (T/m ²)	42000
γ_c (T/m ³)	2.4
α (°)	0
β (°)	90

W SOBRECARGA (T/m³) 1

PREDIMENSIONAMIENTO:

GEOMETRÍA

H(m):	5
B(m):	3.5
B1(m):	0.85
B3(m):	0.85
e(m):	0.8
a1(m):	1.35
b(m):	0.45
c(m):	0.45
H _p (m)	4.2



COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO (Ka)

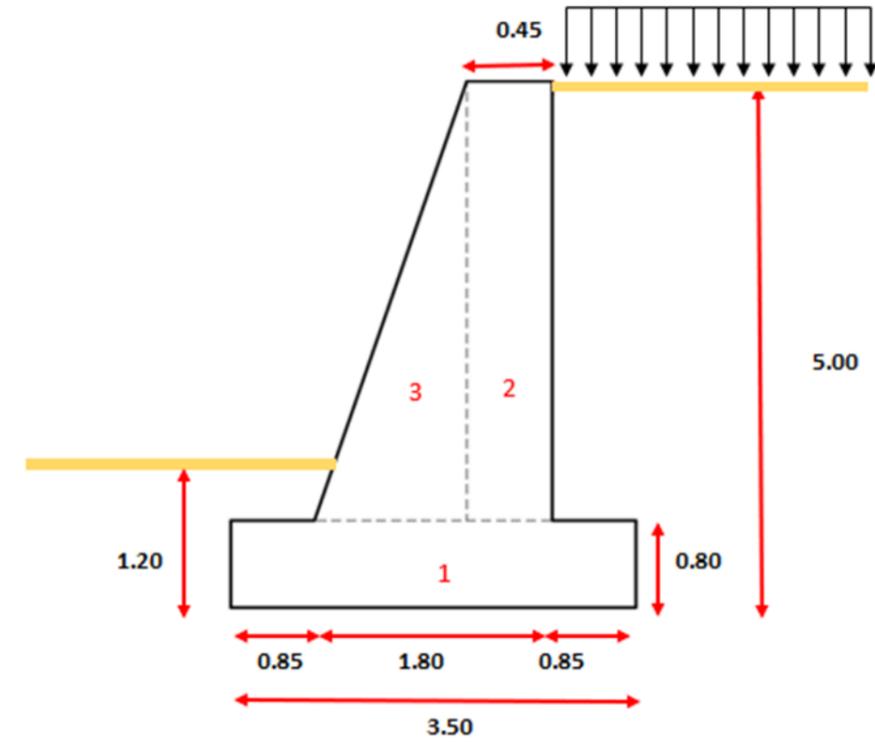
$$k_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi')}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta') \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Ka	0.297
----	-------

COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO (Kp)

$$k_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi')}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta + \delta') \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' + \alpha)}{\sin(\beta + \delta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Kp	3.487
----	-------



EMPUJE ACTIVO DE LA TIERRA (Ea)

$$Ea = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_s \cdot H^2$$

Ea(T/m)	6.690
H/3(m)	1.667

EMPUJE PASIVO DE LA TIERRA (Ep)

$$Ep = \frac{1}{2} k_p \cdot \gamma_f \cdot Df^2$$

Ep(T/m)	5.021
Df/3(m)	0.400

EMPUJE DE LA SOBRECARGA (Es)

$$Es = (\gamma H_s) H k_a$$

Es(T/m)	1.249
H/2(m)	2.500

FUERZAS VERTICALES**PESO Y MOMENTOS ESTABILIZANTES DEL MURO DE CONTENCIÓN**

Sección	Área(m2)	γ (T/m3)	Peso(T)	Brazo(m)	Momento (T/m)
1	2.80	2.4	6.720	1.75	11.76
2	1.89	2.4	4.536	2.43	11.00
3	2.84	2.4	6.804	1.75	11.91
			18.06		34.67

PESO DEL RELLENO

W_r (T/m)	6.426
-------------	-------

PESO DEL RELLENO (PASIVO)

W_r (T/m)	0.680
-------------	-------

PESO DE LA SOBRECARGA

W_s (T/m)	1.300
-------------	-------

$$R_v = \left(\sum P + W_r + W_s + W_{rp} \right)$$

R_v (T/m)	26.466
-------------	--------

FUERZAS HORIZONTALES**COMPONENTES DE EMPUJE PASIVO**

E_{px} (T/m)	4.677
----------------	-------

E_{py} (T/m)	1.827
----------------	-------

EMPUJE ACTIVO TOTAL

$$E_t = (E_a + E_p + E_s)$$

E_t (T/m)	3.261
-------------	-------

MOMENTO ESTABILIZANTE

Me	58.424
----	--------

MOMENTO ACTUANTE

Mv	12.400
----	--------

FUERZA DE ROCE (Fr)

$$F_r = \mu(R_v + E_{av}) + C' \cdot B + Ep$$

$$\mu = \operatorname{tg} \delta$$

$$C' = 0.50C$$

μ	0.39
-------	------

B(m)	3.50
------	------

δ (°)	21.33
--------------	-------

C'(ton/m2)	0.000
------------	-------

Σ FR (ton/m2)	15.727
----------------------	--------

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO (FSD)

$$FSD = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_H}$$

FSD	4.823
-----	-------

FSD (CE0.20)	1.500
--------------	-------

CONDICIÓN	CUMPLE
-----------	---------------

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO (FSV)

$$FSV = \frac{\Sigma M_e}{\Sigma M_v}$$

FSV	4.712
-----	-------

FSV (CE0.20)	2.000
--------------	-------

CONDICIÓN	CUMPLE
-----------	---------------

PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA RESULTANTE Xr

$$e_x = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_0}{\Sigma V}$$

$$e_{max} = \frac{B}{6}$$

ex	0.011
----	-------

emax	0.583
------	-------

CONDICIÓN	CUMPLE
-----------	---------------

PRESIÓN DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACIÓN ESF. MAX Y MIN

$$\sigma_{Max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6 e_x}{B} \right)$$

$$\sigma_{Min} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6 e_x}{B} \right)$$

σ max (Kg/cm2)	0.770
-----------------------	-------

σ min (Kg/cm2)	0.742
-----------------------	-------

FACTOR INCLINACIÓN

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2 \quad \psi = \text{Tan}^{-1}\left(\frac{P_a \cdot \cos\alpha}{\Sigma V}\right)$$

FH	3.26
FV	26.47
FH/FV	0.12
ψ	7.02
i_c	0.850
i_q	0.850
i_γ	0.609

CAPACIDAD DE CARGA DE VESIC

qu (Kg/cm2)	11.794
qadm (Kg/cm2)	3.931
qmax (Kg/cm2)	0.770

PARA CARGAS ESTÁTICAS

FS cargas estáticas	3
---------------------	---

DEBE CUMPLIRSE

FS carga	>	3	CUMPLE
15.31	>	3	
q max	<	q adm	CUMPLE
0.770	<	3.931	

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

CÁLCULO DE MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO (METODO RANKINE)

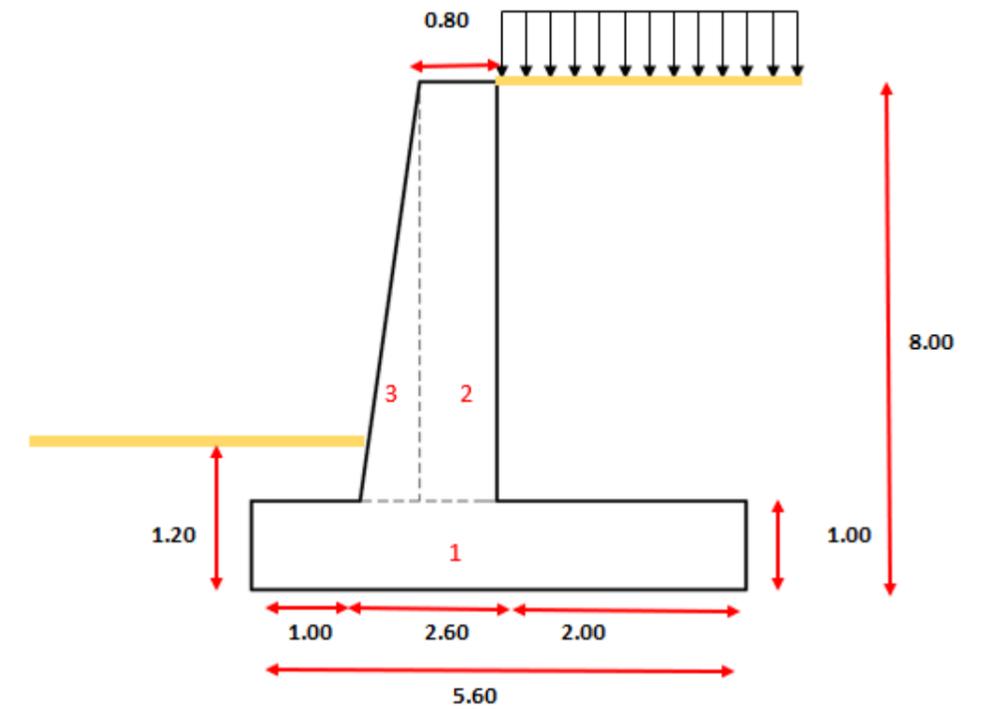
DATOS:

SUELO DE FUNDACIÓN		SUELO DE RELLENO	
ϕ' (°)	32	ϕ' (°)	30
C(T/m ²)	0	C(T/m ²)	0
γ (T/m ³)	2	γ (T/m ³)	1.8
Df(m)	1.2		
δ' (°)	21.33		

MURO DE CONTENCIÓN		W SOBRECARGA (T/m ³)	
f_c (T/m ²)	2100		1
F_y (T/m ²)	42000		
γ_c (T/m ³)	2.4		
α (°)	0		

PREDIMENSIONAMIENTO:

GEOMETRÍA DEL MURO DE CONTENCIÓN	
H(m)	8
B(m)	5.6
B1(m)	1
B3(m)	2
e(m)	1
a1(m)	1.8
b(m)	0.8
c(m)	0.8
H _p (m)	7



COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO (Ka)

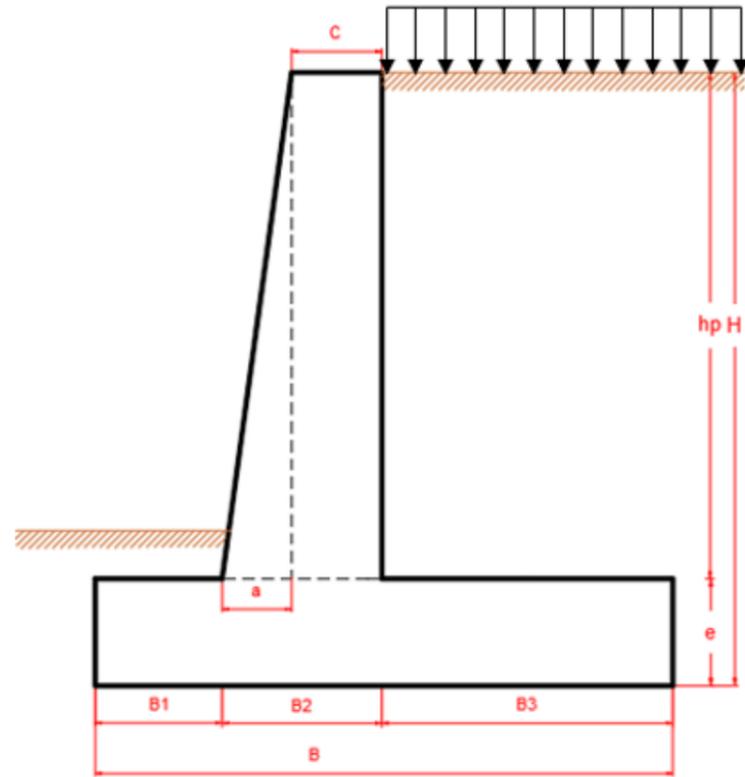
$$k_a = \cos \alpha \frac{\cos(\alpha) - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}$$

Ka	0.333
----	-------

COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO (Kp)

$$k_p = \cos \alpha \frac{\cos(\alpha) + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}$$

Kp	3.255
----	-------



EMPUJE ACTIVO DE LA TIERRA (Ea)

$$Ea = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_s \cdot H^2$$

Ea(T/m)	19.200
H/3(m)	2.667

EMPUJE PASIVO DE LA TIERRA (Ep)

$$Ep = \frac{1}{2} k_p \cdot \gamma_f \cdot Df^2$$

Ep(T/m)	4.687
Df/3(m)	0.400

EMPUJE DE LA SOBRECARGA (Es)

$$Es = (\gamma H_s) H k_a$$

Es(T/m)	2.333
H/2(m)	4.000

FUERZAS VERTICALES**PESO Y MOMENTOS ESTABILIZANTES DEL MURO DE CONTENCIÓN (1m)**

Sección	Área(m ²)	γ (T/m ³)	Peso(T)	Brazo(m)	Momento (T/m)
1	5.60	2.4	13.440	2.80	37.63
2	5.6	2.4	13.44	3.20	43.01
3	6.30	2.4	15.12	2.20	33.26
			42.00		113.90

PESO DEL RELLENO

$$W_r = V \cdot \gamma$$

$$W_r(\text{T/m}) \quad 25.200$$

PESO DEL RELLENO (PASIVO)

$$W_r = Vp \cdot \gamma$$

$$W_r(\text{T/m}) \quad 0.400$$

PESO DE LA SOBRECARGA

$$W_s = qL = q(c + T)$$

$$W_s(\text{T/m}) \quad 2.800$$

$$R_v = \left(\sum P + W_r + W_s + W_{rp} \right)$$

$$R_v(\text{T/m}) \quad 70.400$$

FUERZAS HORIZONTALES**COMPONENTES DE EMPUJE PASIVO**

$$E_{px}(\text{T/m}) \quad 4.365$$

$$E_{py}(\text{T/m}) \quad 1.705$$

EMPUJE ACTIVO TOTAL

$$E_t = (E_a + E_p + E_s)$$

$$E_t(\text{T/m}) \quad 17.168$$

MOMENTO ESTABILIZANTE

Me	242.704
----	---------

MOMENTO ACTUANTE

Mv	57.082
----	--------

FUERZA DE ROCE (Fr)

$$F_r = \mu(R_v + E_{av}) + C' \cdot B + Ep$$

$$\mu = \text{tg } \delta$$

$$C' = 0.50C$$

μ	0.39
B(m)	5.60
$\delta(^{\circ})$	21.33
C'(ton/m2)	0.000
ΣFR (ton/m2)	32.526

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO (FSD)

$$FSD = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_H}$$

FSD	1.895
FSD (CE0.20)	1.500
CONDICIÓN	CUMPLE

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO (FSV)

$$FSV = \frac{\Sigma M_e}{\Sigma M_v}$$

FSV	4.252
FSV (CE0.20)	2.000
CONDICIÓN	CUMPLE

PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA RESULTANTE Xr

$$e_x = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_0}{\Sigma V}$$

$$e_{max} = \frac{B}{6}$$

ex	0.163
emax	0.933
CONDICIÓN	CUMPLE

PRESIÓN DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACIÓN ESF. MAX Y MIN

$$\sigma_{Max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6 e_x}{B} \right)$$

$$\sigma_{Min} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6 e_x}{B} \right)$$

σ_{max} (Kg/cm ²)	1.477	σ_{min} (Kg/cm ²)	1.037
--------------------------------------	-------	--------------------------------------	-------

CAPACIDAD DE CARGA DE VESIC

$$q_u = C' \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + g \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

B(m)	5.60	ϕ' (°)	32	
L(m)	10			
Df(m)	1.2	N_c	35.49	
ϕ (°)	32	N_q	23.18	*Datos según Anexo N° 2
C(T/m ²)	0	N_γ	30.22	
γ (T/m ³)	2			

FACTOR FORMA $S_c = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$ $S_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) (\tan \phi')$ $S_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$

S_c	1.37
S_q	1.35
S_γ	0.78

FACTOR PROFUNDIDAD

$d_c = 1 + 0.4k$ $d_q = 1 + 2k \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2$ $d_\gamma = 1$

D/B	0.21
d_c	1.09
d_q	1.05
d_γ	1.00

FACTOR INCLINACIÓN

FH	17.17
FV	70.40
FH/FV	0.24
ψ	13.70
i_c	0.719
i_q	0.719
i_r	0.327

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2$$

$$i_r = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2$$

$$\psi = \text{Tan}^{-1} \left(\frac{P_a \cdot \cos \alpha}{\sum V} \right)$$

CAPACIDAD DE CARGA DE VESIC

$$q_u \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = 9.976$$

$$q_{adm} \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = 3.325$$

$$q_{max} \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = 1.477$$

PARA CARGAS ESTATICAS

$$\text{FS cargas estáticas} = 3$$

DEBE CUMPLIRSE

FS carga	>	3	CUMPLE
6.75	>	3	
q max	<	q adm	CUMPLE
1.477	<	3.325	

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

CÁLCULO DE MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO (MÉTODO COULOMB)

DATOS:

SUELO DE FUNDACIÓN	
ϕ' (°)	32
C(T/m ²)	0
γ (T/m ³)	2
Df(m)	1.2
δ' (°)	21.33
β (°)	75.58

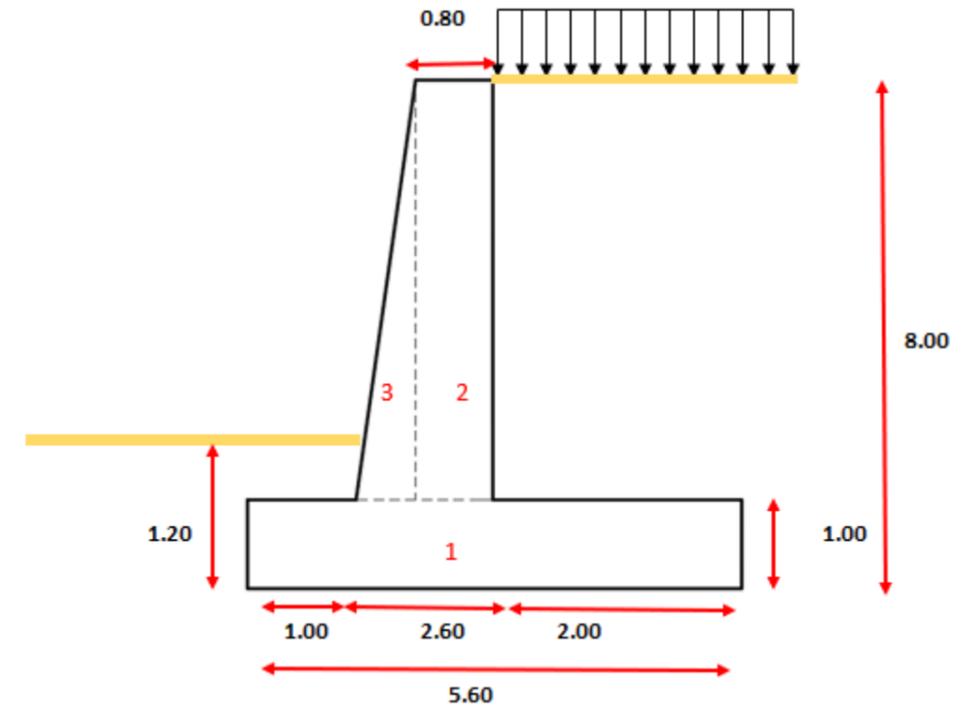
SUELO DE RELLENO	
ϕ' (°)	30
C(T/m ²)	0
γ (T/m ³)	1.8
δ' (°)	20

MURO DE CONTENCIÓN	
f_c (T/m ²)	2100
F_y (T/m ²)	42000
γ_c (T/m ³)	2.4
α (°)	0
β (°)	90

W SOBRECARGA (T/m ³)	1
----------------------------------	---

PREDIMENSIONAMIENTO:

GEOMETRIA	
H(m):	8
B(m):	5.6
B1(m):	1
B3(m):	2
e(m):	1
a1(m):	1.8
b(m):	0.8
c(m):	0.8
H _p (m)	7



COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO (Ka)

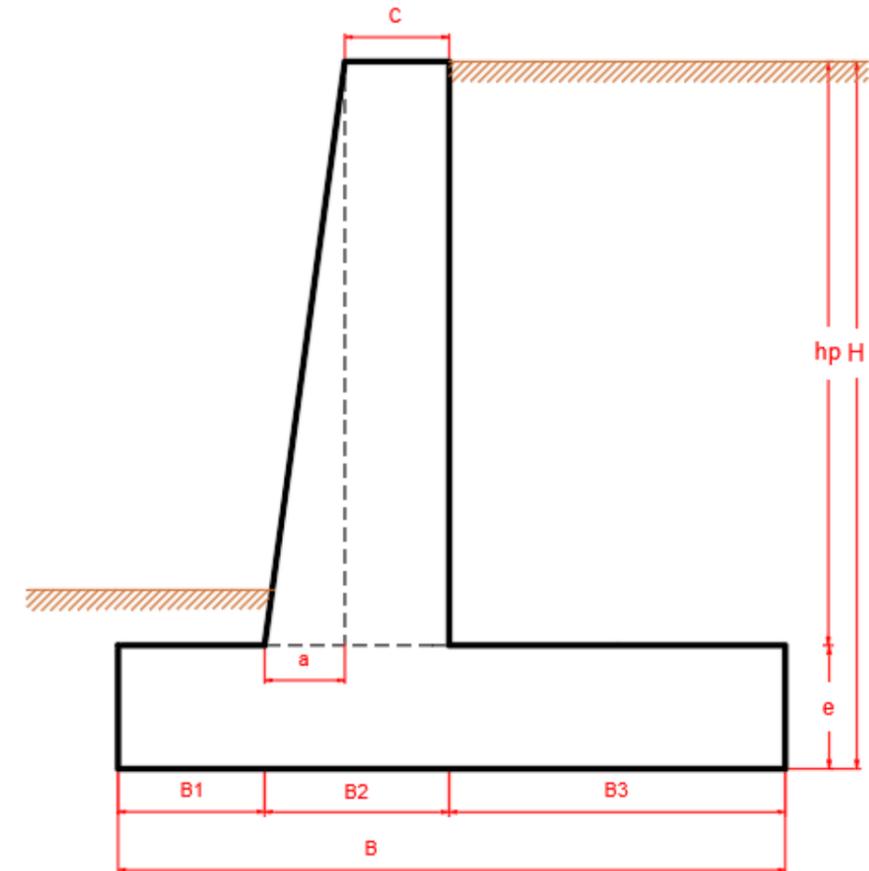
$$k_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi')}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta') \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Ka	0.297
----	-------

COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO (Kp)

$$k_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi')}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta + \delta') \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' + \alpha)}{\sin(\beta + \delta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Kp	4.026
----	-------



EMPUJE ACTIVO DE LA TIERRA (Ea)

$$E_a = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_s \cdot H^2$$

Ea(T/m)	17.125
H/3(m)	2.667

EMPUJE PASIVO DE LA TIERRA (Ep)

$$E_p = \frac{1}{2} k_p \cdot \gamma_f \cdot Df^2$$

Ep(T/m)	5.797
Df/3(m)	0.400

EMPUJE DE LA SOBRECARGA (Es)

$$E_s = (\gamma H_s) H k_a$$

Es(T/m)	2.081
H/2(m)	4.000

FUERZAS VERTICALES**PESO Y MOMENTOS ESTABILIZANTES DEL MURO DE CONTENCIÓN (1m)**

Sección	Área(m ²)	γ(T/m ³)	Peso(T)	Brazo(m)	Momento (T/m)
1	5.60	2.4	13.440	2.80	37.63
2	5.6	2.4	13.44	3.20	43.01
3	6.30	2.4	15.12	2.20	33.26
			42.00		113.90

PESO DEL RELLENO

$$W_r = V \cdot \gamma$$

$$W_r(\text{T/m}) \quad 25.200$$

PESO DEL RELLENO (PASIVO)

$$W_r = V_p \cdot \gamma$$

$$W_r(\text{T/m}) \quad 0.400$$

PESO DE LA SOBRECARGA

$$W_s = qL = q(c + T)$$

$$W_s(\text{T/m}) \quad 2.800$$

$$R_v = \left(\sum P + W_r + W_s + W_{rp} \right)$$

$$R_v(\text{T/m}) \quad 70.400$$

FUERZAS HORIZONTALES**COMPONENTES DE EMPUJE PASIVO**

$$E_{px}(\text{T/m}) \quad 5.400$$

$$E_{py}(\text{T/m}) \quad 2.109$$

EMPUJE ACTIVO TOTAL

$$E_t = (E_a + E_p + E_s)$$

$$E_t(\text{T/m}) \quad 13.806$$

MOMENTO ESTABILIZANTE

Me	242.704
----	---------

MOMENTO ACTUANTE

Mv	49.723
----	--------

FUERZA DE ROCE (Fr)

$$F_r = \mu(R_v + E_{av}) + C' \cdot B + Ep$$

$$\mu = \operatorname{tg} \delta$$

$$C' = 0.50C$$

μ	0.39
B(m)	5.60
$\delta(^{\circ})$	21.33
C'(ton/m2)	0.000
ΣFR (ton/m2)	33.719

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO (FSD)

$$FSD = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_H}$$

FSD	2.442
FSD (CE0.20)	1.500
CONDICIÓN	CUMPLE

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO (FSV)

$$FSV = \frac{\Sigma M_e}{\Sigma M_v}$$

FSV	4.881
FSV(CE0.20)	2.000
CONDICIÓN	CUMPLE

PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA RESULTANTE Xr

$$e_x = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_0}{\Sigma V}$$

$$e_{max} = \frac{B}{6}$$

ex	0.059
emax	0.933
CONDICIÓN	CUMPLE

PRESIÓN DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACIÓN ESF. MAX Y MIN

$$\sigma_{Max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6 e_x}{B} \right)$$

$$\sigma_{Min} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6 e_x}{B} \right)$$

σ max (Kg/cm2)	1.336
-----------------------	-------

σ min (Kg/cm2)	1.178
-----------------------	-------

CAPACIDAD DE CARGA DE VESIC

$$q_u = C' \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + g \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5\gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

B(m)	5.60	ϕ' (°)	32
L(m)	10		
Df(m)	1.2	N_c	35.49
ϕ (°)	32	N_q	23.18
C(T/m2)	0	N_γ	30.22
Υ (T/m3)	2		

*Datos según Anexo N° 2

FACTOR FORMA

$$S_c = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) \quad S_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) (\tan \phi')$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$$

S_c	1.37
S_q	1.35
S_γ	0.78

FACTOR PROFUNDIDAD

$$d_c = 1 + 0.4k \quad d_q = 1 + 2k \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2$$

$$d_\gamma = 1$$

D/B	0.21
d_c	1.09
d_q	1.05
d_γ	1.00

FACTOR INCLINACIÓN

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 \quad i_r = \left(1 - \frac{\beta}{\emptyset}\right)^2 \quad \psi = \text{Tan}^{-1}\left(\frac{P_a \cdot \cos\alpha}{\Sigma V}\right)$$

FH	13.81
FV	70.40
FH/FV	0.20
ψ	11.10
i_c	0.769
i_q	0.769
i_r	0.427

CAPACIDAD DE CARGA DE VESIC

qu (Kg/cm2)	11.683
qadm (Kg/cm2)	3.894
qmax (Kg/cm2)	1.336

PARA CARGAS ESTATICAS

FS cargas estáticas	3
---------------------	---

DEBE CUMPLIRSE

FS carga	>	3	CUMPLE
8.74	>	3	
q max	<	q adm	CUMPLE
1.336	<	3.894	

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

MÉTODO MONONOBE-OKABE-MURO DE GRAVEDAD

DATOS:

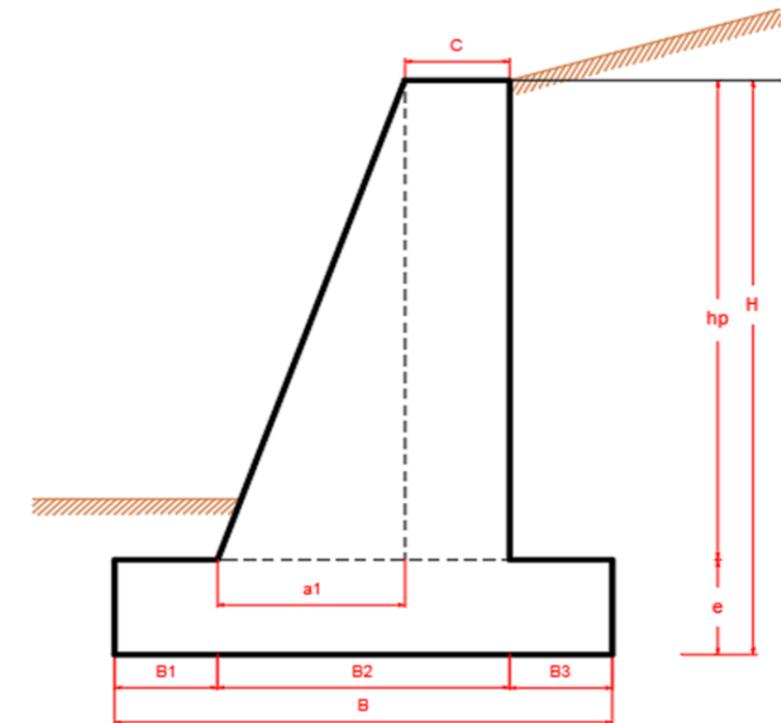
SUELO DE FUNDACIÓN		SUELO DE RELLENO		ISOACELERACIÓN	0.32 g
$\varphi(^{\circ})$	32	$\varphi'(^{\circ})$	30		
C(T/m ²)	0	C(T/m ²)	0	COEFICIENTES SISMICOS	
γ (T/m ³)	2	γ (T/m ³)	1.8		
Df(m)	1.20	$\delta(^{\circ})$	20	Kh(g)	0.16
$\delta(^{\circ})$	21.33			Kv(g)	0.107
$\beta(^{\circ})$	72.18				

MURO DE CONTENCIÓN W SOBRECARGA (T/m³): 1

f _c (T/m ²)	2100
F _y (T/m ²)	42000
γ_c (T/m ³)	2.4
$\alpha(^{\circ})$	10
$\beta(^{\circ})$	90

PREDIMENSIONAMIENTO

H(m)	5
B(m)	3.5
B1(m)	0.85
B3(m)	0.85
e(m)	0.8
a(m)	1.35
b(m)	0.45
c(m)	0.45
H _p (m)	4.2



COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO (Ka)

$$k_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi')}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta') \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Ka	0.340
----	-------

COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO (Kp)

$$k_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi')}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta + \delta') \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' + \alpha)}{\sin(\beta + \delta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Kp	3.487
----	-------

ÁNGULO DE INERCIA

$$\theta' = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

θ'	10.154
----	--------

COEFICIENTE DE EMPUJE SISMICO (Kae)

$$k_{ae} = \frac{\sin^2(\phi' + \beta - \theta')}{\cos \theta' \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \theta' - \delta') \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' - \theta' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta' - \theta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Kae	0.536
-----	-------

EMPUJE ACTIVO DE LA TIERRA (Ea)

$$Ea = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_s \cdot H^2$$

Ea(T/m)	7.651
---------	-------

H/3(m)	1.667
--------	-------

EMPUJE SÍSMICO (Eae)

$$E_{ae} = \frac{1}{2} k_{ae} \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot (1 - Kv)$$

Eae(T/m)	10.780
----------	--------

EMPUJE PASIVO DE LA TIERRA (Ep)

$$Ep = \frac{1}{2} k_p \cdot \gamma_f \cdot Df^2$$

Ep(T/m)	5.021
---------	-------

Df/3(m)	0.400
---------	-------

LINEA DE ACCIÓN RESULTANTE DEL EMPUJE

$$z = \frac{P_a \cdot H/3 + \Delta P_{ae} \cdot 0.6H}{P_{ae}}$$

Z(m)	2.054
------	-------

EMPUJE DE LA SOBRECARGA (Es)

$$Es = k_a \cdot H \cdot q \cdot \left[\frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \alpha)} \right]$$

Es(T/m)	1.726
---------	-------

H/2(m)	2.500
--------	-------

INCREMENTO EN CONDICIÓN SISMICA

$$P_{ae} = P + \Delta P_{ae}$$

ΔE_{ae} (T/m)	3.129
-----------------------	-------

FUERZAS VERTICALES**PESO Y MOMENTOS ESTABILIZANTES DEL MURO DE CONTENCIÓN (1m)**

Sección	Área(m ²)	γ (T/m ³)	Peso(T)	Brazo(m)	Momento (T/m)
1	2.80	2.4	6.72	1.75	11.76
2	1.89	2.4	4.54	2.43	11.00
3	2.84	2.4	6.80	1.75	11.91
			18.06		34.67

PESO DEL RELLENO

$$W_r = V \cdot \gamma$$

Wr(T/m)	6.426
---------	-------

PESO DEL RELLENO (PASIVO)

$$W_r = Vp \cdot \gamma$$

Wr(T/m)	0.680
---------	-------

PESO DE LA SOBRECARGA

$$W_s = qL = q(c + T)$$

Ws(T/m)	1.300
---------	-------

$$R_v = \left(\sum P + W_r + W_s + W_{rp} \right)$$

Rv(T/m)	30.153
---------	--------

**FUERZAS HORIZONTALES
COMPONENTES DE EMPUJE PASIVO**

Epx(T/m)	4.677
----------	-------

Epy(T/m)	1.827
----------	-------

EMPUJE ACTIVO TOTAL

$$E_t = (E_a + E_p + E_s)$$

Et(T/m)	7.179
---------	-------

MOMENTO ESTABILIZANTE

Me	68.195
----	--------

MOMENTO ACTUANTE

Mv	23.248
----	--------

FUERZA DE ROCE (Fr)

$$F_r = \mu(R_v + E_{av}) + C' \cdot B + E_p$$

$$\mu = \operatorname{tg} \delta$$

$$C' = 0.50C$$

μ	0.39
-------	------

B(m)	3.50
------	------

$\delta(^{\circ})$	21.33
--------------------	-------

C'(ton/m ²)	0.000
-------------------------	-------

ΣFR (ton/m ²)	18.607
-----------------------------------	--------

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO (FSD)

$$FSD = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_H}$$

FSD	2.592
FSD (CE0.20)	1.250
CONDICIÓN	CUMPLE

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO (FSV)

$$FSV = \frac{\Sigma M_e}{\Sigma M_v}$$

FSV	2.933
FSV (CE0.20)	1.500
CONDICIÓN	CUMPLE

PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA RESULTANTE Xr

$$e_x = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_0}{\Sigma V}$$

ex	0.259
emax	0.583
CONDICIÓN	CUMPLE

$$e_{max} = \frac{B}{6}$$

PRESIÓN DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACIÓN ESF. MAX Y MIN

$$\sigma_{Max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6 e_x}{B} \right)$$

$$\sigma_{Min} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6 e_x}{B} \right)$$

σ max (Kg/cm2)	1.245
-----------------------	-------

σ min (Kg/cm2)	0.478
-----------------------	-------

CAPACIDAD DE CARGA DE VESIC

$$q_u = C' \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + g \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

B(m)	3.50	ϕ' (°)	32
L(m)	10		
Df(m)	1.2	N_c	35.49
ϕ (°)	32	N_q	23.18
C(T/m2)	0	N_γ	30.22
γ (T/m3)	2		

*Datos según Anexo N° 2

FACTOR FORMA

$$S_c = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) \quad S_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) (\tan \phi')$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$$

S_c	1.23
S_q	1.22
S_γ	0.86

FACTOR PROFUNDIDAD

$$d_c = 1 + 0.4k \quad d_q = 1 + 2k \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \quad d_\gamma = 1$$

D/B	0.34
d_c	1.14
d_q	1.09
d_γ	1.00

FACTOR INCLINACIÓN

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2$$

$$\psi = \text{Tan}^{-1}\left(\frac{P_a \cdot \cos\alpha}{\Sigma V}\right)$$

FH	7.18
FV	30.15
FH/FV	0.24
ψ	13.39
i_c	0.725
i_q	0.725
i_γ	0.338

CAPACIDAD DE CARGA DE VESIC

qu (Kg/cm2)	8.454
qadm(Kg/cm2)	3.381
qmax(Kg/cm2)	1.245

PARA CARGAS ESTATICAS

FS cargas estaticas	2.5
---------------------	-----

DEBE CUMPLIRSE

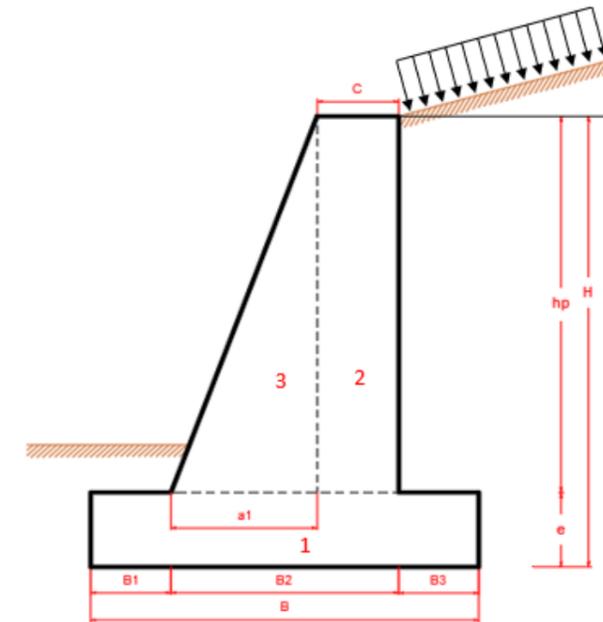
FS carga	>	3	CUMPLE
6.79	>	3	
q max	<	q adm	CUMPLE
1.245	<	3.381	

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

Anexo N° 10: Hoja de cálculo para muro de gravedad - Método Seed & Whitman.

METODO SEED Y WHITMAN - GRAVEDAD

SUELO DE FUNDACIÓN		DATOS DEL RELLENO		ISOACELERACIÓN	0.32 g
$\varphi(^{\circ})$:	32	$\varphi'(^{\circ})$:	30	COEFICIENTES SISMICOS	
C(T/m2):	0	C(T/m2):	0		
Υ (T/m3):	2	Υ (T/m3):	1.8		
Df(m):	1.2	$\delta'(^{\circ})$:	20	Kh(g)=	0.16
$\delta(^{\circ})$:	21.33			Kv(g)=	0.000
$\beta(^{\circ})$:	72.18				
MURO DE CONTENCIÓN		W SOBRECARGA			
f _c (T/m2)	2100	(T/m3):	1		
F _y (T/m2)	42000				
Υ _c (T/m3):	2.4				
$\alpha(^{\circ})$:	10				
$\beta(^{\circ})$:	90				
PREDIMENSIONAMIENTO:					
GEOMETRIA DEL MURO DE CONTENCIÓN					
H(m)	5				
B(m)	3.5				
B1(m)	0.85				
B3(m)	0.85				
e(m)	0.8				
a1(m)	1.35				
b(m)	0.45				
c(m)	0.45				
H _p (m)	4.2				



ÁNGULO DE INERCIA SISMICO

$$\theta' = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

θ'	9.09
-----------	------

HALLANDO NUEVO

$$k_a(\beta', \alpha')$$

$$\beta' = \beta - \theta'$$

β'	80.91
----------	-------

$$\alpha' = \theta' + \alpha$$

α'	19.09
-----------	-------

COEFICIENTE DE EMPUJE SISMICO $K_a(\beta', \alpha')$

$$k_{a(\beta', \alpha')} = \frac{\sin^2(\beta + \phi')}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta') \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$K_a(\beta', \alpha')$	0.51
------------------------	------

COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO (Ka)

$$k_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi')}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta') \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Ka	0.34
----	------

COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO (Kp)

$$k_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi')}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta + \delta') \cdot \left[1 - \frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' + \alpha)}{\sin(\beta + \delta') \cdot \sin(\alpha + \beta)} \right]^2}$$

Kp	3.49
----	------

EMPUJE ACTIVO DE LA TIERRA

(Ea)

$$Ea = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_s \cdot H^2$$

Ea(T/m)	7.651
H/3(m)	1.667

EMPUJE PASIVO DE LA TIERRA (Ep)

$$Ep = \frac{1}{2} k_p \cdot \gamma_f \cdot Df^2$$

Ep(T/m)	5.021
Df/3(m)	0.400

EMPUJE DE LA SOBRECARGA (Es)

$$Es = k_a \cdot H \cdot q \cdot \left[\frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \alpha)} \right]$$

Es(T/m)	1.726
H/2(m)	2.500

EMPUJE SISMICO (Eae)

$$E_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) [k_a(\beta', \alpha')] \left(\frac{\sin^2 \beta'}{\cos \theta' \sin^2 \beta} \right)$$

Eae(T/m)	11.438
----------	--------

LINEA DE ACCIÓN RESULTANTE DEL EMPUJE

$$z = \frac{P_a \cdot H/3 + \Delta P_{ae} \cdot 0.6H}{P_{ae}}$$

Z(m)	2.108
------	-------

INCREMENTO EN CONDICIÓN SISMICA

$$P_{ae} = P + \Delta P_{ae}$$

ΔEae(T/m)	3.787
-----------	-------

FUERZAS VERTICALES**PESO Y MOMENTOS ESTABILIZANTES DEL MURO DE CONTENCIÓN (1m)**

Seccion	Area(m2)	γ (T/m3)	Peso(T)	Brazo(m)	Momento (T/m)
1	2.80	2.4	6.72	1.75	11.76
2	1.89	2.4	4.54	2.43	11.00
3	2.84	2.4	6.80	1.75	11.91
			18.06		34.67

PESO DEL RELLENO

$$W_r = V \cdot \gamma$$

W_r (T/m)	6.426
-------------	-------

PESO DEL RELLENO (PASIVO)

$$W_r = Vp \cdot \gamma$$

W_r (T/m)	0.680
-------------	-------

PESO DE LA SOBRECARGA

$$W_s = qL = q(c + T)$$

W_s (T/m)	1.300
-------------	-------

$$R_v = \left(\sum P + W_r + W_s + W_{rp} \right)$$

R_v (T/m)	30.378
-------------	--------

FUERZAS HORIZONTALES**COMPONENTES DE EMPUJE PASIVO**

E_{px} (T/m)	4.677
----------------	-------

E_{py} (T/m)	1.827
----------------	-------

EMPUJE ACTIVO TOTAL

$$E_t = (E_a + E_p + E_s)$$

E_t (T/m)	7.797
-------------	-------

MOMENTO ESTABILIZANTE

Me	68.791
----	--------

MOMENTO ACTUANTE

Mv	25.103
----	--------

FUERZA DE ROCE (Fr)

$$F_r = \mu(R_v + E_{av}) + C' \cdot B + Ep$$

$$\mu = \text{tg } \delta$$

$$C' = 0.50C$$

μ	0.39
B(m)	3.50
$\delta(^{\circ})$	21.33
C'(ton/m2)	0.000
ΣFR (ton/m2)	18.783

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO (FSD)

$$FSD = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_H}$$

FSD	2.409
FSD (CE0.20)	1.250
CONDICIÓN	CUMPLE

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO (FSV)

$$FSV = \frac{\Sigma M_e}{\Sigma M_v}$$

FSV	2.740
FSV (CE0.20)	1.500
CONDICIÓN	CUMPLE

PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA RESULTANTE Xr

$$e_x = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_0}{\Sigma V}$$

$$e_{max} = \frac{B}{6}$$

ex	0.312
emax	0.583
CONDICIÓN	CUMPLE

PRESIÓN DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACIÓN ESF. MAX Y MIN

$$\sigma_{Max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6 e_x}{B} \right)$$

$$\sigma_{Min} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6 e_x}{B} \right)$$

σ max (Kg/cm2)	1.332
-----------------------	-------

σ min (Kg/cm2)	0.404
-----------------------	-------

CAPACIDAD DE CARGA DE VESIC

$$q_u = C' \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + g \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

B	3.50
L	10
Df	1.2
ϕ	32
C	0
γ	2

ϕ (°)	32
N_c	35.49
N_q	23.18
N_γ	30.22

*Datos según Anexo N° 2

FACTOR FORMA

$$S_c = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{N_q}{N_c} \right)$$

$$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) (\tan \phi')$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right)$$

S_c	1.23
S_q	1.22
S_γ	0.86

FACTOR PROFUNDIDAD

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2k \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2$$

$$d_\gamma = 1$$

D/B	0.34
d_c	1.14
d_q	1.09
d_γ	1.00

FACTOR INLCINACIÓN

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2 \quad \psi = \text{Tan}^{-1}\left(\frac{P_a \cdot \cos\alpha}{\Sigma V}\right)$$

FH	7.80
FV	30.38
FH/FV	0.26
β	14.40
i_c	0.706
i_q	0.706
i_γ	0.303

CAPACIDAD DE CARGA DE VESIC

qu (Kg/cm2)	7.991
qadm(Kg/cm2)	3.196
qmax(Kg/cm2)	1.332

PARA CARGAS ESTATICAS

FS cargas estáticas	2.5
---------------------	-----

DEBE CUMPLIRSE

FS carga	>	3	CUMPLE
6.00	>	3	
q max	<	q adm	CUMPLE
1.332	<	3.196	

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

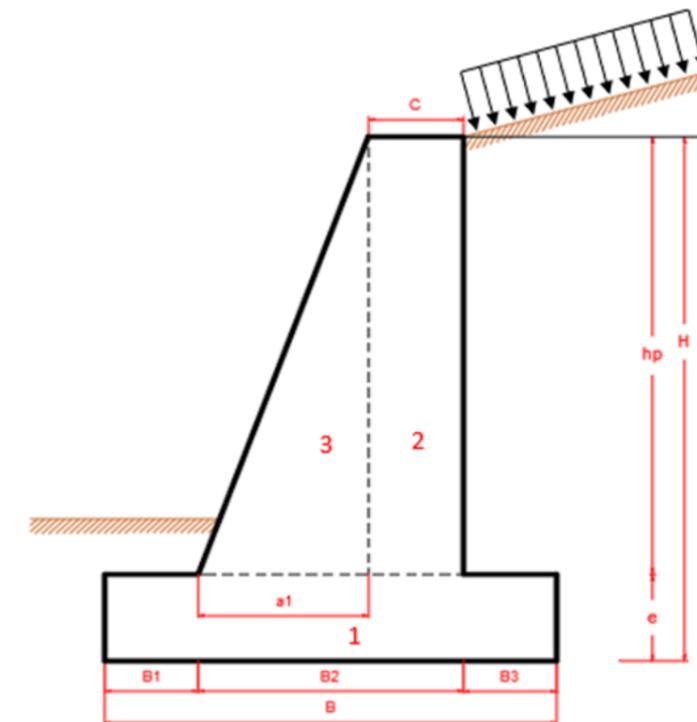
Anexo N° 11: Hoja de cálculo para muro de gravedad - Método Elms & Richards.

RICHARDS Y ELMS

SUELO DE FUNDACIÓN		RELLENO	ISOACELERACIÓN	0.32 g
$\phi(^{\circ})$	32	$\phi(^{\circ})$ 30		
C(T/m2)	0	C(T/m2) 0	COEFICIENTES SISMICOS	
γ (T/m3)	2	γ (T/m3) 1.8	Kh(g)	0.16
Df(m)	1.2	$\delta(^{\circ})$ 20	Kv(g)	0.107
$\delta(^{\circ})$	21.33			
$\beta(^{\circ})$	72.18			
MURO DE CONTENCIÓN		W SOBRECARGA		
f _c (T/m2)	2100	(T/m3):	1	
F _y (T/m2)	42000			
γ_c (T/m3)	2.4			
$\alpha(^{\circ})$	10			
$\beta(^{\circ})$	90			

PREDIMENSIONAMIENTO:

GEOMETRÍA	
H(m)	5
B(m)	3.5
B1(m)	0.85
B3(m)	0.85
e(m)	0.8
a(m)	1.35
b(m)	0.45
c(m)	0.45
H _p (m)	4.2



ÁNGULO DE INERCIA SÍSMICO

$$\theta' = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

θ'	10.15
-----------	-------

CENTRO DE INERCIA DEL MURO

$$C_{EI} = \frac{\sin(\beta - \delta') - \cos(\beta - \delta') \tan\phi'_2}{(1 - K_v)(\tan\phi'_2 - \tan\theta')}$$

C_{EI}	2.09
----------	------

COEFICIENTE DE EMPUJE SÍSMICO (K_{ae})

$$k_{ae} = \frac{\sin^2(\phi' + \beta - \theta')}{\cos\theta' \cdot \sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \theta' - \delta') \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' - \theta' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta' - \theta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

K_{ae}	0.54
----------	------

COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO (K_a)

$$k_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi')}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \delta') \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

K_a	0.34
-------	------

COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO (K_p)

$$k_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi')}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta + \delta') \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' + \alpha)}{\sin(\beta + \delta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

K_p	3.49
-------	------

PESO DEL MURO

$$W_w = \left[\frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{ae} \right] C_{IE}$$

$W_w(T/m)$	22.49
------------	-------

PARA UN FACTOR DE SEGURIDAD 1.50

$W_w(T/m)$	33.73
------------	-------

EMPUJE ACTIVO DE LA TIERRA (Ea)

$$Ea = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_s \cdot H^2$$

Ea(T/m)	7.651
H/3(m)	1.667

EMPUJE PASIVO DE LA TIERRA (Ep)

$$Ep = \frac{1}{2} k_p \cdot \gamma_f \cdot Df^2$$

Ep(T/m)	5.021
Df/3(m)	0.400

EMPUJE DE LA SOBRECARGA (Es)

$$Es = k_a \cdot H \cdot q \cdot \left[\frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \alpha)} \right]$$

Es(T/m)	1.726
H/2(m)	2.500

EMPUJE SISMICO (Eae)

$$E_{ae} = \frac{1}{2} k_{ae} \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot (1 - Kv)$$

Eae(T/m)	10.780
----------	--------

LINEA DE ACCIÓN RESULTANTE DEL EMPUJE

$$z = \frac{P_a \cdot H/3 + \Delta P_{ae} \cdot 0.6H}{P_{ae}}$$

Z(m)	2.054
------	-------

INCREMENTO EN CONDICIÓN SISMICA

$$P_{ae} = P + \Delta P_{ae}$$

ΔE_{ae} (T/m)	3.129
-----------------------	-------

FUERZAS VERTICALES**PESO Y MOMENTOS ESTABILIZANTES DEL MURO DE CONTENCIÓN (1m)**

Sección	Área(m ²)	γ (T/m ³)	Peso(T)	Brazo(m)	Momento (T/m)
1	2.80	2.4	6.72	1.75	11.76
2	1.89	2.4	4.54	2.43	11.00
3	2.84	2.4	6.80	1.75	11.91
			18.06		34.67

PESO DEL RELLENO

$$W_r = V \cdot \gamma$$

W_r (T/m)	6.426
-------------	-------

PESO DEL RELLENO (PASIVO)

$$W_r = V_p \cdot \gamma$$

W_r (T/m)	0.680
-------------	-------

PESO DE LA SOBRECARGA

$$W_s = qL = q(c + T)$$

W_s (T/m)	1.300
-------------	-------

$$R_v = \left(\sum P + W_r + W_s + W_{rp} \right)$$

R_v (T/m)	33.734
-------------	--------

**FUERZAS HORIZONTALES
COMPONENTES DE EMPUJE PASIVO**

Epx(T/m)	4.677	Epy(T/m)	1.827
----------	-------	----------	-------

EMPUJE ACTIVO TOTAL

$$Et = (Ea + Ep + Es)$$

Et(T/m)	7.179
---------	-------

MOMENTO ESTABILIZANTE

Me	68.195
----	--------

MOMENTO ACTUANTE

Mv	23.248
----	--------

FUERZA DE ROCE (Fr)

$$F_r = \mu(R_v + E_{av}) + C' \cdot B + Ep$$

$$\mu = \text{tg } \delta$$

$$C' = 0.50C$$

μ	0.39
B(m)	3.50
$\delta(^{\circ})$	21.33
C'(ton/m2)	0.000
ΣFR (ton/m2)	20.006

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO (FSD)

$$FSD = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_H}$$

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO (FSV)

$$FSV = \frac{\Sigma M_e}{\Sigma M_v}$$

FSD	2.787
FSD (CE0.20)	1.250
CONDICIÓN	CUMPLE

FSV	2.933
FSV (CE0.20)	1.500
CONDICIÓN	CUMPLE

PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA RESULTANTE Xr

$$e_x = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_0}{\sum V}$$

ex	0.418
emax	0.583
CONDICIÓN	CUMPLE

$$e_{max} = \frac{B}{6}$$

PRESIÓN DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACIÓN ESF. MAX Y MIN

$$\sigma_{Max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6 e_x}{B} \right)$$

$$\sigma_{Min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6 e_x}{B} \right)$$

σ max (Kg/cm2)	1.654
-----------------------	-------

σ min (Kg/cm2)	0.274
-----------------------	-------

CAPACIDAD DE CARGA DE VESIC

$$q_u = C' \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + g \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

B	3.50	$\phi'(^{\circ})$	2	
L	10			
Df	1.2	N _c	35.49	*Datos según Anexo N° 2
ϕ	32	N _q	23.18	
C	0	N _{γ}	30.22	
γ	2			

FACTOR FORMA

$$S_c = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$$

$$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) (\tan \phi')$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$$

S _c	1.23
S _q	1.22
S _{γ}	0.86

FACTOR PROFUNDIDAD

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2k \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2$$

$$d_\gamma = 1$$

D/B	0.34
d _c	1.14
d _q	1.09
d _{γ}	1.00

FACTOR INCLINACIÓN

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2$$

$$\psi = \text{Tan}^{-1} \left(\frac{P_a \cdot \cos \alpha}{\Sigma V} \right)$$

FH	7.18
FV	33.73
FH/FV	0.21
β	12.01
i_c	0.751
i_q	0.751
i_γ	0.390

CAPACIDAD DE CARGA DE VESIC

qu (Kg/cm2)	9.121
qadm(Kg/cm2)	3.648
qmax(Kg/cm2)	1.654

PARA CARGAS ESTATICAS

FS cargas estáticas	2.5
---------------------	-----

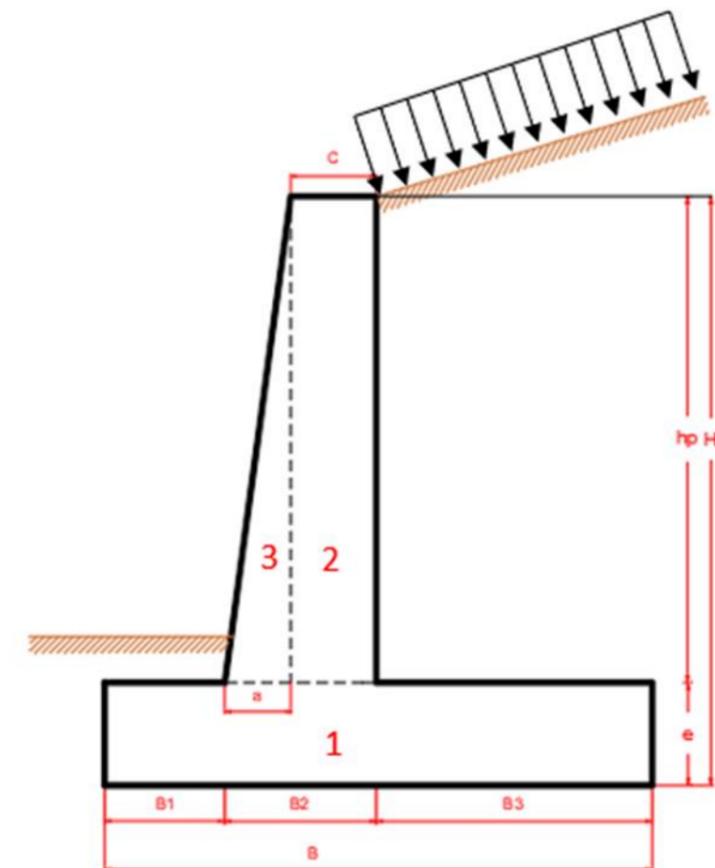
DEBE CUMPLIRSE

FS carga	>	3	CUMPLE
5.51	>	3	
q max	<	q adm	CUMPLE
1.654	<	3.648	

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

MÉTODO MONONOBE-OKABE-MURO EN VOLADIZO

SUELO DE FUNDACIÓN		SUELO DE RELLENO		ISOACELERACIÓN	0.32 g
$\varphi(^{\circ})$	32	$\varphi'(^{\circ})$	30		
C(T/m ²)	0	C(T/m ²)	0	COEFICIENTES SISMICOS	
Υ (T/m ³)	2	Υ (T/m ³)	1.8	Kh(g)=	0.16
Df(m)	1.20	$\delta'(^{\circ})$	20	Kv(g)=	0.107
$\delta(^{\circ})$	21.33				
$\beta(^{\circ})$	75.58				
MURO DE CONTENCIÓN		W SOBRECARGA			
		(T/m ³):		1	
f _c (T/m ²)	2100				
F _y (T/m ²)	42000				
Υ_c (T/m ³)	2.4				
$\alpha(^{\circ})$	10				
$\beta(^{\circ})$	90				
PREDIMENSIONAMIENTO:					
GEOMETRÍA					
H(m)	8				
B(m)	5.6				
B1(m)	1				
B3(m)	2				
e(m)	1				
a(m)	1.8				
b(m)	0.8				
c(m)	0.8				
H _p (m)	7				



COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO (Ka)

$$k_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi')}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta') \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Ka	0.340
----	-------

COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO (Kp)

$$k_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi')}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta + \delta') \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' + \alpha)}{\sin(\beta + \delta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Kp	4.026
----	-------

ÁNGULO DE INERCIA

$$\theta' = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

θ'	10.154
-----------	--------

COEFICIENTE DE EMPUJE SISMICO (Kae)

$$k_{ae} = \frac{\sin^2(\phi' + \beta - \theta')}{\cos\theta' \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \theta' - \delta') \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' - \theta' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta' - \theta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Kae 0.536

EMPUJE ACTIVO DE LA TIERRA (Ea)

$$Ea = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_s \cdot H^2$$

Ea(T/m)	19.585
---------	--------

H/3(m)	2.667
--------	-------

EMPUJE PASIVO DE LA TIERRA (Ep)

$$Ep = \frac{1}{2} k_p \cdot \gamma_f \cdot Df^2$$

Ep(T/m)	5.797
---------	-------

Df/3(m)	0.400
---------	-------

EMPUJE DE LA SOBRECARGA (Es)

$$Es = k_a \cdot H \cdot q \cdot \left[\frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \alpha)} \right]$$

Es(T/m)	2.762
---------	-------

H/2(m)	4.000
--------	-------

EMPUJE SISMICO (Eae)

$$E_{ae} = \frac{1}{2} k_{ae} \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot (1 - Kv)$$

Eae(T/m)	27.596
----------	--------

LINEA DE ACCIÓN RESULTANTE DEL EMPUJE

$$z = \frac{P_a \cdot H/3 + \Delta P_{ae} \cdot 0.6H}{P_{ae}}$$

Z(m)	3.286
------	-------

INCREMENTO EN CONDICIÓN SISMICA

$$P_{ae} = P + \Delta P_{ae}$$

ΔEae(T/m)	8.011
-----------	-------

FUERZAS VERTICALES**PESO Y MOMENTOS ESTABILIZANTES DEL MURO DE CONTENCIÓN (1m)**

Sección	Área(m ²)	γ(T/m ³)	Peso(T)	Brazo(m)	Momento (T/m)
1	5.60	2.4	13.44	2.80	37.63
2	5.60	2.4	13.44	3.20	43.01
3	6.30	2.4	15.12	2.20	33.26
			42.00		113.90

PESO DEL RELLENO

$$W_r = V \cdot \gamma$$

$$W_r(\text{T/m}) \quad 25.200$$

PESO DEL RELLENO (PASIVO)

$$W_r = V_p \cdot \gamma$$

$$W_r(\text{T/m}) \quad 0.400$$

PESO DE LA SOBRECARGA

$$W_s = qL = q(c + T)$$

$$W_s(\text{T/m}) \quad 2.800$$

$$R_v = \left(\sum P + W_r + W_s + W_{rp} \right)$$

$$R_v(\text{T/m}) \quad 79.838$$

FUERZAS HORIZONTALES

COMPONENTES DE EMPUJE PASIVO

$E_{px}(T/m)$	5.400	$E_{py}(T/m)$	2.109
---------------	-------	---------------	-------

EMPUJE ACTIVO TOTAL

$$E_t = (E_a + E_p + E_s)$$

$E_t(T/m)$	23.294
------------	--------

MOMENTO ESTABILIZANTE

M_e	276.682
-------	---------

MOMENTO ACTUANTE

M_v	94.100
-------	--------

FUERZA DE ROCE (Fr)

$$F_r = \mu(R_v + E_{av}) + C' \cdot B + E_p$$

$$\mu = \operatorname{tg} \delta$$

$$C' = 0.50C$$

μ	0.39
B(m)	5.60
$\delta(^{\circ})$	21.33
C' (ton/m ²)	0.000
ΣFR (ton/m ²)	41.091

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO (FSD)

$$FSD = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_H}$$

FSD	1.764
FSD (CE0.20)	1.250
CONDICIÓN	CUMPLE

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO (FSV)

$$FSV = \frac{\Sigma M_e}{\Sigma M_v}$$

FSV	2.940
FSV (CE0.20)	1.500
CONDICIÓN	CUMPLE

PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA RESULTANTE Xr

$$e_x = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_0}{\Sigma V}$$

ex	0.513
emax	0.933

$$e_{max} = \frac{B}{6}$$

CONDICIÓN **CUMPLE**

PRESIÓN DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACIÓN ESF. MAX Y MIN

$$\sigma_{Max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6 e_x}{B} \right)$$

$$\sigma_{Min} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6 e_x}{B} \right)$$

σ max (Kg/cm2)	2.209
----------------	-------

σ min (Kg/cm2)	0.642
----------------	-------

CAPACIDAD DE CARGA DE VESIC

$$q_u = C' \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + g \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

B(m)	5.60	ϕ' (°)	32
L(m)	10		
Df(m)	1.2	N _c	35.49
ϕ (°)	32	N _q	23.18
C(T/m ²)	0	N _γ	30.22
γ(T/m ³)	2		

*Datos según Anexo N° 2

FACTOR FORMA

$$S_c = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) \quad S_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) (\tan \phi')$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$$

S _c	1.37
S _q	1.35
S _γ	0.78

FACTOR PROFUNDIDAD

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2k \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2$$

$$d_\gamma = 1$$

D/B	0.21
d _c	1.09
d _q	1.06
d _γ	1.00

FACTOR INCLINACIÓN

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2 \quad \psi = \text{Tan}^{-1}\left(\frac{P_a \cdot \cos\alpha}{\Sigma V}\right)$$

FH	23.29
FV	79.84
FH/FV	0.29
ψ	16.27
i_c	0.671
i_q	0.671
i_γ	0.242

CAPACIDAD DE CARGA DE VESIC

qu (Kg/cm2)	8.514
qadm(Kg/cm2)	3.406
qmax(Kg/cm2)	2.209

PARA CARGAS ESTATICAS

FS cargas estáticas	2.5
---------------------	-----

DEBE CUMPLIRSE

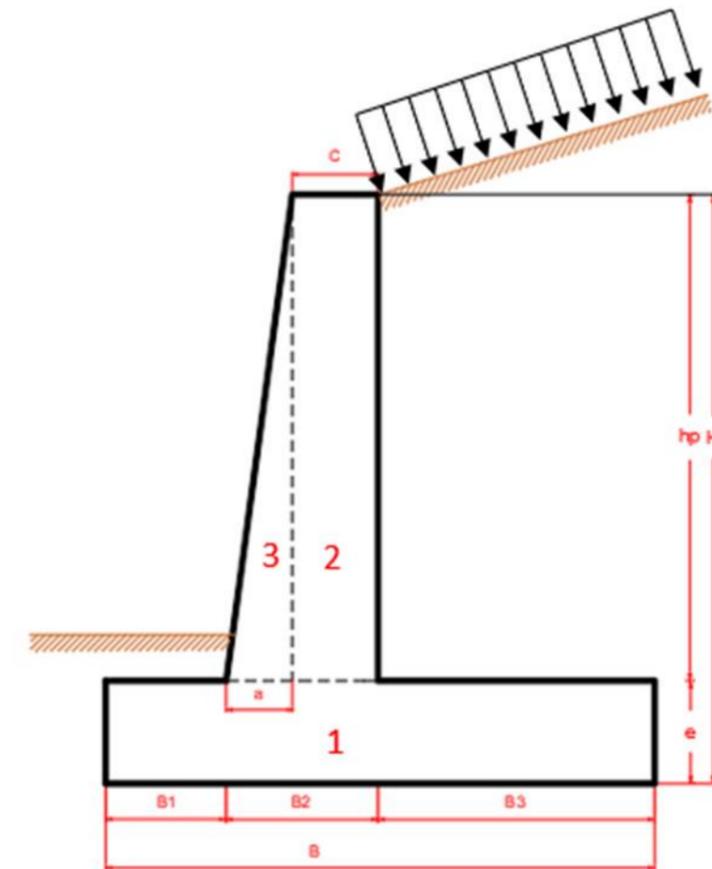
FS carga	>	3	CUMPLE
3.85	>	3	
q max	<	q adm	CUMPLE
2.209	<	3.406	

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

Anexo N° 13: Hoja de cálculo para muro en voladizo - Método Seed & Whitman.

METODO SEED Y WHITMAN - VOLADIZO

SUELO DE FUNDACIÓN		DATOS DEL RELLENO		ISOACELERACIÓN	0.32 g
$\phi(^{\circ})$	32	$\phi'(^{\circ})$	30		
C(T/m ²)	0	C(T/m ²)	0	COEFICIENTES SISMICOS	
γ (T/m ³)	2	γ (T/m ³)	1.8	Kh(g)	0.16
Df(m)	1.2	$\delta(^{\circ})$	20	Kv(g)	0.000
$\delta(^{\circ})$	21.33				
$\beta(^{\circ})$	75.58				
MURO DE CONTENCIÓN		W SOBRECARGA			
f _c (T/m ²)	2100	(T/m ³):	1		
F _y (T/m ²)	42000				
γ_c (T/m ³)	2.4				
$\alpha(^{\circ})$	10				
$\beta(^{\circ})$	90				
PREDIMENSIONAMIENTO:					
GEOMETRIA DEL MURO DE CONTENCIÓN					
H(m)	8				
B(m)	5.6				
B1(m)	1				
B3(m)	2				
e(m)	1				
a1(m)	1.8				
b(m)	0.8				
c(m)	0.8				
H _p (m)	7				



ÁNGULO DE INERCIA SISMICO

$$\theta' = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

θ'	9.09
-----------	------

HALLANDO NUEVO

$$k_a(\beta', \alpha')$$

$$\beta' = \beta - \theta'$$

β'	80.91
----------	-------

$$\alpha' = \theta' + \alpha$$

α'	19.09
-----------	-------

COEFICIENTE DE EMPUJE SISMICO $K_a(\beta', \alpha')$

$$k_{a(\beta', \alpha')} = \frac{\sin^2(\beta + \phi')}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta') \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$K_a(\beta', \alpha')$	0.51
------------------------	------

COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO (Ka)

$$k_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi')}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta') \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Ka	0.34
----	------

COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO (Kp)

$$k_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi')}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta + \delta') \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' + \alpha)}{\sin(\beta + \delta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Kp	4.03
----	------

EMPUJE ACTIVO DE LA TIERRA

(Ea)

$$Ea = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_s \cdot H^2$$

Ea(T/m)	19.585
H/3(m)	2.667

EMPUJE PASIVO DE LA TIERRA (Ep)

$$Ep = \frac{1}{2} k_p \cdot \gamma_f \cdot Df^2$$

Ep(T/m)	5.797
Df/3(m)	0.400

EMPUJE DE LA SOBRECARGA (Es)

$$Es = k_a \cdot H \cdot q \cdot \left[\frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \alpha)} \right]$$

Es(T/m)	2.762
H/2(m)	4.000

EMPUJE SISMICO (Eae)

$$E_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) [k_a(\beta', \alpha')] \left(\frac{\text{sen}^2 \beta'}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \beta} \right)$$

Eae(T/m) 29.281

LINEA DE ACCIÓN RESULTANTE DEL EMPUJE

$$z = \frac{P_a \cdot H/3 + \Delta P_{ae} \cdot 0.6H}{P_{ae}}$$

Z(m) 3.373

INCREMENTO EN CONDICIÓN SISMICA

$$P_{ae} = P + \Delta P_{ae}$$

ΔEae(T/m) 9.695

FUERZAS VERTICALES**PESO Y MOMENTOS ESTABILIZANTES DEL MURO DE CONTENCIÓN (1m)**

Seccion	Area(m2)	γ(T/m3)	Peso(T)	Brazo(m)	Momento (T/m)
1	5.60	2.4	13.44	2.80	37.63
2	5.60	2.4	13.44	3.20	43.01
3	6.30	2.4	15.12	2.20	33.26
			42.00		113.90

PESO DEL RELLENO

$$W_r = V \cdot \gamma$$

Wr(T/m) 25.200

PESO DEL RELLENO (PASIVO)

$$W_r = Vp \cdot \gamma$$

Wr(T/m) 0.400

PESO DE LA SOBRECARGA

$$W_s = qL = q(c + T)$$

Ws(T/m) 2.800

$$R_v = \left(\sum P + W_r + W_s + W_{rp} \right)$$

Rv(T/m) 80.415

FUERZAS HORIZONTALES

COMPONENTES DE EMPUJE PASIVO

<hr/> E _{px} (T/m) 5.400 <hr/>	<hr/> E _{py} (T/m) 2.109 <hr/>
---	---

EMPUJE ACTIVO TOTAL

$$E_t = (E_a + E_p + E_s)$$

<hr/> E _t (T/m) 24.877 <hr/>

MOMENTO ESTABILIZANTE

<hr/> M _e 278.757 <hr/>

MOMENTO ACTUANTE

<hr/> M _v 101.698 <hr/>

FUERZA DE ROCE (F_r)

$$F_r = \mu(R_v + E_{av}) + C' \cdot B + E_p$$

$$\mu = \operatorname{tg} \delta$$

$$C' = 0.50C$$

<hr/>	
μ	0.39
B(m)	5.60
$\delta(^{\circ})$	21.33
C'(ton/m ²)	0.000
Σ FR (ton/m ²)	41.541
<hr/>	

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO (FSD)

$$FSD = \frac{\sum F_R}{\sum F_H}$$

FSD	1.670
FSD (CE0.20)	1.250
CONDICIÓN	CUMPLE

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO (FSV)

$$FSV = \frac{\sum M_e}{\sum M_v}$$

FSV	2.741
FSV (CE0.20)	1.500
CONDICIÓN	CUMPLE

PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA RESULTANTE X_r

$$e_x = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_0}{\sum V}$$

$$e_{max} = \frac{B}{6}$$

ex	0.598
emax	0.933
CONDICIÓN	CUMPLE

PRESIÓN DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACIÓN ESF. MAX Y MIN

$$\sigma_{Max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6 e_x}{B} \right)$$

$$\sigma_{Min} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6 e_x}{B} \right)$$

σ max (Kg/cm2)	2.356
-----------------------	-------

σ min (Kg/cm2)	0.516
-----------------------	-------

CAPACIDAD DE CARGA DE VESIC

$$q_u = C' \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + g \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

B	5.60	ϕ' (°)	32
L	10		
Df	1.2	N_c	35.49
ϕ	32	N_q	23.18
C	0	N_γ	30.22
γ	2		

*Datos según Anexo N° 2

FACTOR FORMA

$$S_c = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{N_q}{N_c} \right)$$

$$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) (\tan \phi') \quad S_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right)$$

S_c	1.37
S_q	1.35
S_γ	0.78

FACTOR PROFUNDIDAD

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2k \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2$$

$$d_\gamma = 1$$

D/B	0.21
d _c	1.09
d _q	1.06
d _γ	1.00

FACTOR INCLINACIÓN

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2 \quad \psi = \tan^{-1}\left(\frac{P_a \cdot \cos\alpha}{\Sigma V}\right)$$

FH	24.88
FV	80.41
FH/FV	0.31
β	17.19
i _c	0.654
i _q	0.654
i _γ	0.214

CAPACIDAD DE CARGA DE VESIC

qu (Kg/cm ²)	8.019
qadm(Kg/cm ²)	3.208
qmax(Kg/cm ²)	2.356

PARA CARGAS ESTATICAS

FS cargas estáticas	2.5
---------------------	-----

DEBE CUMPLIRSE

FS carga	>	3	CUMPLE
3.40	>	3	
q max	<	q adm	CUMPLE
2.356	<	3.208	

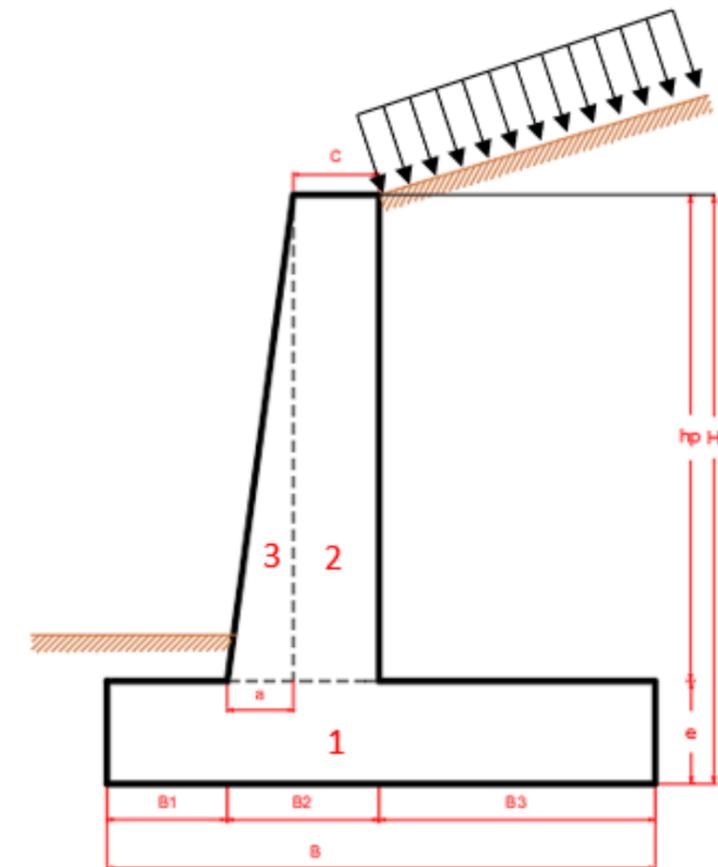
Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

MÉTODO ELMS & RICHARDS

SUELO DE FUNDACIÓN		RELLENO		ISOACELERACIÓN		0.32 g
$\phi(^{\circ})$	32	$\phi'(^{\circ})$	30	COEFICIENTES SISMICOS		
C(T/m2)	0	C(T/m2)	0	Kh(g)		0.16
γ (T/m3)	2	γ (T/m3)	1.8	Kv(g)		0.000
Df(m)	1.2	$\delta'(^{\circ})$	20			
$\delta(^{\circ})$	21.33					
$\beta(^{\circ})$	75.58					
MURO DE CONTENCIÓN		W SOBRECARGA				
f _c (T/m2)	2100	(T/m3):	1			
F _y (T/m2)	42000					
γ_c (T/m3)	2.4					
$\alpha(^{\circ})$	10					
$\beta(^{\circ})$	90					

PREDIMENSIONAMIENTO:

GEOMETRIA	
H(m)	8
B(m)	5.6
B1(m)	1
B3(m)	2
e(m)	1
a(m)	1.8
b(m)	0.8
c(m)	0.8
H _p (m)	7



ÁNGULO DE INERCIA SISMICO

$$\theta' = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

θ'	9.09
-----------	------

CENTRO DE INERCIA DEL MURO

$$C_{EI} = \frac{\sin(\beta - \delta') - \cos(\beta - \delta') \tan\phi'_2}{(1 - K_v)(\tan\phi'_2 - \tan\theta')}$$

CEI	1.78
-------	------

COEFICIENTE DE EMPUJE SISMICO (K_{ae})

$$k_{ae} = \frac{\sin^2(\phi' + \beta - \theta')}{\cos\theta' \cdot \sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \theta' - \delta') \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' - \theta' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta' - \theta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

K_{ae}	0.51
----------	------

COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO (K_a)

$$k_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi')}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \delta') \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

K_a	0.34
-------	------

COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO

(K_p)

$$k_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi')}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta + \delta') \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' + \alpha)}{\sin(\beta + \delta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

K_p	4.03
-------	------

PESO DEL MURO

$$W_w = \left[\frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{ae} \right] C_{IE}$$

Ww(T/m)	52.07
---------	-------

PARA UN FACTOR DE SEGURIDAD**1.5**

Ww(T/m)	78.11
---------	-------

EMPUJE ACTIVO DE LA TIERRA (Ea)

$$Ea = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_s \cdot H^2$$

Ea(T/m)	19.585
---------	--------

H/3(m)	2.667
--------	-------

EMPUJE PASIVO DE LA TIERRA (Ep)

$$Ep = \frac{1}{2} k_p \cdot \gamma_f \cdot Df^2$$

Ep(T/m)	5.797
---------	-------

Df/3(m)	0.400
---------	-------

EMPUJE DE LA SOBRECARGA (Es)

$$Es = k_a \cdot H \cdot q \cdot \left[\frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \alpha)} \right]$$

Es(T/m)	2.762
---------	-------

H/2(m)	4.000
--------	-------

EMPUJE SISMICO (Eae)

$$E_{ae} = \frac{1}{2} k_{ae} \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot (1 - K_v)$$

Eae(T/m)	29.281
----------	--------

LINEA DE ACCIÓN RESULTANTE DEL EMPUJE

$$z = \frac{P_a \cdot H/3 + \Delta P_{ae} \cdot 0.6H}{P_{ae}}$$

Z(m)	3.373
------	-------

INCREMENTO EN CONDICIÓN SISMICA

$$P_{ae} = P + \Delta P_{ae}$$

ΔE_{ae} (T/m)	9.695
-----------------------	-------

FUERZAS VERTICALES**PESO Y MOMENTOS ESTABILIZANTES DEL MURO DE CONTENCIÓN (1m)**

Seccion	Area(m2)	γ (T/m3)	Peso(T)	Brazo(m)	Momento (T/m)
1	5.60	2.4	13.44	2.80	37.63
2	5.60	2.4	13.44	3.20	43.01
3	6.30	2.4	15.12	2.20	33.26
			42.00		113.90

PESO DEL RELLENO

$$W_r = V \cdot \gamma$$

W_r (T/m)	25.200
-------------	--------

PESO DEL RELLENO (PASIVO)

$$W_r = Vp \cdot \gamma$$

W_r (T/m)	0.400
-------------	-------

PESO DE LA SOBRECARGA

$$W_s = qL = q(c + T)$$

W_s (T/m)	2.800
-------------	-------

$$R_v = \left(\sum P + W_r + W_s + W_{rp} \right)$$

R_v (T/m)	78.111
-------------	--------

FUERZAS HORIZONTALES**COMPONENTES DE EMPUJE PASIVO**

E_{px} (T/m)	5.400
----------------	-------

E_{py} (T/m)	2.109
----------------	-------

EMPUJE ACTIVO TOTAL

$$E_t = (E_a + E_p + E_s)$$

E_t (T/m)	24.877
-------------	--------

MOMENTO ESTABILIZANTE

M_e	278.757
-------	---------

MOMENTO ACTUANTE

M_v	101.698
-------	---------

FUERZA DE ROCE (Fr)

$$F_r = \mu(R_v + E_{av}) + C' \cdot B + Ep$$

$$\mu = \text{tg } \delta$$

$$C' = 0.50C$$

μ	0.39
B(m)	5.60
$\delta(^{\circ})$	21.33
C'(ton/m2)	0.000
ΣFR (ton/m2)	40.641

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO (FSD)

$$FSD = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_H}$$

FSD	1.634
FSD (CE0.20)	1.250
CONDICIÓN	CUMPLE

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO (FSV)

$$FSV = \frac{\Sigma M_e}{\Sigma M_v}$$

FSV	2.741
FSV (CE0.20)	1.500
CONDICIÓN	CUMPLE

PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA RESULTANTE Xr

$$e_x = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_0}{\Sigma V}$$

$$e_{max} = \frac{B}{6}$$

ex	0.533
emax	0.933
CONDICIÓN	CUMPLE

PRESIÓN DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACIÓN ESF. MAX Y MIN

$$\sigma_{Max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6 e_x}{B} \right)$$

$$\sigma_{Min} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6 e_x}{B} \right)$$

σ max (Kg/cm2)	2.192
-----------------------	-------

σ min (Kg/cm2)	0.598
-----------------------	-------

CAPACIDAD DE CARGA DE VESIC

$$q_u = C' \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + g \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

B	5.60
L	10
Df	1.2
ϕ	32
C	0
γ	2

ϕ' (°)	2
N_c	35.49
N_q	23.18
N_γ	30.22

*Datos según Tabla de factores de capacidad

FACTOR FORMA

$$S_c = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{N_q}{N_c} \right)$$

$$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) (\tan \phi') \quad S_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right)$$

S_c	1.37
S_q	1.35
S_γ	0.78

FACTOR PROFUNDIDAD

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2k \tan\phi'(1 - \sin\phi')^2$$

$$d_\gamma = 1$$

D/B	0.21
d _c	1.09
d _q	1.06
d _γ	1.00

FACTOR INCLINACIÓN

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2$$

$$\psi = \text{Tan}^{-1}\left(\frac{P_a \cdot \cos\alpha}{\Sigma V}\right)$$

FH	24.88
FV	78.11
FH/FV	0.32
β	17.67
i _c	0.646
i _q	0.646
i _γ	0.201

CAPACIDAD DE CARGA DE VESIC

qu (Kg/cm ²)	7.773
qadm(Kg/cm ²)	3.109
qmax(Kg/cm ²)	2.192

PARA CARGAS ESTATICAS

FS cargas estaticas	2.5
---------------------	-----

DEBE CUMPLIRSE

FS carga	>	3	CUMPLE
3.55	>	3	
q max	<	q adm	CUMPLE
2.192	<	3.109	

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

Anexo N° 15: Factores de seguridad para isoaceleración 0.24 g.

Método	Tipo de Muro	Ángulo del Talud (°)	Factor de seguridad al desplazamiento (FSD)	Factor de seguridad al Volcamiento (FSV)	q _u (Kg/cm ²)	q _{adm} (Kg/cm ²)	q _{max} (Kg/cm ²)	q _{min} (Kg/cm ²)	Et (Ton/m)
M-O	GRAVEDAD	0	4.064	4.048	10.956	4.382	0.916	0.755	4.401
		10	2.965	3.320	9.269	3.707	1.103	0.599	6.179
		15	2.432	2.876	8.055	3.222	1.271	0.459	7.689
	VOLADIZO	0	2.391	4.044	11.130	4.452	1.672	1.095	16.414
		10	1.947	3.341	9.392	3.757	1.972	0.846	20.736
		15	1.692	2.902	8.147	3.259	2.241	0.621	24.417
SEED Y WHITMAN	GRAVEDAD	0	3.693	3.746	10.477	4.191	0.983	0.697	4.880
		10	2.755	3.103	8.829	3.532	1.178	0.535	6.705
		15	2.291	2.714	7.671	3.069	1.347	0.394	8.228
	VOLADIZO	0	2.244	3.737	10.609	4.243	1.786	0.997	17.640
		10	1.845	3.116	8.918	3.567	2.097	0.739	22.082
		15	1.617	2.732	7.736	3.094	2.369	0.511	25.796
RICHARDS Y ELMS	GRAVEDAD	0	4.064	4.048	10.956	4.382	0.916	0.755	4.401
		10	2.965	3.320	9.269	3.707	1.103	0.599	6.179
		15	2.432	2.876	8.055	3.222	1.271	0.459	7.689
	VOLADIZO	0	2.391	4.044	11.130	4.452	1.672	1.095	16.414
		10	1.947	3.341	9.392	3.757	1.972	0.846	20.736
		15	1.692	2.902	8.147	3.259	2.241	0.621	24.417

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

Anexo N° 16: Factores de seguridad para isoaceleración 0.28 g.

Método	Tipo de Muro	Ángulo del Talud (°)	Factor de seguridad al desplazamiento (FSD)	Factor de seguridad al Volcamiento (FSV)	qu (Kg/cm ²)	q adm (Kg/cm ²)	q max (Kg/cm ²)	q min (Kg/cm ²)	Et (Ton/m)
M-O	GRAVEDAD	0	3.834	3.862	10.668	4.267	0.956	0.720	4.686
		10	2.777	3.126	8.878	3.551	1.169	0.543	6.645
		15	2.252	2.668	7.558	3.023	1.370	0.374	8.393
	VOLADIZO	0	2.301	3.855	10.816	4.327	1.740	1.037	17.144
		10	1.856	3.140	8.970	3.588	2.083	0.751	21.929
		15	1.596	2.684	7.615	3.046	2.408	0.477	26.219
SEED Y WHITMAN	GRAVEDAD	0	3.464	3.553	10.139	4.055	1.033	0.654	5.232
		10	2.576	2.917	8.415	3.366	1.252	0.472	7.229
		15	2.128	2.524	7.187	2.875	1.450	0.306	8.957
	VOLADIZO	0	2.149	3.541	10.243	4.097	1.869	0.925	18.541
		10	1.756	2.923	8.473	3.389	2.221	0.632	23.422
		15	1.527	2.534	7.219	2.888	2.542	0.362	27.663
RICHARDS Y ELMS	GRAVEDAD	0	3.834	3.862	10.668	4.267	0.956	0.720	4.686
		10	2.777	3.126	8.878	3.551	1.169	0.543	6.645
		15	2.252	2.668	7.558	3.023	1.370	0.374	8.393
	VOLADIZO	0	2.301	3.855	10.816	4.327	1.740	1.037	17.144
		10	1.856	3.140	8.970	3.588	2.083	0.751	21.929
		15	1.596	2.684	7.615	3.046	2.408	0.477	26.219

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.

Anexo N° 17: Factores de seguridad para isoaceleración 0.32 g.

Método	Tipo de Muro	Ángulo del Talud (°)	Factor de seguridad al desplazamiento (FSD)	Factor de seguridad al Volcamiento (FSV)	q _u (Kg/cm ²)	q _{adm} (Kg/cm ²)	q _{max} (Kg/cm ²)	q _{min} (Kg/cm ²)	Et (Ton/m)
M-O	GRAVEDAD	0	3.612	3.678	10.362	4.145	1.000	0.683	4.998
		10	2.592	2.933	8.454	3.381	1.245	0.478	7.179
		15	2.068	2.455	7.000	2.800	1.492	0.270	9.256
	VOLADIZO	0	2.211	3.668	10.484	4.194	1.814	0.973	17.942
		10	1.764	2.940	8.514	3.406	2.209	0.642	23.294
		15	1.549	2.462	7.020	2.808	2.613	0.301	28.427
SEED Y WHITMAN	GRAVEDAD	0	3.253	3.372	9.795	3.918	1.085	0.610	5.603
		10	2.409	2.740	7.991	3.196	1.332	0.404	7.797
		15	1.972	2.343	6.684	2.674	1.567	0.207	9.783
	VOLADIZO	0	2.058	3.357	9.872	3.949	1.957	0.850	19.490
		10	1.670	2.741	8.019	3.208	2.356	0.516	24.877
		15	1.539	2.345	6.686	2.674	2.738	0.193	29.778
RICHARDS Y ELMS	GRAVEDAD	0	3.442	3.678	9.958	3.983	0.751	0.683	4.998
		10	2.787	2.933	9.121	3.648	1.654	0.478	7.179
		15	2.455	2.455	8.627	3.451	2.540	0.270	9.256
	VOLADIZO	0	1.764	3.357	8.140	3.256	0.908	0.973	17.942
		10	1.634	2.741	7.773	3.109	2.192	0.642	23.294
		15	1.558	2.345	7.559	3.023	3.386	0.301	28.427

Fuente: Elaboración propia empleando el software Microsoft Excel.