



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**“Análisis comparativo de estructuras de contención y propuesta de
diseño en el distrito de Independencia, Lima en el 2016”**

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

AUTOR:

Yuzhen Andy Escobar Licapa

ASESOR:

Dr. Abel Alberto Muñoz Paucarmayta

LINEA DE INVESTIGACION:

Diseño sísmico y estructural

Lima – Perú

2018

Página del Jurado

	ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS	Código : FO6-PP-PR-02.02 Versión : 09 Fecha : 23-03-2018 Página : 1 de 1
---	--	---

El Jurado encargado de evaluar la tesis presentada por don(a)

Yuzhen Nady Escobar Licapa

cuyo título es:

Análisis comparativo de estructuras de contención y propuesta de diseño en el distrito de Independencia Lima en el 2016

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el estudiante, otorgándole el calificativo de: 14 (número) Catorce (letras).

Trujillo (o Filial)..... 07 de Julio del 2016..


PRESIDENTE

Dr. Gerardo E. Cancho Zuñiga


SECRETARIO

Mg. José L. Benites Zuñiga


VOCAL

Dr. Abel A. Muñoz Paucarmenta

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Responsable del SGC	Aprobó	Vicerrectorado de Investigación
---------	----------------------------	--------	---------------------	--------	---------------------------------

DEDICATORIA

A Dios por concederme la oportunidad de concluir con esta etapa importante en mi vida.

A mi familia por enseñarme a perseverar y alcanzar mis metas sin rendirme ni una sola vez.

AGRADECIMIENTO

A mi asesor, Dr. Abel Alberto Muñiz Paucarmayta, por su experiencia compartida y apoyo brindado para la realización del presente trabajo de graduación.

A la facultad de Ingeniería de la Universidad Cesar Vallejo, por permitir mi formación académica en el campo de la ingeniería.

A mi familia darme la oportunidad de alcanzar uno de mis objetivos trazados en la vida.

DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD

Yo **Yuzhen Andy Escobar Licapa** con DNI N° 45427386 a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, declaro bajo juramento que toda la documentación que acompaño es veraz y auténtica.

Así mismo, declaro también bajo juramento que todos los datos e información que se presenta en la presente tesis son auténticos y veraces.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad César Vallejo.

Lima, 07 de julio del 2018

YUZHEN ANDY ESCOBAR LICAPA



PRESENTACIÓN

Señores miembros del Jurado:

En cumplimiento del Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo presento ante ustedes la Tesis titulada “Análisis comparativo de estructuras de contención y propuesta de diseño en el distrito de Independencia, Lima en el 2016”, la misma que someto a vuestra consideración y espero que cumpla con los requisitos de aprobación para obtener el título Profesional de Ingeniero Civil.

El Autor

ÍNDICE

PAGINA DEL JURADO	ii
DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTO	iv
DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD	v
PRESENTACIÓN	vi
INDICE	vii
RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii
I. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Realidad problemática	2
1.2 Trabajos previos	4
1.3 Teorías relacionadas al tema	7
1.3.1 Métodos convencionales de diseño de muros de contención	7
1.3.1.1 Teoría de Coulomb	7
1.3.1.2 Teoría de Rankine	11
1.3.1.3 Métodos de Mononobe - Okabe.....	13
1.3.2 Estructuras de contención	15
1.3.2.1 Parámetros Geotécnicos	15
1.3.2.2 Tipos de muros de contención	17
1.3.2.3 Parámetros Geométricos	19
1.3.2.4 Verificación de estabilidad de estructuras de contención	20
1.4 Formulación del problema.....	25

1.5 Justificación de estudio	25
1.6 Hipótesis general y específicos.....	26
1.7 Objetivos general y específicos.....	26
II. MÉTODO	28
2.1 Diseño de investigación	29
2.2 Variables, operacionalización.....	30
2.3 Población y muestra.....	31
2.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad	32
2.5 Método de análisis de datos.....	35
2.6 Aspectos éticos.....	35
III RESULTADOS	36
3.1 Breve descripción de la zona de trabajo.....	37
3.2 Trabajos previos	38
3.3 Análisis de información	41
3.3.1 Análisis por Teoría de Coulomb.....	41
3.3.2 Análisis por Teoría de Rankine	60
3.3.3 Análisis por Mononobe - okabe	79
3.3.4 Análisis comparativo por métodos empleados	101
IV DISCUSIÓN	108
V CONCLUSIÓN	112
VI RECOMENDACIONES	114
VII REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	116
ANEXOS	

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Panorámico AAHH villa el Ángel	3
Figura 2: Detalle de ubicación	3
Figura 3: Plano de falla según coulomb	8
Figura 4: Ángulos que intervienen en Coulomb.....	10
Figura 5: Ángulos que intervienen en Rankine.....	12
Figura 6: Zonificación Sísmica del Perú	14
Figura 7: Tipos de muros convencionales.....	19
Figura 8: Dimensiones tentativas para diseño a gravedad.....	20
Figura 9: Volteo por efecto del empuje del suelo	21
Figura 10: Deslizamiento de estructura.....	22
Figura 11: Excentricidad y Presión.....	24
Figura 12: Geometría transversal del muro tipo 1 - Coulomb.....	42
Figura 13: Geometría transversal del muro tipo 2 - Coulomb.....	48
Figura 14: Geometría transversal del muro tipo 3 - Coulomb.....	54
Figura 15: Geometría transversal del muro tipo 1 - Rankine.....	61
Figura 16: Geometría transversal del muro tipo 2 - Rankine.....	67
Figura 17: Geometría transversal del muro tipo 3 - Rankine.....	73
Figura 18: Geometría transversal del muro tipo 1 – M. Okabe.....	80
Figura 19: Geometría transversal del muro tipo 2 – M. Okabe.....	87
Figura 20: Geometría transversal del muro tipo 3 – M. Okabe.....	94

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Parámetros geotécnicos.....	17
Tabla 2: Factores de capacidad de carga	24
Tabla 3: Escala de valores de validez	33
Tabla 4: Calculo de validez de instrumento	33
Tabla 5: Escala de valores de confiabilidad	34
Tabla 6: Calculo de cantidad de calicatas	39
Tabla 7: Resultados de laboratorio de suelos	40
Tabla 8: Detalle de progresivas topográficas proyectadas.....	40
Tabla 9: Pesos y momentos estabilizadores muro tipo 1 - Coulomb.....	45
Tabla 10: Pesos y momentos estabilizadores muro tipo 2 - Coulomb.....	51
Tabla 11: Pesos y momentos estabilizadores muro tipo 3 - Coulomb	57
Tabla 12: Detalle resultados Teoría Coulomb: muro tipo 1,2 y 3.....	59
Tabla 13: Pesos y momentos estabilizadores muro tipo 1 - Rankine	64
Tabla 14: Pesos y momentos estabilizadores muro tipo 2 - Rankine	70
Tabla 15: Pesos y momentos estabilizadores muro tipo 3 - Rankine	76
Tabla 16: Detalle resultados Teoría Rankine: muro tipo 1,2 y 3.....	78
Tabla 17: Pesos y momentos estabilizadores muro tipo 1 – M. Okabe.....	84
Tabla 18: Pesos y momentos estabilizadores muro tipo 2 – M. Okabe.....	91
Tabla 19: Pesos y momentos estabilizadores muro tipo 3 – M. Okabe.....	98
Tabla 20: Detalle resultados Método Mononobe - Okabe muro tipo 1,2 y 3.....	100
Tabla 21: Detalle resultados de los métodos convencionales.....	101

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Resultados de factores de seguridad por T. Coulomb.....	59
Gráfico 2: Resultados de factores de seguridad por T. Rankine	78
Gráfico 3: Resultados de factores de seguridad por Mononobe - Okabe.....	100
Gráfico 4: Factores de seguridad para un muro de H = 3.50 m	101
Gráfico 5: Factores de seguridad para un muro de H = 4.00 m	102
Gráfico 6: Factores de seguridad para un muro de H = 4.50 m	103
Gráfico 7: M. desestabilizadores vs FSV para un muro de H = 3.50 m.....	104
Gráfico 8: M. desestabilizadores vs FSV para un muro de H = 4.00 m.....	104
Gráfico 9: M. desestabilizadores vs FSV para un muro de H = 4.50 m	105
Gráfico 10: M. Estabilizadores vs FSD para un muro de H = 3.50 m	106
Gráfico 11: M. Estabilizadores vs FSD para un muro de H = 4.00 m	106
Gráfico 12: M. Estabilizadores vs FSD para un muro de H = 4.50 m	107

RESUMEN

La presente tesis denominada “Análisis comparativo de estructuras de contención y propuesta de diseño en el distrito de Independencia, Lima en el 2016”, surge ante la necesidad de mejorar zonas con vulnerabilidad y riesgo con el que vive la población del AAHH Villa el Ángel del Distrito de Independencia, que debido al crecimiento urbano de la zona, movimiento sísmico, existen áreas expuestas donde se encuentran localizadas las viviendas generando considerables peligros de pérdidas humanas y materiales. Por ello se realizó el análisis comparativo de 3 métodos de diseño convencionales en iteración con las necesidades geométricas de la zona haciendo un total de 50.13 ml de estructura de contención y alturas de muro de 3.5m, 4.0m y 4.5m, para lo cual se realizó estudios topográficos para su seccionamiento, exploración de suelos mediante calicatas, obteniendo como valores principales, el tipo de suelo GM arena (clasificación SUCS), el ángulo de fricción interna de 32.39° , peso específico de suelo de 2.1 T/m^3 , con lo cual se realizó el predimensionamiento, cuantificación de fuerzas y momentos estabilizadores y desestabilizadores, capacidad de carga admisible y finalmente la verificación de factores de seguridad mediante los métodos convencionales los cuales son $FSD=1.73-1.83$ y $FSV=2.21-3.12$, los cuales presentan un coeficiente de variación para $CV_{FSV} = 13.87 \%$ y $CV_{FSD} = 2.07 \%$. Donde se obtuvo como resultado valores optimizados y de mayor confiabilidad al del método de Mononobe – okabe respecto a los otros métodos.

PALABRAS CLAVE: Deslizamiento, Volteo, Excentricidad, Carga admisible.

ABSTRACT

This thesis entitled "Comparative analysis of containment structures and design proposal in the district of Independencia, Lima in 2016", arises from the need to improve areas with vulnerability and risk that the population of the AAHH lives Villa El Ángel del District of Independence, that due to the urban growth of the zone, seismic movement, exist exposed areas where the houses are located generating considerable dangers of human and material losses. Therefore, a comparative analysis of 3 conventional design methods in iteration with the geometric needs of the area was made, making a total of 50.13 ml of containment structure and wall heights of 3.5m, 4.0m and 4.5m, for which topographic studies for its sectioning, soil exploration through pits, obtaining as main values, the GM sand type soil (SUCS classification), the internal friction angle of 32.39° , specific soil weight of 2.1 T / m^3 , with which pre-dimensioning, quantification of stabilizing and destabilizing forces and moments, admissible load capacity and finally the verification of safety factors by conventional methods which are $FSD = 1.73-1.83$ and $FSV = 2.21-3.12$, which have a coefficient variation for $CV FSV = 13.87\%$ and $CV FSD = 2.07\%$. Where, as a result, optimized and more reliable values were obtained to the Mononobe - okabe method with respect to the other methods.

KEYWORDS: Sliding, Flipping, Eccentricity, Permissible load.

I INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática.

En el Perú y en otras partes del mundo, los suelos han sufrido con el pasar del tiempo sucesivas erosiones, filtraciones, deslizamientos, asentamientos y otros efectos causados por la naturaleza que definen las características actuales de éstos y que muchas veces ocasionan daños a estructuras que estén cimentadas sobre ellos o cerca de los mismos. Es por lo cual que, desde el punto de vista de ingeniería, en este tipo de proyectos de construcción se necesitan métodos o técnicas que den solución a estos problemas, como la construcción de estructuras de retención, estabilización y refuerzo de suelos.

En Europa y Estados Unidos se han desarrollado las técnicas para este tipo de estructuras, por medio de observaciones e investigaciones tanto analíticas como experimentales que ayudan a mejorar su desempeño ante las exigencias a las cuales generalmente son sometidas y solicitadas.

Del mismo modo el crecimiento poblacional y económico del Perú ha generado la necesidad de construir un mayor número de edificaciones y vías de comunicación sobre el territorio nacional. Esto implicó a realizar proyectos en zonas de riesgo, tales como laderas de ríos y faldas de cerros, donde la topografía del terreno produce dificultades para la ejecución de las obras y también los fenómenos naturales como derrumbes e inundaciones provocan grandes pérdidas económicas y humanas. Además de esto se le suma que nuestro país se ubica en una zona altamente sísmica, por causa de la interacción de las placas tectónicas Sudamericana y de Nazca, intensificando los problemas ya mencionados.

Por lo cual, explorando una forma de mitigar estos efectos, se derivó en el uso de muros de contención. Estas son aquellas estructuras diseñadas y construidas para soportar la presión lateral del suelo cuando hay un cambio en la elevación del terreno que excede el ángulo de reposo de este. El uso generalizado de muros de contención no solo ayuda a abarcar algún evento potencialmente catastrófico, sino también a preverlo y evitar su ocurrencia.

Así también en el distrito de Independencia el cual presenta un crecimiento poblacional considerable con una cantidad de 216822 habitantes al 2015,

fuentes INEI, concentradas también por consecuencia de la densidad poblacional en las zonas de laderas, principal problema inminente el cual en caso de algún deslizamiento de terreno podría generar pérdidas tanto en infraestructura, vivienda y lo más importantes vidas humanas.

Por lo tanto, la presente investigación, está orientada a desarrollar el análisis comparativo de muros de contención a gravedad, al relacionar los métodos convencionales en diferentes parámetros según la zona, para así determinar la influencia de cada factor. Finalmente, al interpretar los resultados obtenidos se podrá aportar y dar recomendaciones acerca del análisis y diseño de muros de contención y asegurar una mayor confiabilidad de estas.



Figura 1: Panorámico AAHH villa el Ángel
Fuente: Elaboración propia



Figura 2: Detalle de ubicación
Fuente: Elaboración propia

1.2. Trabajos previos

Para llevar a cabo la investigación sobre Análisis comparativo de estructuras de contención y propuesta de diseño en el distrito de Independencia, Lima en el 2016, se tomó en cuenta investigaciones nacionales desarrolladas tales como:

(Ballón Benavente, y otros, 2017), en su tesis **titulada**: "Análisis de estabilidad de muros de contención de acuerdo a las zonas sísmicas del Perú", con motivo de optar el título de Ingeniero Civil de la Universidad Peruana De Ciencias Aplicadas del Perú, donde fijo como **objetivo** determinar la respuesta sísmica de muros de contención en voladizo en cada zona sísmica del Perú aplicando la **metodología** de iteración de factores que intervienen en el diseño de muros de contención tales como la altura, talud de terreno, zona sísmica haciendo así un total de 27 análisis, donde obtuvo como **resultado** que las dimensiones del muro se incrementan en relación a las fuerzas, debido a que la estabilidad del muro está relacionado con ambos parámetros y además **concluyo** que la influencia del sismo genera un mayor dimensionamiento del muro para cumplir las verificaciones por estabilidad con los factores de seguridad requeridos.

(Bernuy Ramirez, y otros, 2015), en su tesis **titulada**: "Estabilización de ladera con muros de contención y estudio de impacto ambiental para la protección de viviendas en el barrio de San Isidro del Distrito de San Marcos – Huari, Ancash", con motivo de optar el título de Ingeniero Civil de la Universidad Privada Antenor Orrego, donde fijo como **objetivo** estabilizar laderas con muros de contención de dimensiones requeridas según área vulnerables con el fin de mitigar el impacto ambiental y proteger a las viviendas del sector, para lo cual aplico una **metodología** determinando las zonas que se encuentran vulnerables y en riesgo debido al crecimiento urbano existente principalmente además de las fuertes precipitaciones existentes, así mismo obtuvo **resultados** mediante calicatas como la presión admisible del terreno es de 1.67 kg/cm², la cual es un terreno arcilloso, por lo cual **concluye** modelar diseños de muros de contención para alturas requeridas según la ubicación de las viviendas en el

área ya que influyen aspectos importantes como el crecimiento urbano, movimiento sísmico, precipitaciones que debilitan el terreno en zonas críticas.

(Villar Arana, 2015), en su tesis **titulada**: "Comparación del comportamiento estructural de muros de contención en voladizo y con contrafuertes", con motivo de optar el título de Ingeniero Civil de la Universidad Nacional de Cajamarca, donde fijo como **objetivo** analizar en comportamiento estructural de muros de contención en voladizo y contrafuertes aplicando una **metodología** sometiendo a las estructuras a cargas de empuje de tierras y sismo mediante características generales similares en cada estructura, obteniendo como **resultados** que desplazamientos máximos laterales en la pantalla del muro de contención con contrafuertes es menor que el desplazamiento máximo lateral en la pantalla del muro de contención en voladizo, así mismo que los momentos máximos de volteo en el muro de contención con contrafuertes es menor con respecto al muro de contención en voladizo por lo cual **concluye** que los muros de contención con contrafuertes tienen un mejor comportamiento estructural que los muros de contención en voladizo, de este modo logrando un mayor protección de las estructuras que salvaguardan pues presentan menores parámetros de riesgo como desplazamiento, momentos y esfuerzos.

Del mismo modo se tomó en cuenta investigaciones internacionales, tales como:

(Barrera Jo, 2010), en su tesis **titulada**: "Estudio comparativo de costos de muros de contención de concreto reforzado y de mampostería de block reforzado", con motivo de optar el título de Ingeniero Civil de la Universidad de San Carlos de Guatemala, donde fijo como **objetivo** analizar los costos tanto de materiales y mano de obra entre el muro de contención de concreto reforzado y el muro de contención con mampostería de block reforzado, para precisar cuál es más económico para lo cual aplico una **metodología** logrando que ambos muros de contención alcancen mismos parámetros de seguridad y parámetros geométricos para desarrollar un análisis confiable dando como **resultados** que los precios unitarios por m² cuadrado con respecto a materiales y mano de obra en muros de mampostería de block reforzado son menores respecto al concreto reforzado por lo cual **concluye** que fue

indispensable obtener mismos factores para realizar un comparativo confiable dando al de mampostería de block reforzado más económico.

Así también (Lucero Pardo, y otros, 2012), en su tesis **titulada**: "Análisis y diseño de muros de contención", con motivo de optar el título de Ingeniero Civil de la Universidad Central de Ecuador, donde fijo como **objetivo** elaborar un manual práctico de análisis y diseño de muros de contención y revestimiento, con la finalidad de que tanto el estudiante de ingeniería, como el profesional de la especialidad, tengan una guía para resolver de la manera más apropiada y práctica los distintos diseños que se desarrollen para lo cual aplico una **metodología** analizando diversos tipos de muros de contención tales como: muros a gravedad, muros en voladizo, muros con contrafuertes, entre otros tomando en cuenta diferentes solicitudes y de igual modo desarrollo un análisis técnico y económico, donde obtuvo como **resultados** que el diseño de un muro de contención depende principalmente de las características de la estructura y del relleno a soportar, así también existe una diferencia de precio en el orden del 20% y 72% más caro el muro con contrafuerte con relación al muro en Cantiliver y el muro a gravedad, respectivamente por lo cual **concluye** que la selección adecuada de un tipo de muro dependerá de la función que deba cumplir, así como también de las condiciones imperantes del suelo, materiales de construcción disponibles, tipos de carga, facilidad constructiva, economía y de cualquier forma para tener certeza de una adecuada selección, es necesario realizar previamente prediseños antes de proceder al diseño definitivo.

Del mismo modo (Palacios Zambrano, y otros, 2015), en su tesis **titulada**: "Diseño de dos muros de contención para el proyecto ciudad casa de la cultura de la ciudad de Portoviejo, provincia de Manabí 2014- 2015", con motivo de optar el título de Ingeniero Civil de la Universidad Técnica de Manabí, donde fijo como **objetivo** diseñar muros de contención para prevenir deslaves e inundaciones y un portante, que soportara la edificación del teatro en la Casa de la Cultura de Portoviejo en la Provincia de Manabí para lo cual aplico una **metodología** analizando el estudio topográfico de la zona, estudio de suelos y modelo arquitectónico para muros en voladizo donde obtuvo como **resultados** diseños que cumplieron con los factores y parámetros según norma para las

distintas secciones por lo cual **concluye** que la estructura fue diseñada para cumplir los parámetros establecidos en el American Concrete Institute 318S – 08 en conjunto con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11 y con el apoyo de software de ingeniería y programas utilitarios.

1.3. Teoría relacionada al tema

Se ha desarrollado un marco teórico tomando en cuenta los planteamientos teóricos aprendidos y enfoques relacionados al tema fundamental y con respecto a las variables escogidas.

1.3.1 Métodos convencionales de diseño de muros de contención.

Existen diferentes teorías para la obtención de presiones, entre las que predominan las debidas a Coulomb y Rankine. Para ambas teorías se establecen diferentes hipótesis del problema, que conllevan a cierto grado de error, pero generan valores de empuje que en análisis entran dentro de los márgenes de seguridad. (Palacios Zambrano, y otros, 2015 p. 24).

Del mismo modo se elaboraron las bases de análisis pseudo-estático para calcular las presiones sísmicas que generan los suelos sobre los muros de contención, originando al Método de Mononobe – Okabe. (Lucero Pardo, y otros, 2012 p. 34).

1.3.1.1 Teoría de Coulomb

En el año 1776 el francés Charles Coulomb publicó la primera teoría racional para determinar empujes de tierra y mecanismos de falla de masas de suelo, cuya validez y veracidad se mantiene hasta ahora, el trabajo en ese entonces se tituló: “Ensayo sobre una aplicación de las reglas de máximos y mínimos a algunos problemas de Estática, relativos a la Arquitectura”. (Lucero Pardo, y otros, 2012 p. 24).

La teoría de Coulomb sobre el empuje de tierras se sostiene en las siguientes hipótesis:

- 1) El suelo se considera como masa isótropa y homogénea, presenta fricción interna y cohesión.
- 2) La superficie de falla en el suelo es plana. Si bien esto no es exacto, simplifica el empleo de la teoría.
- 3) Las fuerzas de fricción se distribuyen de manera homogénea a lo largo del plano de falla, siendo ϕ el ángulo de fricción interna del suelo.
- 4) La cuña de falla presenta comportamiento similar a un cuerpo rígido.
- 5) La cuña de falla se desarrolla a lo largo de la pared interna del muro, generando fricción entre muro y suelo. δ representa al ángulo de fricción entre suelo - muro, conocido también como ángulo de rugosidad.
- 6) La falla es un problema de deformación plana, y el muro se considera de longitud infinita.

La teoría de Coulomb se fundamenta en la hipótesis de que los empujes desempeñados en la pantalla de un muro son a causa del peso parcial de la cuña de tierra que desliza, por motivo de la falla del suelo por cizallamiento o fricción. Si bien el deslizamiento se genera usualmente a lo largo de una superficie curva, en forma de espiral logarítmica, se consigue una simplificación de la teoría al presumirla plana, y se designa por plano de falla, de rotura o de cizallamiento.

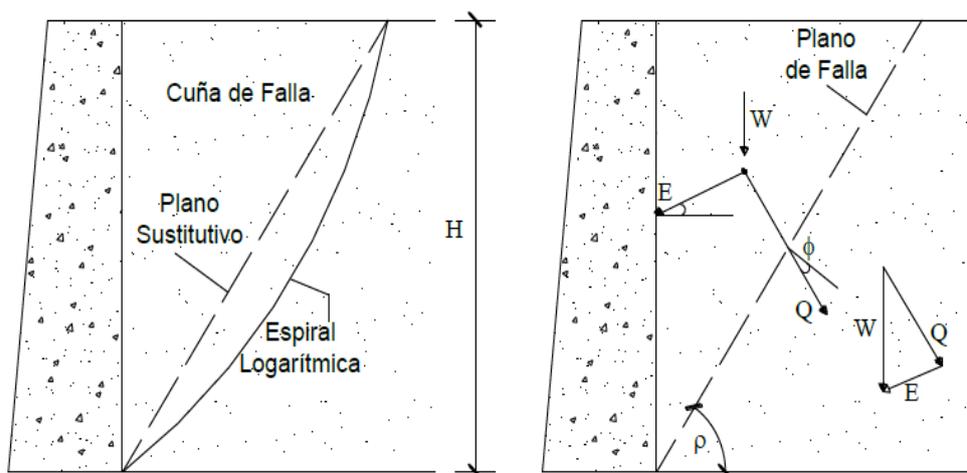


Figura 3: Plano de falla según coulomb

Fuente: (Lucero Pardo, y otros, 2012 p. 25)

La cuña de tierra, restringido por las áreas de esfuerzo cortante, se mueve hacia la parte inferior en la dirección del muro, a medida que éste se aleja del suelo.

El peso (W) de la cuña resulta suponiendo que el plano de falla forma un ángulo (p) con la horizontal, y considerando la dirección de W como vertical. W se divide en dos fuerzas: la fuerza (E) que representa el empuje contra el muro y forma el ángulo δ con la fuerza normal del paramento interno, y la fuerza (Q), que forma el ángulo ϕ con la normal al plano de falla. La magnitud de E y de Q pueden calcularse gráficamente, mediante la construcción de un polígono de fuerzas.

El Angulo de fricción para suelo - muro vale aproximadamente:

$\delta = 1/2 \phi$ a $2/3 \phi$, para superficies parcialmente rugosas de concreto.

Así también para superficies piedras rugosas, $\delta \sim \phi$.

Cuando el área del muro es lisa, pulida, o fue pintada con aceite, resulta $\delta = 0$.

Las ecuaciones para resolver los empujes, tanto activo como pasivo de tierras en estudio, según la teoría de Coulomb vienen a ser las siguientes:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad ; \quad E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (\text{Ec. 1})$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right)^2} \quad (\text{Ec. 2})$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right)^2} \quad (\text{Ec. 3})$$

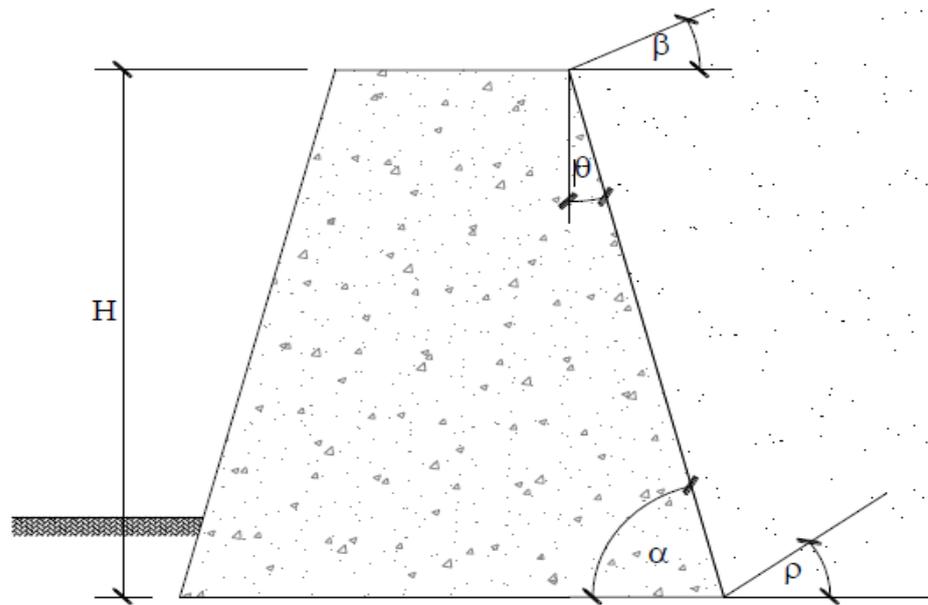


Figura 4: Ángulos que intervienen en Coulomb

Fuente: (Lucero Pardo, y otros, 2012 p. 26)

Donde:

K_a = Coeficiente de empuje activo

K_p = Coeficiente de empuje pasivo

α = Ángulo de inclinación del pantalla o paramento interno

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo

δ = Ángulo de fricción entre suelo - muro, el cual se debe a la rugosidad de las paredes del muro.

β = Ángulo conformado por la superficie del relleno con la horizontal, o ángulo de talud natural del suelo.

γ = Peso específico del suelo

H = Altura del muro

Para el caso de un muro con pantalla o paramento vertical interno, muy liso y cuña con superficie horizontal: $\alpha = 90^\circ$; $\delta = 0$; $\beta = 0$

Debe aclararse, sin embargo, que el principal motivo de error en los resultados alcanzados al hallar la magnitud de los empujes aplicando la

teoría de Coulomb, se debe deducir que el suelo es una masa isótropa y homogénea, y que el área de falla es plana. Por otro lado, esta teoría no contempla la magnitud de la cohesión del suelo para hallar los empujes activo y pasivo.

1.3.1.2 Teoría de Rankine

William Rankine en 1857 publica su estudio de suelos, la cual considerando a la masa de suelo como si estuviera en un equilibrio plástico, la cual evalúa como el mínimo estado de equilibrio en el que se desarrolla el suelo antes de la rotura. (Guevara Anzules, 2009 p. 18).

Los estados de equilibrio plástico presentan importancia en la práctica en el momento que se va a proyectar un muro de contención. El suelo inmediato que depende sea el caso conforma parte de un terraplén o es de relleno, el cual se coloca siempre posteriormente construido el muro, en el momento que se ejecuta el relleno, el muro soporta alguna deformación por medio del efecto de la presión generada por el relleno mencionado. La magnitud del empuje obedece no solamente de la naturaleza del terreno y a la altura del muro, sino también al desplazamiento o deformación que soporta el muro. Si éste no se deforma es posible que la presión del terreno conserve para siempre un valor cercano al que le corresponde al mismo suelo en reposo.

Sin embargo, cuando el muro comienza a soportar deformaciones para su estabilidad, se agregan las condiciones de deformación para que el terreno adyacente cambie del estado de reposo al equilibrio plástico. Por este motivo, si un muro de contención puede soportar el empuje activo, el muro es considerado como estable.

Pese a que el área de contacto con el suelo de todos los muros es rugosa, mediante un supuesto como liso, pueden obtenerse valores aproximados del empuje activo.

La teoría de Rankine para hallar la magnitud de los empujes del suelo sobre los muros es más sencilla respecto a la de Teoría de Coulomb, porque se basa en las hipótesis:

- 1) El suelo es considerado como una masa isótropa - homogénea
- 2) No considera la fricción entre el suelo - muro
- 3) El paramento o pantalla interna del muro siempre es vertical, en resumen, se supone $\alpha = 90^\circ$.
- 4) La fuerza resultante del empuje es aplicada a $1/3$ de la altura del muro, la cual inicia desde la base.
- 5) El sentido del empuje se considera paralela a la inclinación de la superficie del relleno, donde configura el ángulo β con la horizontal.

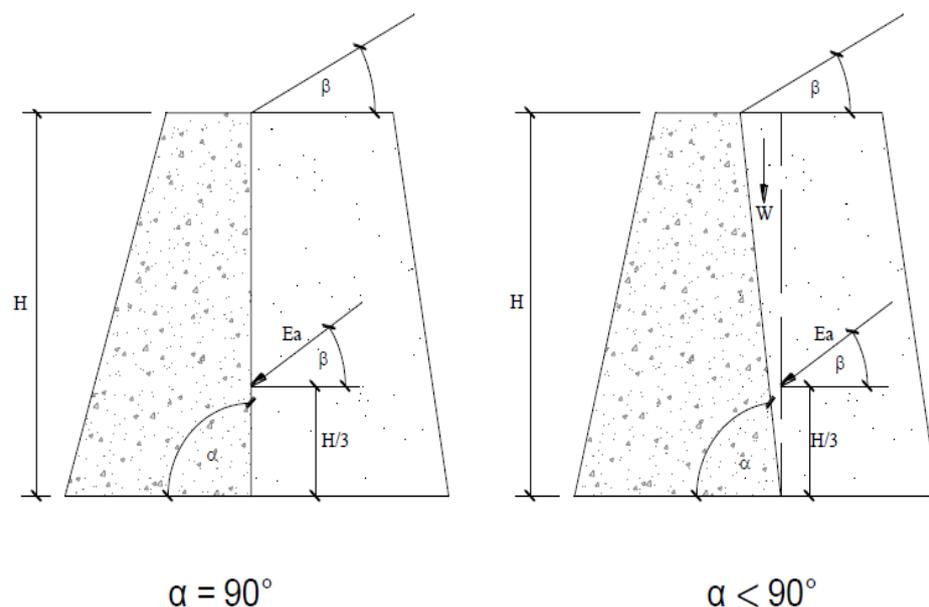


Figura 5: Ángulos que intervienen en Rankine

Fuente: (Lucero Pardo, y otros, 2012 p. 29)

Según la teoría de Rankine, los empujes activos, pasivo y coeficientes resultan:

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \quad ; \quad E_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p \quad (\text{Ec. 4})$$

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \quad (\text{Ec. 5})$$

$$K_p = \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \quad (\text{Ec. 6})$$

1.3.1.3 Método de Mononobe – okabe

Se puede contemplar a este como un método simplificado y estimado para encontrar las presiones sísmicas en un muro de retención, así como una extensión de la teoría estática de Coulomb para condiciones pseudo-estáticas. Se debe tener en cuenta que las siguientes fórmulas se consideran el suelo homogéneo y sin cohesión. (Ballón Benavente, y otros, 2017 p. 39).

Asimismo, este método tiene limitaciones con respecto a la intensidad sísmica para la cual se calcula, obteniendo como resultado un ángulo máximo para el talud de relleno.

Las fórmulas para encontrar los empujes activo y pasivo son similares a aquellas de las condiciones estáticas como se puede observar a continuación:

El coeficiente K_{ae} para la presión activa de la tierra está dado por:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \alpha)}{\cos\psi \cos^2\alpha \cos(\psi + \alpha + \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi - \beta)}{\cos(\delta + \psi + \alpha) \cos(-\beta + \alpha)}}\right)^2} \quad (\text{Ec. 7})$$

El coeficiente K_{pe} para la presión pasiva de la tierra está dado por:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi - \psi + \alpha)}{\cos\psi \cos^2\alpha \cos(\psi - \alpha + \delta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi + \beta)}{\cos(\delta + \psi - \alpha) \cos(\beta - \alpha)}}\right)^2} \quad (\text{Ec. 8})$$

Donde:

- γ = Peso unitario del suelo
- H = Alto de la estructura
- ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo
- δ = Ángulo de fricción de la estructura - suelo
- α = Inclinación de la cara posterior de la estructura
- β = Inclinación de la pendiente

k_v = Coeficiente sísmico de la aceleración vertical

k_h = Coeficiente sísmico de la aceleración horizontal

ψ = Ángulo de inercia sísmico

$\Psi = \tan^{-1}(k_h / 1 - k_v)$, donde: k_h y k_v son coeficientes de rigidez sísmicos horizontal y vertical

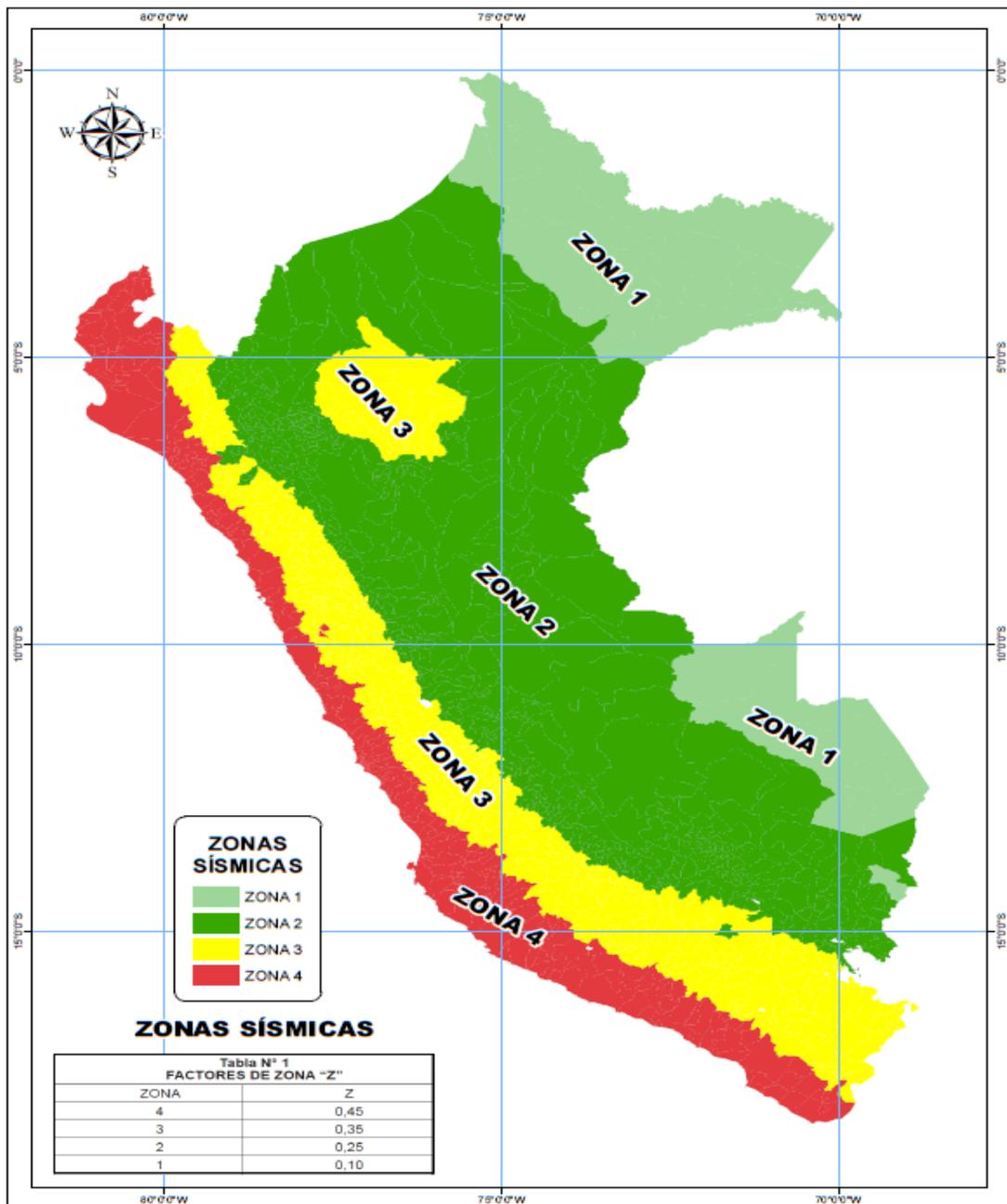


Figura 6: Zonificación Sísmica del Perú

Fuente: (Ministerio De Vivienda, 2017)

1.3.2 Estructuras de contención.

Las estructuras de contención tienen la finalidad de soportar masas de tierra, presiones laterales o empujes producidos por el material retenido detrás de ellos, básicamente la estabilidad se produce por el peso propio y al peso del material sobre el suelo de fundación. (Rosero Freire, 2015 p. 23).

Los pasos preliminares y esenciales para diseño y construcción de proyectos de ingeniería son la investigación completa y detallada del lugar de trabajo, exploración de suelos, pruebas de campo, gabinete, laboratorio y demás estudios correspondientes al área a cimentar. (Whitlow, 1998 p. 537).

Por lo cual se detallarán especificaciones y parámetros que intervienen en un diseño de muros de contención.

1.3.2.1 Parámetros geotécnicos.

El empuje de tierras o la presión que se ejerce en los muros de contención es una fuerza que depende básicamente de tres factores: el ángulo de fricción interna de los suelos, la cohesión y el peso específico de los suelos. (Baquerizo Condori, 2015 p. 61).

Por tal motivo, se pasará a precisar estos términos entre otros:

Angulo de fricción interna: Es una propiedad que se da principalmente en suelos granulares, como son las gravas y las arenas y representa al ángulo máximo de reposo que puede establecer un material granular. Así también depende principalmente de la densidad y tamaño, forma y distribución de los granos. Este valor se encuentra del estudio de mecánica de suelos, específicamente del ensayo de corte directo, el cual está basado en el círculo de Mohr-Coulomb. En la siguiente tabla se pueden observar algunos valores típicos para arenas y limos. Se representa con la letra griega " ϕ ". (Braja M, 2001 p. 63).

El ángulo de fricción interna representa la resistencia al deslizamiento generado por la fricción que existe entre las superficies de contacto de las partículas y de su densidad. Indica también que depende de la uniformidad de las partículas, del tamaño y forma de los granos y de la presión normal. (Campos Muñoz, 2011 p. 18).

Peso Específico: Representa uno de los valores de mayor importancia que afectan el empuje de tierras. Este está en función del peso del suelo y de su volumen, pudiendo dar como resultado el peso específico natural, seco o saturado dependiendo de las necesidades de diseño. Se debe tener en cuenta que a mayor profundidad del muro de contención el empuje debido al peso del suelo aumenta. (Martinez, 1991 p. 54).

El peso específico de los sólidos es una propiedad índice que debe asignarse a todos los suelos, debido a que este valor interviene en la mayor parte de los cálculos desarrollados con la mecánica de suelos, en forma relativa, con los diversos valores determinados en el laboratorio pueden clasificarse y evaluarse para el uso que se proyecte. (Crespo Villalaz, 2004 p. 41).

Capacidad Portante del suelo: El suelo recibe la carga total de una estructura, a través de la cimentación, entonces la capacidad de carga del suelo es la carga máxima que este puede resistir por unidad de área. Una vez superada la capacidad de carga el suelo sufre asentamientos o fractura, lo que ocasiona daño a la estructura. (Bernuy Ramirez, y otros, 2015 p. 43).

Al momento de analizar una cimentación se debe revisar la seguridad del terreno o área de apoyo, puntos como capacidad de carga por resistencia al corte y deformaciones, los cuales se logra verificando no exceda los límites de falla. (Beltrán Martínez, 2009 p. 61).

A continuación, se muestran algunos valores referenciales:

Tabla 1*Parámetros geotécnicos*

TIPO DE SUELO	γ (Kg/m ³)	ϕ (grados)
Arcilla suave	1440 - 1920	0° - 15°
Arcilla media	1600 - 1920	15° - 30°
Limo seco y suelto	1600 - 1920	27° - 30°
Limo denso	1760 - 1920	30° - 35°
Arena suelta y grava	1600 - 2100	30° - 40°
Arena densa y grava	1920 - 2100	25° - 35°
Arena suelta, seca y bien graduada	1840 - 2100	33° - 35°
Arena densa, seca y bien graduada	1920 - 2100	42° - 46°

Fuente: Reproducido de (Ballón Benavente, y otros, 2017 p. 24)

1.3.2.2 Tipos de estructuras de contención

Los suelos, de igual forma distintos materiales poseen un ángulo de reposo propio, por lo tanto, para hallar una pendiente mayor a proporcionada por dicho ángulo se necesita de un tipo de estructura de contención que evite el deslizamiento. (Barros, 1980 p. 11).

Los cuales pueden ser:

Muros a gravedad: Su fabricación es en base a concreto simple sin la presencia de refuerzo de acero y/o piedra, como ocurre en los gaviones. El motivo de la característica es porque la resistencia que presenta este tipo de muro se debe al peso propio de la estructura, por lo cual el volumen es considerable. Este tipo de muro presenta como ventaja la ejecución del trabajo. (Barrera Jo, 2010 p. 19).

Así también el análisis estructural de un muro a gravedad consiste en un diseño preliminar para luego ser verificada en las condiciones de estabilidad. (Harmsen, 2002 p. 364).

Muros en voladizo: Este tipo de estructura y/o muro está conformado por una estructura vertical que sostiene la tierra y se resiste en posición gracias a cimentación que presenta, en el análisis al muro vertical recibe el nombre de cortina, en la parte de la zapata se encuentra la punta el cual presiona en el suelo y el talón el cual tiende a ser elevado y también por un relleno el cual suma en la estabilidad del muro. De igual forma define que la cortina funciona como voladizo vertical, motivo por el cual su espesor aumenta directamente con la altura. (Santos López, 2013 p. 287).

De igual forma se indica que este tipo de muro es también conocido como el tipo pantalla, son de hormigón que en dimensiones generales son relativamente esbeltos, sin embargo, están armados para resistir momentos y cortantes solicitadas según diseño. (Meza Ocas, y otros, 2015 p. 116).

Muros con contrafuertes: Las estructuras son una fusión entre la pantalla del muro con la base, donde la función de la pantalla es resistir el empuje desarrollado como una losa apoyada en contrafuertes, por lo tanto, el refuerzo principal se colocará en forma horizontal. Este tipo de muros se caracterizan por ser económicos para alturas a partir de los 10 metros, también son reconocidos como un desarrollo de los muros en voladizo por características similares en aumento de dimensiones que son la altura y espesor de pantalla. (Ortega, 1990 p. 226).

Al respecto se indica que este tipo de muros representan una solución evolucionada en comparación con los muros de gravedad, donde al incrementar la altura y por lo tanto los espesores de concreto, compensa el aligerar de las piezas o componentes, siendo opción que analizar para alturas mayores a 10 m. (Vicente Vicente, 2012 p. 13).

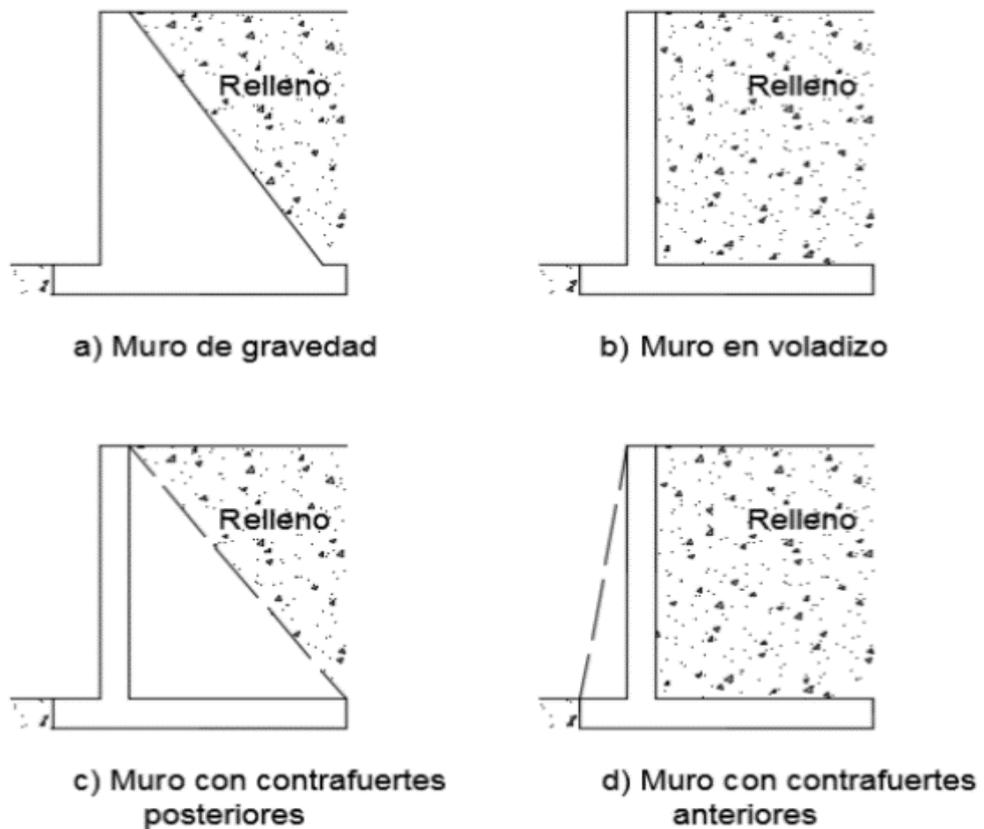


Figura 7: Tipos de muros convencionales

Fuente: (Ballón Benavente, y otros, 2017 p. 19)

1.3.2.3 Parámetros geométricos

Base: Las dimensiones de estas estructuras oscilan en 0.4 a 0.7 del valor de la altura, la cual tiene que ser suficientemente ancha para generar estabilidad en el volcamiento y deslizamiento y para generar presiones de contacto que no sobrepasen los rangos permisibles. (Torres Belandria, 2008 p. 37).

Corona: Debe tener el tamaño suficiente para en el proceso constructivo permita la fácil colocación del concreto, por lo cual los valores oscilan entre 20 y 30cm. (Torres Belandria, 2008 p. 6).

Pantalla: Se define que los muros del tipo gravedad generalmente presentan una pantalla de 5 metros como máximo, también menciona que en muros en voladizo se recomienda alturas máximas de 10 metros. (Torres Belandria, 2008 p. 5).

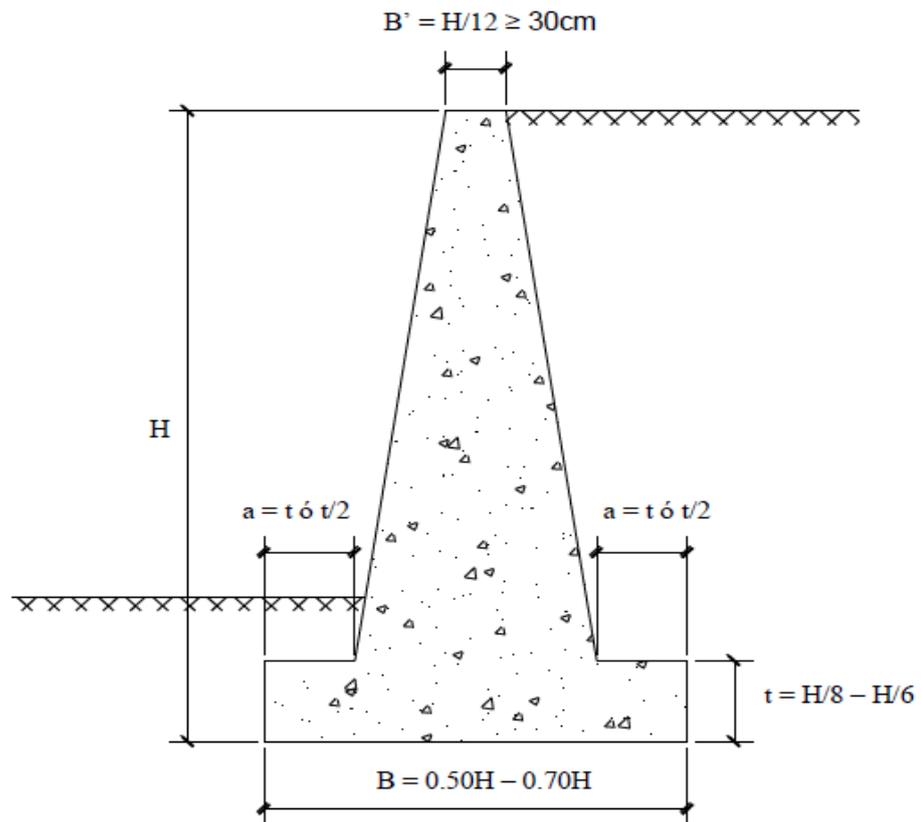


Figura 8: Dimensiones tentativas para diseño a gravedad.

Fuente: (Lucero Pardo, y otros, 2012 p. 51)

1.3.2.4 Verificación de estabilidad de estructuras de contención

Las estructuras de contención tienen como función principal resistir presiones laterales o empujes, por lo cual su estabilidad se debe principalmente al peso propio y de igual forma al peso del material de fundación. (Sánchez Henríquez, y otros, 2009 p. 124).

Por lo cual verifican 3 puntos importantes en el momento de un diseño:

Seguridad al volcamiento: La tendencia a volcar es producida por el empuje activo, el cual es originado por la componente horizontal dando origen al momento de vuelco. Para este parámetro no se considera empujes pasivos debido a que tienden a dar estabilidad al muro por ser en distinta acción, de igual forma la componente vertical ya que disminuye el efecto de volteo. (Rojas Martínez, 2009 p. 26)

$$FSV = \frac{Me}{Mv} \geq (2.0) \quad (\text{Ec. 9})$$

Donde:

FSV: Factor de seguridad al volcamiento.

Me: Momento estabilizador.

Mv: Momento de volcamiento.

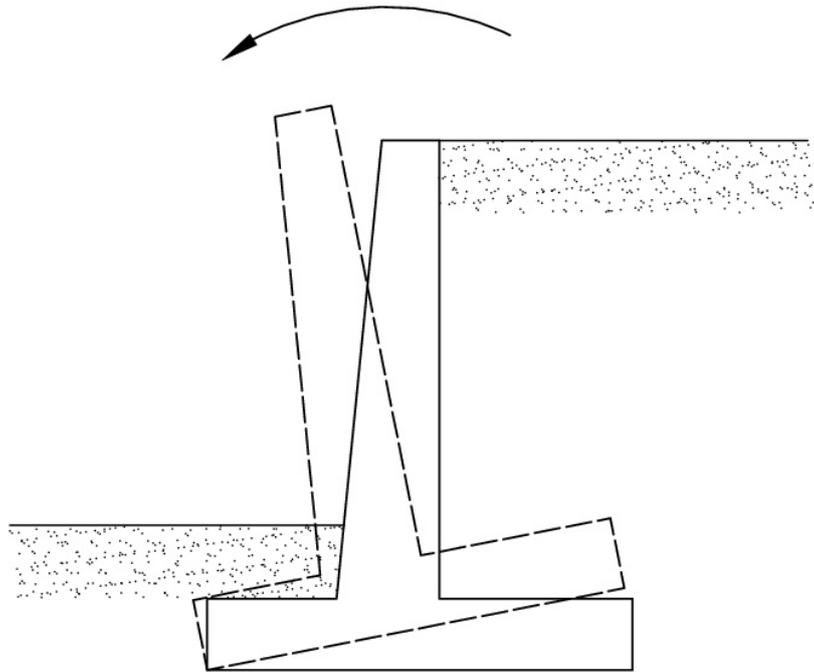


Figura 9: Volteo por efecto del empuje del suelo.

Fuente: Reproducido de (Vargas Tapia, 2013 p. 30)

Seguridad al deslizamiento: La componente horizontal del empuje intenta movilizar al muro de contención en esa dirección, sin embargo, encuentra oposición en la fuerza de fricción o rozamiento la cual existe entre el muro y el suelo de cimentación. (Lucero Pardo, y otros, 2012 p. 129).

Esta fuerza es originada tanto por las fuerzas verticales que desarrollan presión en el suelo, así como por el coeficiente de fricción existente en la interacción de suelo y cimentación.

$$FSD = \frac{f \cdot \sum W}{\sum Fh} \geq (1.5) \text{ (Ec. 9)}$$

Donde:

FSD: Factor de seguridad al deslizamiento.

f: Coeficiente de rozamiento.

ΣW : Fuerza normal que actúa en el cimiento.

ΣF_h : Fuerzas horizontales que deslizan al muro.

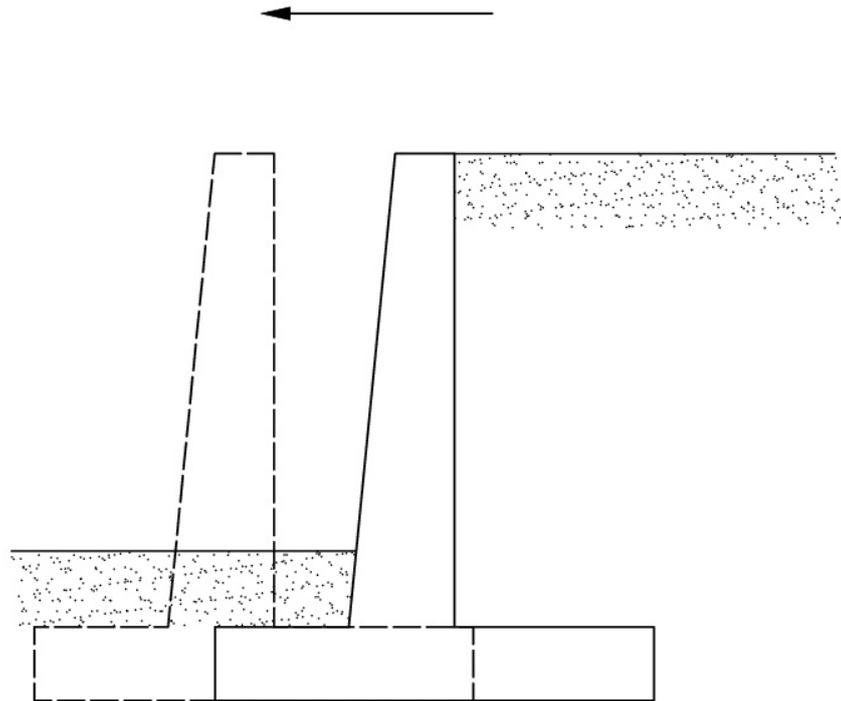


Figura 10: Deslizamiento de estructura

Fuente: Reproducido de (Vargas Tapia, 2013 p. 33)

Presiones de contacto: Este parámetro es originado por las fuerzas laterales y resultante de las componentes vertical y horizontal, las cuales causan mayor presión en la parte de la punta de zapata. También menciona que la presión soportada en la punta no debe superar la del valor del suelo, motivo por el cual es beneficioso que la resultante debe llegar dentro del tercio medio del ancho de zapata y con eso desarrollar un mejor análisis cumpliendo requerimientos mínimos. (Barrera Jo, 2010 p. 31).

Las presiones se calculan por medio de la siguiente expresión:

$$Xr = \frac{Me - Mv}{\Sigma W} \text{ (Ec. 10)}$$

Donde:

Xr: Brazo de palanca.

Me: Momento estabilizador.

Mv: Momento de volcamiento.

ΣW : Resultante de fuerzas horizontales y verticales aplicados en la base del muro.

$$e = \frac{B}{2} - Xr \text{ (Ec. 11)}$$

$$q_1, q_2 = \frac{\Sigma W}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \text{ (Ec. 12)}$$

q_1, q_2 : Presiones del terreno máximo y mínimo.

B: Ancho de la base del muro.

e: Excentricidad respecto al centro de gravedad de la base.

Calculo de la capacidad de carga mediante la fórmula de Terzaghi.

$$q_u = CxN_c + qxN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_y \text{ (Ec. 13)}$$

Calculo de la capacidad de carga admisible.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \text{ (Ec. 14)}$$

Donde FS=3

Tabla 2

Factores de capacidad de carga

ϕ	Nc	Nq	Ny	ϕ	Nc	Nq	Ny	ϕ	Nc	Nq	Ny
0	5.14	1.00	0.00	17	12.34	4.77	3.53	34	42.16	29.44	41.06
1	5.38	1.09	0.07	18	13.10	5.26	4.07	35	46.12	33.30	48.03
2	5.63	1.20	0.15	19	13.93	5.80	4.68	36	50.59	37.75	56.31
3	5.90	1.31	0.24	20	14.83	6.40	5.39	37	55.63	42.92	66.19
4	6.19	1.43	0.34	21	15.82	7.07	6.20	38	61.35	48.93	78.03
5	6.49	1.57	0.45	22	16.88	7.82	7.13	39	67.87	55.96	92.25
6	6.81	1.72	0.57	23	18.05	8.66	8.20	40	75.31	64.2	109.41
7	7.16	1.88	0.71	24	19.32	9.60	9.44	41	83.86	73.9	130.22
8	7.53	2.06	0.86	25	20.72	10.66	10.88	42	93.71	85.38	155.55
9	7.92	2.25	1.03	26	22.25	11.85	12.54	43	105.11	99.02	186.54
10	8.35	2.47	1.22	27	23.94	13.20	14.47	44	118.37	115.31	224.64
11	8.80	2.71	1.44	28	25.80	14.72	16.72	45	133.88	134.88	271.76
12	9.28	2.97	1.69	29	27.86	16.44	19.34	46	152.1	158.51	330.35
13	9.81	3.26	1.97	30	30.14	18.40	22.40	47	173.64	187.21	403.67
14	10.37	3.59	2.29	31	32.67	20.63	25.99	48	199.26	222.31	496.01
15	10.98	3.94	2.65	32	35.49	23.18	30.22	49	229.93	265.51	613.16
16	11.63	4.34	3.06	33	38.64	26.09	35.19	50	266.89	319.07	762.89

Fuente: Reproducido de (Braja M, 2001 p. 395)

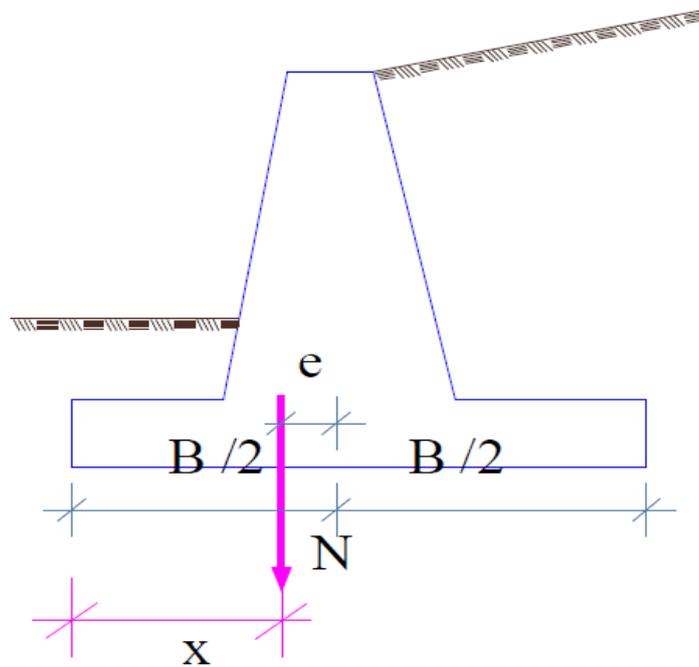


Figura 11: Excentricidad y Presión

Fuente: (Palacios Zambrano, y otros, 2015 p. 34)

1.4 Formulación del problema

1.4.1 Problema General

¿Cómo analizar la estabilidad de estructuras de contención mediante métodos convencionales en el distrito de Independencia, Lima en el 2016?

El proceso de investigación trató de responder a esa interrogante planteada.

1.4.2 Problemas específicos

Asimismo, se plantearon los siguientes problemas específicos:

¿Cuál es geometría transversal y factores de seguridad de una estructura de contención empleando la Teoría de Coulomb en el distrito de Independencia, Lima en el 2016?

¿Cómo determinar la geometría transversal y factores de seguridad de una estructura de contención empleando la Teoría de Rankine en el distrito de Independencia, Lima en el 2016?

¿De qué manera calcular la geometría transversal y factores de seguridad de una estructura de contención empleando el método de Mononobe - Okabe en el distrito de Independencia, Lima en el 2016?

1.5. Justificación del estudio

Justificación práctica: Se ubica de este modo dado que la investigación pretende contribuir a la forma de mitigar los riesgos y la vulnerabilidad existente mediante el comparativo de diseños de muros de contención y por ende daños a los habitantes y sus viviendas en estudio.

Justificación teórica: La presente investigación se indica de este modo porque se pretende recopilar datos y parámetros para abordar todos los aspectos fundamentales para desarrollar un comparativo de diseño de estructuras de contención, basándose en los conocimientos aprendidos e investigados durante la carrera profesional lo cual permitirá ponerlos en práctica.

Justificación social: En la investigación se pretende darle más información al profesional de la construcción y/o estudiante, ya que tomará en cuenta los aspectos principales para el desarrollo adecuado de un proyecto de estructuras de contención, lo cual beneficiará a la población.

1.6 Hipótesis

1.6.1 Hipótesis General

El análisis de estabilidad de estructuras de contención mediante métodos convencionales permitirá la elección del óptimo a desarrollar en el distrito de Independencia, Lima en el 2016.

1.6.2 Hipótesis Específicos

El uso de la Teoría de Coulomb genera mayor estabilidad cuando se usa para un ángulo de 0° de talud en el diseño de estructuras de contención en el distrito de Independencia, Lima en el 2016.

El uso la Teoría de Rankine desarrolla mayor estabilidad cuando se usa para altura de 3.5 metros de altura total en el diseño de estructuras de contención en el distrito de Independencia, Lima en el 2016.

El uso del Método de Mononobe – okabe genera mayor confiabilidad cuando se usa para altura de 4 metros de pantalla en el diseño de estructuras de contención en el distrito de Independencia, Lima en el 2016.

1.7 Objetivos

Los objetivos del presente proyecto de investigación son los siguientes:

1.7.1 Objetivo General

Analizar la estabilidad de estructuras de contención mediante métodos convencionales en el distrito de Independencia, Lima en el 2016.

1.7.2 Objetivos específicos

Calcular la geometría transversal y factores de seguridad de una estructura de contención empleando la Teoría de Coulomb en el distrito de Independencia, Lima en el 2016.

Estudiar la geometría transversal y factores de seguridad de una estructura de contención empleando la Teoría de Rankine en el distrito de Independencia, Lima en el 2016.

Cuantificar la geometría transversal y factores de seguridad de una estructura de contención empleando el método de Mononobe -Okabe en el distrito de Independencia, Lima en el 2016.

II. METODO

2.1. Diseño de Investigación

2.1.1 Método de la Investigación: Científico

El método científico es el procedimiento que se desarrolla para contestar las preguntas de investigación que surgen sobre diversos fenómenos que se presentan en la naturaleza y sobre los problemas que afectan a la sociedad. (Borja Suárez, 2012 p. 8).

Por lo tanto, en la presente investigación elaboraran un conjunto de estrategias y procedimientos (trabajos de campo y gabinete), metódicamente secuenciales que tiene como objetivo analizar y comprobar el comparativo de métodos convencionales de diseño de muros de contención.

Bajo estas consideraciones la investigación desarrolla el **Método Científico**.

2.1.2 Investigación: Aplicada

Las investigaciones de este tipo pretenden conocer, actuar, construir y modificar una realidad problemática, también indica el mayor interés en la aplicación inmediata sobre una problemática antes que el desarrollo de un conocimiento universal. (Arias, 2012 p. 22).

La presente investigación buscara conocimientos adquiridos mediante investigaciones teóricas, reglamentos y normas relacionadas al tema de investigación tanto peruanas como internacionales, los cuales serán utilizados y aplicados con la finalidad de obtener resultados prácticos.

Por estas consideraciones la investigación se clasifica como **Aplicada**.

2.1.3 Nivel: Descriptivo

Se refiere cuando el investigador recoge los datos tal como ocurren en la realidad, sin modificarlos, utilizando métodos de observación, lo que conlleva procesos de descripción o análisis e interpretación del fenómeno. (Padilla Castro, 2014 p. 9).

En el desarrollo de la presente investigación se seleccionarán características principales para los métodos convencionales de diseño de estructuras de contención los cuales serán fundamentales del objeto de estudio y su descripción será detallada y analizada.

Por estas consideraciones la investigación se clasifica como ***Descriptivo***.

2.1.4 Diseño no experimental

Este tipo de diseño no manipula deliberadamente las variables independientes. Se observan los fenómenos tal como suceden en su contexto natural, para luego analizarlos. Se observan situaciones ya existentes, no provocadas por el investigador. (Mescua Figueroa, 2017 p. 13).

Se pretende recopilar datos, parámetros geotécnicos y topográficos sin intervenir en ellos, para así realizar los comparativos en un contexto natural y homogéneo, lo cual brindará mayor confiabilidad a los resultados que se pretende obtener.

Bajo estas consideraciones la investigación desarrolla el ***Diseño no Experimental***.

2.2. Variables, operacionalización.

Las variables representan una característica, atributo o cualidad que puede estar o no presente en el objeto de estudio, también los define como una propiedad cuyo contenido puede variar y cuya variación puede medirse u observarse. (Borja Suárez, 2012 p. 23).

a) Variable independiente: Métodos convencionales de diseño

b) Variable dependiente: Estructura de contención.

2.2.1 Operacionalización de variables y matriz de consistencia

(Ver anexo 1 y 2)

2.3. Población, muestra.

2.3.1 Población objetivo

Se indica a la población o población objetivo, como un conjunto finito o infinito de elementos con propiedades similares para los cuales serán extensivas las conclusiones de la investigación. Ésta queda delimitada por el problema y por los objetivos del estudio. (Arias, 2012 p. 81).

Por tal motivo en la presente investigación sobre el comparativo de métodos de diseño de estructuras de contención tendré por población al sector Villa el Ángel del distrito de Independencia, entonces mi población será de 56 muros de contención ejecutados en el periodo 2011 – 2016, los cuales hacen 8601.57 ml para el periodo 2011 – 2017, ya que se evaluará la respuesta a diferentes características y parámetros de diseño de muros de contención para el lugar.

2.3.2 Muestra

La menciona como una parte o subconjunto de la población que se selecciona, la cual debe tener características similares a la población de forma representativa y de la cual realmente se obtiene la información para el estudio y sobre la cual se desarrollara la medición y la observación de las variables objeto de estudio. Debe determinarse el tamaño de la muestra de acuerdo con el tipo de variable cuantitativa o cualitativa. (Padilla Castro, 2014 p. 65).

Dado lo anterior se evaluarán 9 tipos de muros en 50.13 ml, en una combinación de parámetros como altura y método convencionales de diseño.

2.3.2 Muestreo

Muestreo no probabilístico e intencional, en este tipo la selección de los elementos no depende de la probabilidad sino del criterio del autor o investigador y del objetivo de la investigación. (Mescua Figueroa, 2017 p. 13).

2.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad

Para lograr obtener la información necesaria para el desarrollo de la presente investigación, se aplicarán las siguientes técnicas e instrumentos:

2.4.1 Técnica de recolección de datos

Se indica que una vez realizada la operacionalización de variables se tiene que escoger las técnicas e instrumentos de recolección de información para verificación de hipótesis y respuesta a la problemática formulada. Todo en relación con los objetivos y diseño de investigación. (Arias, 2012 p. 68).

Por lo tanto, para el desarrollo de la investigación se utilizarán las siguientes técnicas:

2.4.1.1 Observación directa: Para investigaciones sobre ingeniería se deben realizar formatos adecuados y acorde al tipo de estudio para la recolección de información tales como: estudio de suelos, diseño de mezclas u otros, así también indica que es la percepción intencionada de un conjunto de fenómenos. También se realizan conocimientos observados. (Borja Suárez, 2012 p. 33).

Por lo tanto, para la obtención de la data que será utilizada en la elaboración de fichas técnica de observación, se llevará a cabo un ejercicio a la muestra establecida con la finalidad de seleccionar, ordenar, organizar y relacionar los datos indispensables referidos a nuestros problemas específicos, tales como las características del suelo en la zona elegida del distrito de Independencia, parámetros geométricos y otros.

2.4.2 Instrumento

El instrumento para recolección de información es cualquier recurso, dispositivo o formato que puede darse en papel o de forma digital, que a su vez servirá para obtener, registrar o almacenar la información. (Arias, 2012 p. 68).

Por lo tanto, se desarrolló una ficha técnica y del mismo modo se realizará un estudio de suelos con la metodología correspondiente a los datos requeridos a analizar.

2.4.1.1 Ficha técnica de recopilación de información

Las fichas validadas se muestran en el anexo 3

2.4.3 Validez y confiabilidad de los instrumentos

2.4.3.1 Validez: Lo principal es comprobar si el instrumento te permitirá obtener los datos que se pretende medir, así mismo cotejar su pertinencia o correspondencia con los objetivos y variables. Este proceso puede ser realizado a través de juicio de expertos. (Arias, 2012 p. 135).

Tabla 3

Escala de valores de validez

Rango de validez	
0.53 a menos	Validez Nula
0.54 - 0.59	Validez Baja
0.60 - 0.65	Valida
0.66 - 0.71	Muy Valida
0.72 - 0.99	Excelente Validez
1.0	Validez Perfecta

Fuente: Recopilado de (Padilla Castro, 2014 p. 74)

En la presente investigación se empleó el uso de una ficha de recopilación de datos, por ende, fue validada por 3 especialistas en el área, según la tabla 4.

Tabla 4

Calculo de validez de instrumento

RESULTADOS DE EVALUADORES		
1ro	2do	3ro
Prom. Individ.	Prom. Individ.	Prom. Individ.
0.86	0.71	0.86
Promedio total =		0.81

Fuente: Elaboración propia

Por lo cual una vez recopilada la información se procedió a realizar el cálculo mediante promedio dando como resultado 0.81, lo cual indica una excelente validez.

2.4.3.2 Confiabilidad: nos indica el grado en que un instrumento nos genere resultados compactos y congruentes, en resumen, que la aplicación repetida a un mismo sujeto u objeto produzca resultados semejantes. También indica que refiere al grado de estabilidad que presenta un instrumento. (Mescua Figueroa, 2017 p. 21).

Así también se utilizan fórmulas para cuantificar coeficientes de confiabilidad. La mayoría de los coeficientes fluctúa entre cero y uno, donde el coeficiente cero significa nula confiabilidad y uno significa un máximo de confiabilidad (confiabilidad total). (Padilla Castro, 2014 p. 28).

Tabla 5

Escala de valores de confiabilidad

rangos	magnitud
0.01 a 0.20	Confiabilidad nula
0.21 a 0.40	Confiabilidad baja
0.41 a 0.60	Confiable
0.61 a 0.80	Muy confiable
0.81 a 1.00	Excelente confiabilidad

Fuente: Recopilado de (Mescua Figueroa, 2017 p. 22)

En la investigación no aplica este cálculo de confiabilidad.

2.4.4 Procedimiento de ejecución

El procedimiento de recolección de datos a seguir para el desarrollo de la presente investigación es el siguiente:

Primero: Visita de campo; se realizó la visita a campo, para la recolección de los datos con el instrumento a utilizar (ficha de recopilación de datos) elaborados para realizar la respectiva evaluación de los parámetros establecidos.

Segundo: Trabajo de gabinete; con la información recopilada en la visita a campo, posteriormente se procede al análisis de cada dato

obtenido de acuerdo con los parámetros, realizando así la memoria de cálculo para las diferentes características propuestas. Del mismo modo el trabajo en laboratorio para en análisis de la muestra de suelo.

2.5 Método de análisis de datos

Una vez finalizada la etapa de recolección de los datos es necesario iniciar con el procesamiento y análisis de estos. Es aquí donde el investigador decide como analizar los datos y que herramientas serán idóneas para ello. El análisis de datos es el paso anterior a la interpretación de los resultados que dará respuesta a las preguntas de investigación y a la verificación de las hipótesis. (Mescua Figueroa, 2017 p. 46).

Del mismo modo se menciona que el **análisis descriptivo** consiste en el análisis de los datos de cada variable de estudio, las cuales sirven para detallar la conducta de una variable en la población o en el interior de subpoblaciones y se restringe a la utilización de estadística descriptiva. (Padilla Castro, 2014 p. 29).

la presente investigación se utilizará normas vigentes, estudios de ingeniería y tablas dinámicas para realizados para el procesamiento de datos tomados en campo, respetando reglamento relacionados al tema.

- Muestreo de suelos y rocas (ASTM - D 420)
- Reducción de muestras a tamaños de muestras de ensayo (ASTM-C702)
- Análisis granulométricos por tamizado (ASTM - D 422)
- Ensayo de Corte Directo (ASTM - D 3080)
- Contenido de humedad (ASTM D 2216)

2.6 Aspectos éticos

Todas las fuentes consignadas en esta investigación fueron debidamente referenciadas según el sistema ISO 690, así mismo que los datos obtenidos serán descritos fiel y expresamente en la parte del análisis y discusión de los resultados.

III. RESULTADOS

3.1 Breve descripción de la zona de trabajo

3.1.1 Ubicación de la zona de estudio

La unificada – AAHH Villa el ángel se encuentra en Independencia es uno de los 43 distritos que conforman la Provincia de Lima, Capital del Perú, ubicada en el departamento de Lima, de coordenadas $11^{\circ}59'30''S$ $77^{\circ}03'00''O$ y a su vez limita con los siguientes distritos:

- Por el Norte con el distrito de Comas.
- Por el Sur con los distritos de San Martín de Porres y El Rímac.
- Por el Este con el distrito de San Juan de Lurigancho.
- Por el Oeste con el distrito de Los Olivos.

En la actualidad cuenta con una extensión territorial de 1456 Ha de la superficie de Lima Metropolitana y una población cercana a los 210,000 habitantes.

Del presente distrito centraremos los estudios para la zona la Unificada, el cual alberga 6 asentamientos humanos, que se extienden hasta el límite de la zona militar (Cuartel Hoyos Rubio), y la Universidad Nacional de Ingeniería - UNI), ambos en el distrito del El Rímac, de donde específicamente será el AA.HH. Villa El Ángel.

3.1.2 Descripción de la zona de estudio

En el distrito de Independencia y los alrededores, a causa de la fase compresiva del Terciario Inferior, se ha generado un sistema de fallamiento geológico con dirección NO-SE paralelo a la Cadena Andina, que ha favoreció la rápida generación de la erosión lineal, así como un sistema de fallas que se deben a procesos tectónicos de compresión.

Los grandes esfuerzos tangenciales causaron el fracturamiento intenso de los cuerpos rocosos ígneos, con fracturas o fisuras levemente meteorizadas a limpias, que muestran hendiduras que van desde milímetros a centímetros, lo que genera que, en superficie, éstas se encuentren disturbadas y estén expuestas a la inestabilidad.

Con respecto a la climatología de la zona, en el distrito de Independencia es variado, templado, con nivel alto de humedad atmosférica y constante nubosidad durante la estación de invierno. Tiene también la particularidad de soportar lluvias escasas durante el año. La garua o llovizna, precipita en el invierno. En verano llueve a veces con cierta intensidad, pero de corta duración. Estas lluvias se intensifican en violencia y duración a causa del fenómeno del “El Niño”.

La temperatura media anual es 18.5 °C., las temperaturas máximas en la estación verano llegan a 30 °C y las mínimas en la estación invierno a 12 °C, en estos casos producen sensación de excesivo calor o de frío, debido a la alta humedad atmosférica.

El AA. HH. Villa el ángel como otros sectores están completamente vulnerables dado que la informalidad en la construcción de viviendas es evidente.

3.2 Trabajos previos

3.2.1 Trabajos de campo

3.2.1.1 Exploración de suelos de suelos. - En el proyecto de muros de contención es muy importante tomar en cuenta las condiciones geológicas del sitio para ello se elabora un estudio del suelo, para determinar el tipo de suelo a través de la relación gravimétrica y volumétrica de este. Para ello se realiza lo siguiente:

Extracción y muestreo de suelos: Procedimiento para elección de cantidad de calicatas y/o puntos a investigar.

Del presente cuadro se establece que las construcciones en esta área serán de categoría “C”, se considera para nuestro caso un muro de contención de altura variable, regulares o irregulares y utilizando cualquier sistema estructural.

Tabla 6

Calculo de cantidad de calicatas

NÚMERO DE PUNTOS A INVESTIGAR	
Tipo de edificación	Número de puntos a investigar (n)
A	1 cada 225 m ²
B	1 cada 450 m ²
C	1 cada 800 m ²
Urbanizaciones	3 por cada Ha. De terreno habilitado

Fuente: (Ministerio De Vivienda, 2017)

Por lo tanto:

Área total = LARGO DE MURO (estimado) x Ancho cimentación (estimado) m²

Área total = 50.13 x 4 = 200.52 m²

Numero de calicatas = 200.52/800 = 0.25 = 1 calicata

Para el presente estudio, se realizarán una cantidad de calicatas que sean suficientes para poder establecer tanto las características del suelo de la zona, por ello **se determinó realizar 2 calicatas** distribuidos adecuadamente en la zona, ambas a 1.5m de profundidad.

3.2.1.2 Estudio topográfico. - El estudio topográfico pretende delimitar bien el área de estudio o terreno donde se va a hacer la construcción, lotearlo si es el caso y determinar las curvas de niveles del terreno con el motivo de saber en qué casos habrá se tiene que excavar o rellenar para alcanzar los niveles de piso deseados en el proyecto.

De esta forma, el estudio topográfico consta de dos partes: Planimetría y Altimetría.

3.2.2 Trabajos de laboratorio

3.2.2.1 Análisis de caracterización y estudio de suelos. - Se realizaron los estudios de las muestras extraídas en laboratorio bajo las normas ya mencionadas donde se obtuvo como información: (Ver Anexos 4,5 y 9).

Tabla 7*Resultados de laboratorio de suelos*

RESULTADOS DE ESTUDIO DE SUELO	
TIPO DE SUELO	GM Arena
CONTENIDO DE HÚMEDAD	4.54 % - 4.86%
DENSIDAD HÚMEDA DE SUELO	2.106 gr/cm ³
DENSIDAD SECA DE SUELO	2.015 gr/cm ³
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA	32.39°
COHESION APARENTE	0.100 kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia

3.2.2.2 Generación de datos y planos topográficos. - Con la información obtenida en campo, se realizaron los cálculos y dibujo del plano en planta, presentando los desniveles respectivos del área de trabajo, así como los colindantes de propiedad existentes a proteger.

Los dibujos presentados fueron realizados en el software AutoCAD Civil 3D versión estudiante 2018 donde se presenta la planta general elaborada, los perfiles longitudinales identificados como sus respectivas secciones transversales. (ver anexos 6, 7, 8 y 10)

De donde se recomienda 3 tipos de muros de contención como indica en el siguiente cuadro según progresivas:

Tabla 8*Detalle de progresivas topográficas proyectadas*

P. INICIAL	P. FINAL	ALTURA DE MURO (m)
0 + 000.00	0 + 005.00	3.50
0 + 005.00	0 + 010.00	3.50
0 + 010.00	0 + 015.00	4.00
0 + 015.00	0 + 020.00	4.00
0 + 020.00	0 + 025.00	4.00
0 + 025.00	0 + 030.00	4.00
0 + 030.00	0 + 035.00	4.00
0 + 035.00	0 + 040.00	4.00
0 + 040.00	0 + 045.00	4.50
0 + 045.00	0 + 050.13	4.50

Fuente: Elaboración propia

3.3 Análisis de información

3.3.1 Cálculo de la geometría transversal y factores de seguridad de una estructura de contención empleando la Teoría de Coulomb.

3.3.1.1 Caso Muro de contención de altura $H = 3.5$ m.

Predimensionamiento de muro de contención:

Cálculo de la Base Principal: $B = 0.5H - 0.7H$

$$B = 2.1 \text{ m}$$

Cálculo de la Altura de Zapata: $t = H/8 - H/6$

$$t = 0.50 \text{ m}$$

Cálculo de la Altura de Pantalla: $h = H - t$

$$h = 3.00 \text{ m}$$

Cálculo de Talón y Punta: $a = t \text{ ó } t/2$

$$a = 0.50 \text{ m}$$

Cálculo de Corona: $B' = H/12 \geq 0.30\text{m}$

$$B' = 0.30 \text{ m}$$

Cálculo de Base interior: $Bi = B - 2t$

$$Bi = 1.1 \text{ m}$$

Cálculo de Base triangular (izquierda o derecha): $Bt = (Bi - B')/2$

$$Bt = (1.1 - 0.3)/2$$

$$Bt = 0.4 \text{ m}$$

Por lo cual el prediseño queda definido de la siguiente manera:

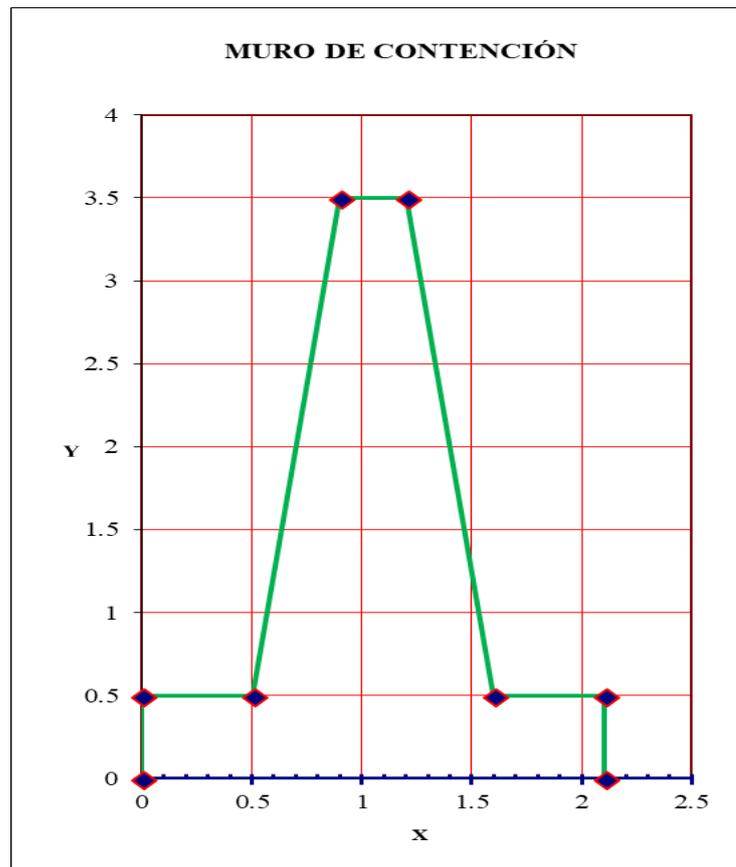


Figura12: Geometría transversal del muro tipo 1 - Coulomb

Fuente: (Elaboración propia)

Cálculo del área de muro por secciones:

A1: Triangular Izquierdo $A1 = B t \times h/2$

$$A1 = 0.6 \text{ m}^2$$

A2: Rectangular Superior $A2 = B' \times h$

$$A2 = 0.9 \text{ m}^2$$

A3: Triangular Derecho $A3 = B t \times h/2$

$$A3 = 0.6 \text{ m}^2$$

A4: Rectangular Inferior $A4 = B \times t$

$$A4 = 1.05 \text{ m}^2$$

Cálculo del área de relleno de muro por secciones:

A5: Triangular Izquierdo $A5 = Bt \times h/2$

$$A5 = 0.6 \text{ m}^2$$

A6: Rectangular Superior $A6 = a \times h$

$$A6 = 1.5 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, el área de muro $A_m = A1+A2+A3+A4 = 3.15 \text{ m}^2$

Peso de muro por metro lineal $P_m = 3.15 \text{ m}^2 \times 2.2 \text{ T/m}^3 = 6.93 \text{ T}$

Por lo tanto, el área de relleno $A_r = A5+A6 = 2.10 \text{ m}^2$

Peso de relleno por metro lineal $P_r = 2.10 \text{ m}^2 \times 2.1 \text{ T/m}^3 = 4.41 \text{ T}$

Ahora los centros de gravedad del grafico para el muro y relleno:

$$X_{c,g} = \frac{A_1X_1 + A_2X_2 + A_3X_3 + \dots}{A_1+A_2+A_3+\dots}$$

$$Y_{c,g} = \frac{A_1Y_1 + A_2Y_2 + A_3Y_3 + \dots}{A_1+A_2+A_3+\dots}$$

CG Muro $X_{cg} = 1.050 \text{ m}; Y_{cg} = 1.226 \text{ m}$

CG relleno $X_{cg} = 1.740 \text{ m}; Y_{cg} = 2.143 \text{ m}$

Punto donde actúa el empuje:

$$\text{Brazo en eje } Y = H/3$$

$$Y = 1.167 \text{ m}$$

Datos para tener en cuenta para hallar coeficientes de empuje y para 1 metro lineal de muro:

Peso esp. suelo $\gamma_s = 2.10 \text{ T/m}^3$

Peso esp. muro $\gamma_c = 2.20 \text{ T/m}^3$

Angulo fricción interna del relleno $\phi = 32.39^\circ$

Angulo paramento interior con vertical $\alpha = 82.41^\circ$

Angulo del suelo muro $\delta = \phi (2/3) = 21.59^\circ$

Angulo del relleno con la horizontal $\beta = 0.00^\circ$

s/c viva peatonal = 0.50 T/m²

Heq s/c vehicular = 1.05 m

Cálculo de coeficiente de empuje activo por Coulomb:

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

$$K_a = \frac{\sin^2(82.41 + 32.39)}{\sin^2 82.41 \sin(82.41 - 21.59) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(32.39 + 21.59) \sin(32.39 - 0)}{\sin(82.41 - 21.59) \sin(82.41 + 0)}}\right)^2}$$

$$K_a = 0.329$$

Cálculo del empuje generado por el suelo:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$$E_a = \frac{1}{2} (2.1 \times 3.5^2 \times 0.329) = 4.238 \text{ T}$$

Cálculo el empuje horizontal generado por el suelo:

$$E_{a h} = E_a \times \cos(90 - \alpha + \delta)$$

$$E_{a h} = 3.700 \text{ T}$$

Cálculo el empuje vertical generado por el suelo:

$$E_{a v} = E_a \times \sin(90 - \alpha + \delta)$$

$$E_{a v} = 2.067 \text{ T}$$

Cálculo de empuje por sobrecarga vehicular:

$$E_{SC \text{ veh.}} = K_a \gamma s H_{eq}$$

$$E_{SC \text{ veh.}} = 0.727 \text{ T}$$

Cálculo del momento de volteo:

$$M_v = (E_{ah} \times Y) + (E_{SC\ veh.} \times h/2)$$

$$M_v = 5.406 T.m$$

Consolidado de áreas, pesos y momentos totales estabilizadores:

Tabla 9

Pesos y momentos estabilizadores muro tipo 1 - Coulomb

SECTOR	AREA(m2)	y(T/m3)	PESO(T)	BRAZO(m)	MOMENTO(Txm)
1	0.60	2.20	1.32	0.77	1.01
2	0.9	2.20	1.98	1.05	2.08
3	0.60	2.20	1.32	1.33	1.76
4	1.05	2.20	2.31	1.05	2.43
5	0.6	2.10	1.26	1.47	1.85
6	1.5	2.10	3.15	2.78	5.83
s/c viva peatonal	0.9	0.5	0.45	1.85	0.83
TOTAL			11.79		15.78

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la fuerza resultante de deslizamiento:

$$F_{Rd} = P_T \times 0.9 \times \tan \phi$$

$$F_{Rd} = 6.731 T$$

Cálculo del Factor de Seguridad al Deslizamiento:

$$FSD = \frac{F_{Rd}}{\sum Fh} \geq (1.5)$$

$$FSD = \frac{6.731 T}{3.700 T} = 1.82 \geq (1.5) \dots \dots \text{Conforme}$$

Cálculo del Factor de Seguridad al Volcamiento:

$$FSV = \frac{Me}{Mv} \geq (2.0)$$

$$FSV = \frac{15.78}{5.406} = 2.92 \geq (2.0) \dots \dots \text{Conforme}$$

Verificado los factores anteriores se procede a calcular excentricidad y esfuerzo en el suelo:

$$Xr = \frac{Me - Mv}{\sum W}$$

$$Xr = \frac{15.78 - 5.406}{11.79} = 0.88 \text{ m}$$

Ahora para la excentricidad con respecto al centro de gravedad de la base.

$$e = \frac{B}{2} - Xr$$

$$e = \frac{2.1}{2} - 0.88 = 0.17 \text{ m}$$

Cálculo de la excentricidad máxima:

$$e_{max} = \frac{B}{6} = 0.35 \text{ m} \geq e \dots \dots \text{Conforme}$$

Calculo de las presiones del terreno en la base:

$$q_1, q_2 = \frac{\sum W}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_1 = 0.834 \frac{kg}{cm^2}; \quad q_2 = 0.289 \frac{kg}{cm^2}$$

Donde: q1, q2 = Presiones del terreno de la base.

Cálculo de la capacidad de carga mediante la fórmula de Terzaghi. (Valores de acuerdo con tabla 2).

$$q_u = CxN_c + qxN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_y$$

$$q_u = 13.32 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga admisible:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{13.32}{3} = 4.439 \frac{kg}{cm^2} \geq q_1; q_2 \dots \dots \dots \text{Conforme}$$

3.3.1.2 Caso Muro de contención de altura $H = 4.0$ m.

Predimensionamiento de muro de contención:

Cálculo de la Base Principal: $B = 0.5H - 0.7H$

$$B = 2.4 \text{ m}$$

Cálculo de la Altura de Zapata: $t = H/8 - H/6$

$$t = 0.50 \text{ m}$$

Cálculo de la Altura de Pantalla: $h = H - t$

$$h = 3.50 \text{ m}$$

Cálculo de Talón y Punta: $a = t \text{ ó } t/2$

$$a = 0.50 \text{ m}$$

Cálculo de Corona: $B' = H/12 \geq 0.30\text{m}$

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

Cálculo de Base interior: $B_i = B - 2t$

$$B_i = 1.4 \text{ m}$$

Cálculo de Base triangular (izquierda o derecha): $B_t = (B_i - B')/2$

$$B_t = (1.4 - 0.4)/2$$

$$B_t = 0.5 \text{ m}$$

Por lo cual el prediseño queda definido de la siguiente manera:

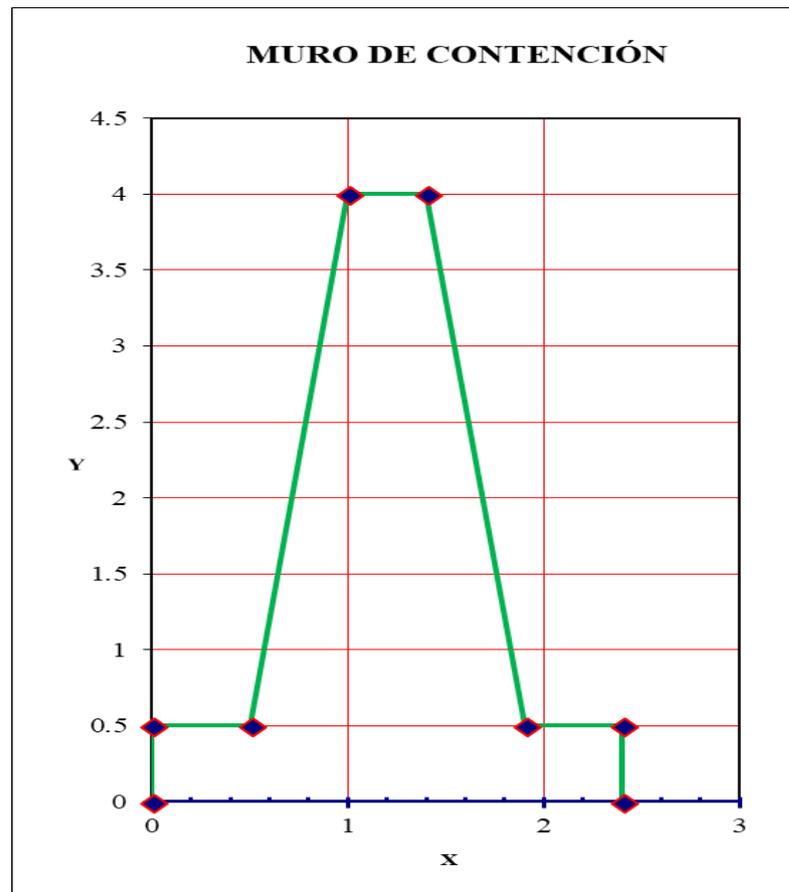


Figura13: Geometría transversal del muro tipo 2 - Coulomb

Fuente: (Elaboración propia)

Calculo del área de muro por secciones:

A1: Triangular Izquierdo $A1 = B t x h/2$

$$A1 = 0.88 m^2$$

A2: Rectangular Superior $A2 = B' x h$

$$A2 = 1.4 m^2$$

A3: Triangular Derecho $A3 = B t x h/2$

$$A3 = 0.88 m^2$$

A4: Rectangular Inferior $A4 = B x t$

$$A4 = 1.2 m^2$$

Calculo del área de relleno de muro por secciones:

A5: Triangular Izquierdo $A5 = Bt \times h/2$

$$A5 = 0.88 \text{ m}^2$$

A6: Rectangular Superior $A6 = a \times h$

$$A6 = 1.75 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, el área de muro $A_m = A1+A2+A3+A4 = 4.35 \text{ m}^2$

Peso de muro por metro lineal $P_m = 4.35 \text{ m}^2 \times 2.2 \text{ T/m}^3 = 9.57 \text{ T}$

Por lo tanto, el área de relleno $A_r = A5+A6 = 2.63 \text{ m}^2$

Peso de relleno por metro lineal $P_r = 2.63 \text{ m}^2 \times 2.1 \text{ T/m}^3 = 5.51 \text{ T}$

Ahora los centros de gravedad del grafico para el muro y relleno:

$$X_{c,g} = \frac{A_1X_1 + A_2X_2 + A_3X_3 + \dots}{A_1+A_2+A_3+\dots}$$

$$Y_{c,g} = \frac{A_1Y_1 + A_2Y_2 + A_3Y_3 + \dots}{A_1+A_2+A_3+\dots}$$

CG Muro $X_{cg} = 1.200 \text{ m}; Y_{cg} = 1.464 \text{ m}$

CG relleno $X_{cg} = 2.011 \text{ m}; Y_{cg} = 2.444 \text{ m}$

Punto donde actúa el empuje:

$$\text{Brazo en eje } Y = H/3 ; Y = 1.333 \text{ m}$$

Datos para tener en cuenta para hallar coeficientes de empuje y para 1 metro lineal de muro:

Peso esp. suelo $\gamma_s = 2.10 \text{ T/m}^3$

Peso esp. muro $\gamma_c = 2.20 \text{ T/m}^3$

Angulo fricción interna del relleno $\phi = 32.39^\circ$

Angulo paramento interior con vertical $\alpha = 81.87^\circ$

Angulo del suelo muro $\delta = \phi (2/3) = 21.59^\circ$

Angulo del relleno con la horizontal $\beta = 0.00^\circ$

s/c viva peatonal = 0.50 T/m²

Heq s/c vehicular = 1.05 m

Cálculo de coeficiente de empuje activo por Coulomb:

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

$$K_a = \frac{\sin^2(81.87 + 32.39)}{\sin^2 81.87 \sin(81.87 - 21.59) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(32.39 + 21.59) \sin(32.39 - 0)}{\sin(81.87 - 21.59) \sin(81.87 + 0)}} \right)^2}$$

$$K_a = 0.334$$

Por lo tanto, para el empuje generado por el suelo:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$$E_a = 5.612 \text{ T}$$

Cálculo el empuje horizontal generado por el suelo:

$$E_{a h} = E_a \times \cos(90 - \alpha + \delta)$$

$$E_{a h} = 4.873 \text{ T}$$

Cálculo del empuje vertical generado por el suelo:

$$E_{a v} = E_a \times \sin(90 - \alpha + \delta)$$

$$E_{a v} = 2.782 \text{ T}$$

Cálculo de empuje por sobrecarga vehicular:

$$E_{SC \text{ veh.}} = K_a \gamma H e_q$$

$$E_{SC \text{ veh.}} = 0.737 \text{ T}$$

Cálculo del momento de volteo:

$$M_v = (E_{ah} \times Y) + (E_{SC\ veh.} \times h/2)$$

$$M_v = 7.787 T.m$$

Consolidado de áreas, pesos y momentos totales estabilizadores.

Tabla 10

Pesos y momentos estabilizadores muro tipo 2 - Coulomb

SECTOR	AREA (m2)	γ (T/m3)	PESO (T)	BRAZO (m)	MOMENTO (T.m)
1	0.88	2.20	1.93	0.83	1.60
2	1.4	2.20	3.08	1.2	3.70
3	0.88	2.20	1.93	1.57	3.02
4	1.2	2.20	2.64	1.2	3.17
5	0.88	2.10	1.84	1.73	3.19
6	1.75	2.10	3.68	2.15	7.90
s/c viva peatonal	1.0	0.50	0.5	2.15	1.08
TOTAL			15.58		23.65

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la fuerza resultante de deslizamiento:

$$F_{Rd} = P_T \times 0.9 \times \tan \phi$$

$$F_{Rd} = 8.897 T$$

Cálculo del Factor de Seguridad al Deslizamiento:

$$FSD = \frac{F_{Rd}}{\sum Fh} \geq (1.5)$$

$$FSD = \frac{8.897 T}{4.873 T} = 1.83 \geq (1.5) \dots \dots \text{Conforme}$$

Cálculo del Factor de Seguridad al Volcamiento:

$$FSV = \frac{M_e}{M_v} \geq (2.0)$$

$$FSV = \frac{23.65}{7.787} = 3.04 \geq (2.0) \dots \dots \text{Conforme}$$

Verificado los factores anteriores se procede a calcular excentricidad y esfuerzo en el suelo:

$$Xr = \frac{Me - Mv}{\sum W}$$

$$Xr = \frac{23.65 - 7.787}{15.58} = 1.018 \text{ m}$$

Ahora para la excentricidad con respecto al centro de gravedad de la base.

$$e = \frac{B}{2} - Xr$$

$$e = \frac{2.4}{2} - 1.018 = 0.182 \text{ m}$$

Cálculo de la excentricidad máxima:

$$e_{max} = \frac{B}{6} = 0.40 \text{ m} \geq e \dots \dots \text{Conforme}$$

Cálculo de las presiones del terreno en la base:

$$q_1, q_2 = \frac{\sum W}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_1 = 0.945 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_2 = 0.353 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Donde: q1, q2 = Presiones del terreno de la base.

Cálculo de la capacidad de carga mediante la fórmula de Terzaghi. (Valores de acuerdo con tabla 2).

$$q_u = CxN_c + qxN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_y$$

$$q_u = 14.33 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga admisible:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{14.33}{3} = 4.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq q_1; q_2 \dots \dots \dots \text{Conforme}$$

3.3.1.3 Caso Muro de contención de altura $H = 4.5$ m.

Predimensionamiento de muro de contención:

Cálculo de la Base Principal: $B = 0.5H - 0.7H$

$$B = 2.7 \text{ m}$$

Cálculo de la Altura de Zapata: $t = H/8 - H/6$

$$t = 0.60 \text{ m}$$

Cálculo de la Altura de Pantalla: $h = H - t$

$$h = 3.90 \text{ m}$$

Cálculo de Talón y Punta: $a = t \text{ ó } t/2$

$$a = 0.60 \text{ m}$$

Cálculo de Corona: $B' = H/12 \geq 0.30\text{m}$

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

Cálculo de Base interior: $Bi = B - 2t$

$$Bi = 1.5 \text{ m}$$

Cálculo de Base triangular (izquierda o derecha):

$$Bt = (Bi - B')/2$$

$$Bt = (1.5 - 0.4)/2$$

$$Bt = 0.55 \text{ m}$$

Por lo cual el prediseño queda definido de la siguiente manera:

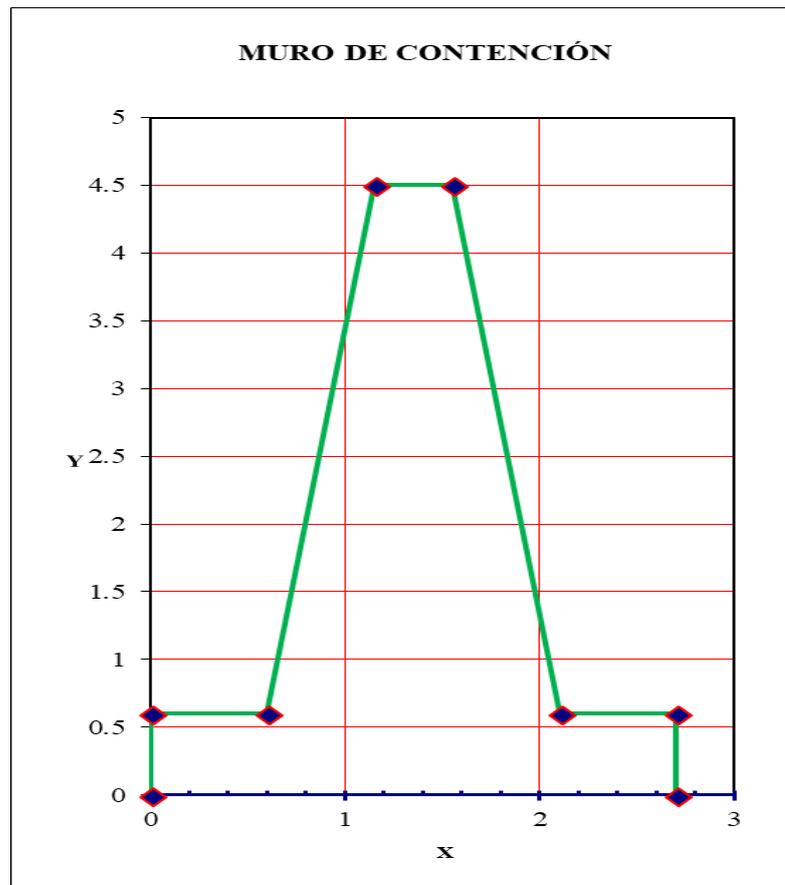


Figura 14: Geometría transversal del muro tipo 3 - Coulomb

Fuente: (Elaboración propia)

Cálculo del área de muro por secciones:

A1: Triangular Izquierdo $A1 = Bt \times h/2$

$$A1 = 1.07 \text{ m}^2$$

A2: Rectangular Superior $A2 = B' \times h$

$$A2 = 1.56 \text{ m}^2$$

A3: Triangular Derecho $A3 = Bt \times h/2$

$$A3 = 1.07 \text{ m}^2$$

A4: Rectangular Inferior $A4 = B \times t$

$$A4 = 1.62 \text{ m}^2$$

Cálculo del área de relleno de muro por secciones:

A5: Triangular Izquierdo $A5 = B t x h/2$

$$A5 = 1.07 \text{ m}^2$$

A6: Rectangular Superior $A6 = a x h$

$$A6 = 2.34 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, el área de muro $A_m = A1+A2+A3+A4 = 5.33 \text{ m}^2$

Peso de muro por metro lineal $P_m = 5.33 \text{ m}^2 x 2.2 \text{ T/m}^3 = 11.72 \text{ T}$

Por lo tanto, el área de relleno $A_r = A5+A6 = 3.41 \text{ m}^2$

Peso de relleno por metro lineal $P_r = 3.41 \text{ m}^2 x 2.1 \text{ T/m}^3 = 7.17 \text{ T}$

Ahora los centros de gravedad del grafico para el muro y relleno:

$$X_{c,g} = \frac{A_1 X_1 + A_2 X_2 + A_3 X_3 + \dots}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}$$

$$Y_{c,g} = \frac{A_1 Y_1 + A_2 Y_2 + A_3 Y_3 + \dots}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}$$

CG Muro $X_{cg} = 1.350 \text{ m}; Y_{cg} = 1.604 \text{ m}$

CG relleno $X_{cg} = 2.248 \text{ m}; Y_{cg} = 2.754 \text{ m}$

Punto donde actúa el empuje:

$$\text{Brazo en eje } Y = H/3 ; Y = 1.500 \text{ m}$$

Datos para tener en cuenta para hallar coeficientes de empuje y para 1 metro lineal de muro:

Peso esp. suelo $\gamma_s = 2.10 \text{ T/m}^3$

Peso esp. muro $\gamma_c = 2.20 \text{ T/m}^3$

Angulo fricción interna del relleno $\phi = 32.39^\circ$

Angulo paramento interior con vertical $\alpha = 81.97^\circ$

Angulo del suelo muro $\delta = \phi (2/3) = 21.59^\circ$

Angulo del relleno con la horizontal $\beta = 0.00^\circ$

s/c viva peatonal = 0.50 T/m²

Heq s/c vehicular = 1.05 m

Cálculo de coeficiente de empuje activo por Coulomb:

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

$$K_a = \frac{\sin^2(81.97 + 32.39)}{\sin^2 81.97 \sin(81.97 - 21.59) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(32.39 + 21.59) \sin(32.39 - 0)}{\sin(81.97 - 21.59) \sin(81.97 + 0)}}\right)^2}$$

$$K_a = 0.333$$

Por lo tanto, para el empuje generado por el suelo:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$$E_a = \frac{1}{2} (2.1 \times 4.5^2 \times 0.333)$$

$$E_a = 7.084 \text{ T}$$

Cálculo del empuje horizontal generado por el suelo:

$$E_{a h} = E_a \times \cos(90 - \alpha + \delta)$$

$$E_{a h} = 6.158 \text{ T}$$

Cálculo del empuje vertical generado por el suelo:

$$E_{a v} = E_a \times \sin(90 - \alpha + \delta)$$

$$E_{a v} = 3.501 \text{ T}$$

Cálculo de empuje por sobrecarga vehicular:

$$E_{SC \text{ veh.}} = K_a \gamma H e_q$$

$$E_{SC \text{ veh.}} = 0.735 \text{ T}$$

Cálculo del momento de volteo:

$$M_v = (E_{ah} \times Y) + (E_{SC\ veh.} \times h/2)$$

$$M_v = 10.669 T.m$$

Consolidado de áreas, pesos y momentos totales estabilizadores.

Tabla 11

Pesos y momentos estabilizadores muro tipo 3 - Coulomb

SECTOR	AREA (m2)	γ (T/m3)	PESO (T)	BRAZO (m)	MOMENTO (T.m)
1	1.07	2.20	2.36	0.97	2.28
2	1.56	2.20	3.43	1.35	4.63
3	1.07	2.20	2.36	1.73	4.09
4	1.62	2.20	3.56	1.35	4.81
5	1.07	2.10	2.25	1.92	4.32
6	2.34	2.10	4.91	2.4	11.79
s/c viva peatonal	1.2	0.50	0.58	2.4	1.38
TOTAL			19.46		33.31

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la fuerza resultante de deslizamiento:

$$F_{Rd} = P_T \times 0.9 \times \tan \phi$$

$$F_{Rd} = 11.108 T$$

Cálculo del Factor de Seguridad al Deslizamiento:

$$FSD = \frac{F_{Rd}}{\sum Fh} \geq (1.5)$$

$$FSD = \frac{11.108 T}{6.158 T} = 1.80 \geq (1.5) \dots \dots \text{Conforme}$$

Cálculo del Factor de Seguridad al Volcamiento:

$$FSV = \frac{M_e}{M_v} \geq (2.0)$$

$$FSV = \frac{33.31}{10.669} = 3.12 \geq (2.0) \dots \dots \text{Conforme}$$

Verificado los factores anteriores se procede a calcular excentricidad y esfuerzo en el suelo:

$$Xr = \frac{Me - Mv}{\sum W}$$

$$Xr = \frac{33.31 - 10.669}{19.46} = 1.163 \text{ m}$$

Ahora para la excentricidad con respecto al centro de gravedad de la base.

$$e = \frac{B}{2} - Xr$$

$$e = \frac{2.7}{2} - 1.163 = 0.187 \text{ m}$$

Cálculo de la excentricidad máxima:

$$e_{max} = \frac{B}{6} = 0.45 \text{ m} \geq e \dots \dots \text{Conforme}$$

Cálculo de las presiones del terreno en la base:

$$q_1, q_2 = \frac{\sum W}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_1 = 1.019 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_2 = 0.422 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Donde: q1, q2 = Presiones del terreno de la base.

Cálculo de la capacidad de carga mediante la fórmula de Terzaghi. (Valores de acuerdo con tabla 2).

$$q_u = CxN_c + qxN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_y$$

$$q_u = 15.85 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga admisible:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{15.85}{3} = 5.28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq q_1; q_2 \dots \dots \dots \text{Conforme}$$

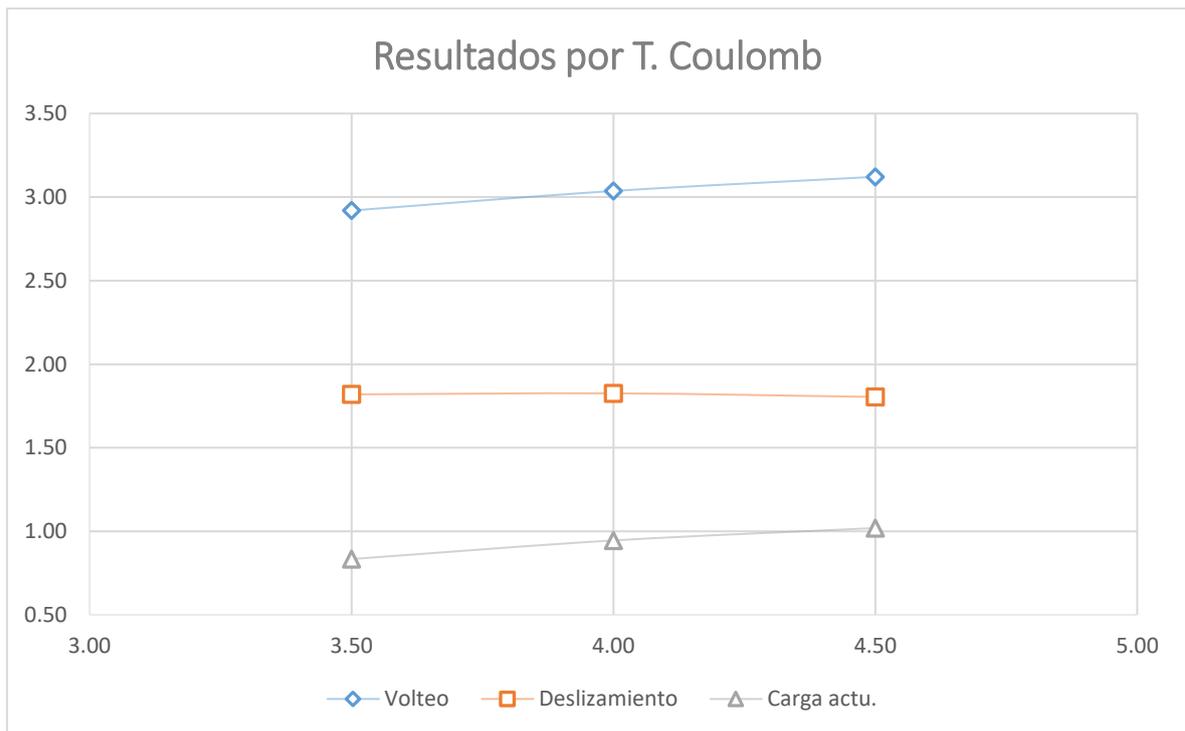
Tabla 12

Detalle resultados Teoría Coulomb: muro tipo 1,2 y 3

CUADRO RESUMEN							
METODO	ALTURA	Momentos (Ton - m)		Factores de seguridad		Carga actuante	Carga admisible
		M. estabil.	M. desestab.	Volteo	Deslizamiento	Kg/cm2	Kg/cm2
Coulomb	3.50	15.78	5.41	2.92	1.82	0.83	4.44
Coulomb	4.00	23.65	7.79	3.04	1.83	0.95	4.78
Coulomb	4.50	33.31	10.67	3.12	1.80	1.02	5.28

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 1: Resultados de factores de seguridad por T. Coulomb



Del gráfico se puede visualizar que los factores de seguridad al deslizamiento (FSD) por las 3 alturas solicitadas, presentan valores similares, y en cuanto a los factores de seguridad al vuelco (FSV) y la carga actuante, los valores aumentan según la altura del muro de contención a aplicar, además presentan un coeficiente de variación ($CV_{FSV} = 3.35\%$ y $CV_{FSD} = 0.61\%$).

3.3.2 Estudio de la geometría transversal y factores de seguridad de una estructura de contención empleando la Teoría de Rankine.

3.3.2.1 Caso Muro de contención de altura $H = 3.5$ m.

Predimensionamiento de muro de contención:

Cálculo de la Base Principal: $B = 0.5H - 0.7H$

$$B = 2.1 \text{ m}$$

Cálculo de la Altura de Zapata: $t = H/8 - H/6$

$$t = 0.50 \text{ m}$$

Cálculo de la Altura de Pantalla: $h = H - t$

$$h = 3.00 \text{ m}$$

Cálculo de Talón y Punta: $a = t$ ó $t/2$

$$a = 0.50 \text{ m}$$

Cálculo de Corona: $B' = H/12 \geq 0.30\text{m}$

$$B' = 0.30 \text{ m}$$

Cálculo de Base interior: $Bi = B - 2t$

$$Bi = 1.1 \text{ m}$$

Cálculo de Base triangular (izquierda o derecha):

$$Bt = (Bi - B')/2$$

$$Bt = (1.1 - 0.3)/2$$

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

Por lo cual el prediseño queda definido de la siguiente manera:

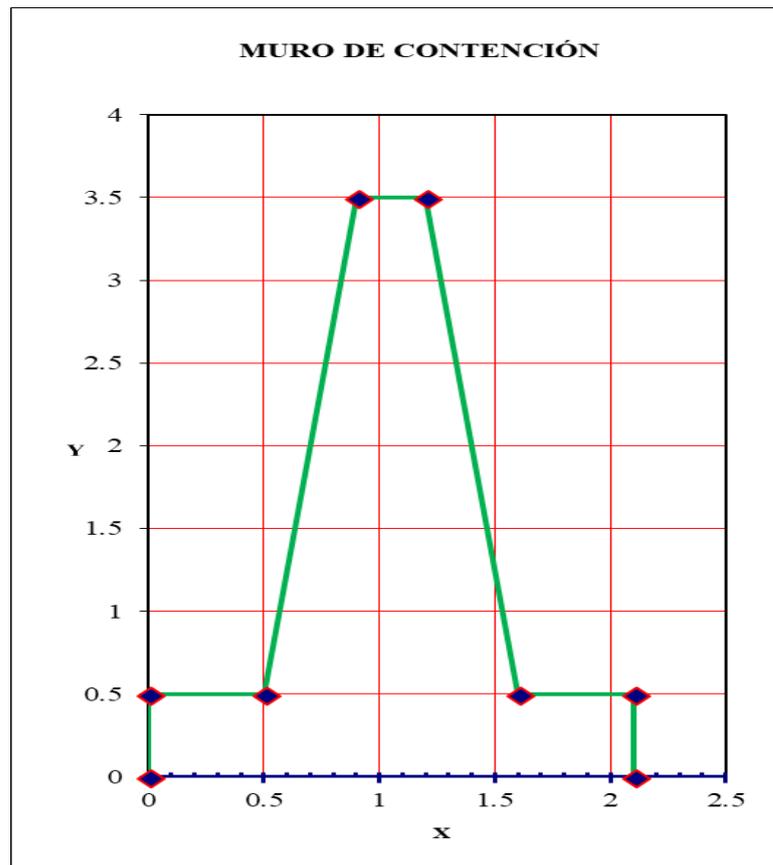


Figura 15: Geometría transversal del muro tipo 1 - Rankine

Fuente: (Elaboración propia)

Cálculo del área de muro por secciones:

A1: Triangular Izquierdo $A1 = B t x h/2$

$$A1 = 0.60 \text{ m}^2$$

A2: Rectangular Superior $A2 = B' x h$

$$A2 = 0.90 \text{ m}^2$$

A3: Triangular Derecho $A3 = B t x h/2$

$$A3 = 0.60 \text{ m}^2$$

A4: Rectangular Inferior $A4 = B x t$

$$A4 = 1.05 \text{ m}^2$$

Cálculo del área de relleno de muro por secciones:

A5: Triangular Izquierdo $A_5 = B t x h/2$

$$A_5 = 0.60 \text{ m}^2$$

A6: Rectangular Superior $A_6 = a x h$

$$A_6 = 1.50 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, el área de muro $A_m = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 = 3.15 \text{ m}^2$

Peso de muro por metro lineal $P_m = 3.15 \text{ m}^2 \times 2.2 \text{ T/m}^3 = 6.93 \text{ T}$

Por lo tanto, el área de relleno $A_r = A_5 + A_6 = 2.10 \text{ m}^2$

Peso de relleno por metro lineal $P_r = 2.10 \text{ m}^2 \times 2.1 \text{ T/m}^3 = 4.41 \text{ T}$

Ahora los centros de gravedad del grafico para el muro y relleno:

$$X_{c,g} = \frac{A_1 X_1 + A_2 X_2 + A_3 X_3 + \dots}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}$$

$$Y_{c,g} = \frac{A_1 Y_1 + A_2 Y_2 + A_3 Y_3 + \dots}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}$$

CG Muro $X_{cg} = 1.050 \text{ m}$; $Y_{cg} = 1.226 \text{ m}$

CG relleno $X_{cg} = 2.100 \text{ m}$; $Y_{cg} = 2.143 \text{ m}$

Punto donde actúa el empuje:

$$\text{Brazo en eje } Y = H/3 ; Y = 1.167 \text{ m}$$

Datos para tener en cuenta para hallar coeficientes de empuje y para 1 metro lineal de muro:

Peso esp. suelo $\gamma_s = 2.10 \text{ T/m}^3$

Peso esp. muro $\gamma_c = 2.20 \text{ T/m}^3$

Angulo fricción interna del relleno $\phi = 32.39^\circ$

Angulo paramento interior con vertical $\alpha = 82.41^\circ$

Angulo del suelo muro δ (liso) $\approx 0^\circ$

Angulo del relleno con la horizontal $\beta = 0.00^\circ$

s/c viva peatonal = 0.50 T/m²

Heq s/c vehicular = 1.05 m

Cálculo de coeficiente de empuje activo por Rankine:

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}$$

$$K_a = \cos 0 \frac{\cos 0 - \sqrt{\cos^2 0 - \cos^2 32.39}}{\cos 0 + \sqrt{\cos^2 0 - \cos^2 32.39}}$$

$$K_a = 0.302$$

Cálculo del empuje generado por el suelo:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$$E_a = \frac{1}{2} (2.1 \times 3.5^2 \times 0.302)$$

$$E_a = 3.889 \text{ T}$$

Cálculo del empuje horizontal generado por el suelo:

$$E_{ah} = E_a \times \cos(\beta)$$

$$E_{ah} = 3.889 \text{ T}$$

Cálculo del empuje vertical generado por el suelo:

$$E_{av} = E_a \times \sin(\beta)$$

$$E_{av} = 0 \text{ T}$$

Cálculo de empuje por sobrecarga vehicular:

$$E_{SC \text{ veh.}} = K_a \gamma H e_q$$

$$E_{SC \text{ veh.}} = 0.667 \text{ T}$$

Cálculo del momento de volteo:

$$M_v = (E_{ah} \times Y) + (E_{SC \text{ veh.}} \times h/2)$$

$$M_v = 5.537 \text{ T.m}$$

Consolidado de áreas, pesos y momentos totales estabilizadores.

Tabla 13

Pesos y momentos estabilizadores muro tipo 1 - Rankine

SECTOR	AREA (m2)	γ (T/m3)	PESO (T)	BRAZO (m)	MOMENTO (T.m)
1	0.60	2.20	1.32	0.77	1.01
2	0.9	2.20	1.98	1.05	2.08
3	0.60	2.20	1.32	1.33	1.76
4	1.05	2.20	2.31	1.05	2.43
5	0.60	2.10	1.26	1.47	1.85
6	1.50	2.10	3.15	1.85	5.83
s/c viva peatonal	0.9	0.50	0.45	1.85	0.83
TOTAL			11.79		15.78

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la fuerza resultante de deslizamiento:

$$F_{Rd} = P_T \times 0.9 \times \tan \phi$$

$$F_{Rd} = 6.731 \text{ T}$$

Cálculo del Factor de Seguridad al Deslizamiento:

$$FSD = \frac{F_{Rd}}{\sum Fh} \geq (1.5)$$

$$FSD = \frac{6.731 \text{ T}}{3.889 \text{ T}} = 1.73 \geq (1.5) \dots \dots \text{Conforme}$$

Cálculo del Factor de Seguridad al Volcamiento:

$$FSV = \frac{Me}{Mv} \geq (2.0)$$

$$FSV = \frac{15.78}{5.537} = 2.85 \geq (2.0) \dots \dots \text{Conforme}$$

Verificado los factores anteriores se procede a calcular excentricidad y esfuerzo en el suelo:

$$Xr = \frac{Me - Mv}{\sum W}$$

$$Xr = \frac{15.78 - 5.537}{11.79} = 0.869 \text{ m}$$

Ahora para la excentricidad con respecto al centro de gravedad de la base.

$$e = \frac{B}{2} - Xr$$

$$e = \frac{2.1}{2} - 0.869 = 0.181 \text{ m}$$

Cálculo de la excentricidad máxima:

$$e_{max} = \frac{B}{6} = 0.35 \text{ m} \geq e \dots \dots \text{Conforme}$$

Cálculo de las presiones del terreno en la base:

$$q_1, q_2 = \frac{\sum W}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_1 = 0.852 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_2 = 0.271 \frac{kg}{cm^2}$$

Donde: q1, q2 = Presiones del terreno de la base.

Cálculo de la capacidad de carga mediante la fórmula de Terzaghi. (Valores de acuerdo con tabla 2).

$$q_u = CxN_c + qxN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_y$$

$$q_u = 13.32 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga admisible:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{13.32}{3} = 4.44 \frac{kg}{cm^2} \geq q_1; q_2 \dots \dots \dots \text{Conforme}$$

3.3.2.2 Caso Muro de contención de altura $H = 4.0$ m.

Predimensionamiento de muro de contención:

Cálculo de la Base Principal: $B = 0.5H - 0.7H$

$$B = 2.4 \text{ m}$$

Cálculo de la Altura de Zapata: $t = H/8 - H/6$

$$t = 0.50 \text{ m}$$

Cálculo de la Altura de Pantalla: $h = H - t$

$$h = 3.50 \text{ m}$$

Cálculo de Talón y Punta: $a = t \text{ ó } t/2$

$$a = 0.50 \text{ m}$$

Cálculo de Corona: $B' = H/12 \geq 0.30\text{m}$

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

Cálculo de Base interior: $Bi = B - 2t$

$$Bi = 1.4 \text{ m}$$

Cálculo de Base triangular (izquierda o derecha):

$$Bt = (Bi - B')/2$$

$$Bt = \frac{(1.4 - 0.4)}{2} = 0.50 \text{ m}$$

Por lo cual el prediseño queda definido de la siguiente manera:

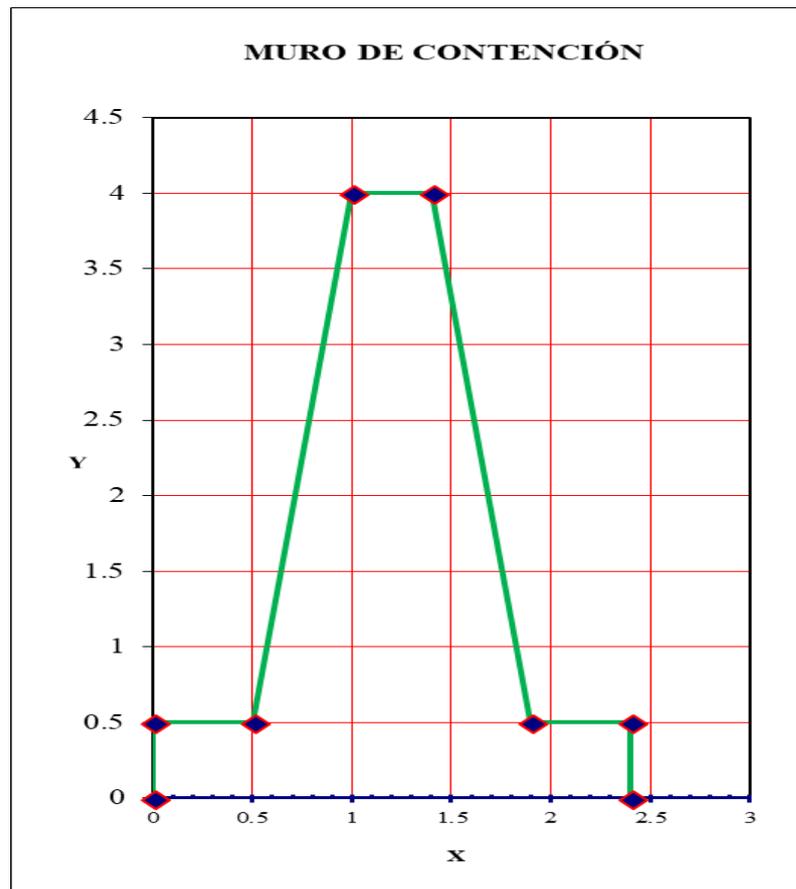


Figura 16: Geometría transversal del muro tipo 2 - Rankine

Fuente: (Elaboración propia)

Cálculo del área de muro por secciones:

A1: Triangular Izquierdo $A1 = B t x h/2$

$$A1 = 0.88 \text{ m}^2$$

A2: Rectangular Superior $A2 = B' x h$

$$A2 = 1.40 \text{ m}^2$$

A3: Triangular Derecho $A3 = B t x h/2$

$$A3 = 0.88 \text{ m}^2$$

A4: Rectangular Inferior $A4 = B x t$

$$A4 = 1.20 \text{ m}^2$$

Cálculo del área de relleno de muro por secciones:

A5: Triangular Izquierdo $A5 = Bt \times h/2$

$$A5 = 0.88 \text{ m}^2$$

A6: Rectangular Superior $A6 = a \times h$

$$A6 = 1.75 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, el área de muro $A_m = A1+A2+A3+A4 = 4.35 \text{ m}^2$

Peso de muro por metro lineal $P_m = 4.35 \text{ m}^2 \times 2.2 \text{ T/m}^3 = 9.57 \text{ T}$

Por lo tanto, el área de relleno $A_r = A5+A6 = 2.625 \text{ m}^2$

Peso de relleno por metro lineal $P_r = 2.625 \text{ m}^2 \times 2.1 \text{ T/m}^3 = 5.513 \text{ T}$

Ahora los centros de gravedad del grafico para el muro y relleno:

$$X_{c,g} = \frac{A_1X_1 + A_2X_2 + A_3X_3 + \dots}{A_1+A_2+A_3+\dots}$$

$$Y_{c,g} = \frac{A_1Y_1 + A_2Y_2 + A_3Y_3 + \dots}{A_1+A_2+A_3+\dots}$$

CG Muro $X_{cg} = 1.200 \text{ m}; Y_{cg} = 1.464 \text{ m}$

CG relleno $X_{cg} = 2.011 \text{ m}; Y_{cg} = 2.444 \text{ m}$

Punto donde actúa el empuje:

$$\text{Brazo en eje } Y = H/3 ; Y = 1.333 \text{ m}$$

Datos para tener en cuenta para hallar coeficientes de empuje y para 1 metro lineal de muro:

Peso esp. suelo $\gamma_s = 2.10 \text{ T/m}^3$

Peso esp. muro $\gamma_c = 2.20 \text{ T/m}^3$

Angulo fricción interna del relleno $\phi = 32.39^\circ$

Angulo paramento interior con vertical $\alpha = 81.87^\circ$

Angulo del suelo muro δ (liso) $\approx 0^\circ$

Angulo del relleno con la horizontal $\beta = 0.00^\circ$

s/c viva peatonal = 0.50 T/m²

Heq s/c vehicular = 1.05 m

Cálculo de coeficiente de empuje activo por Rankine:

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}$$

$$K_a = \cos 0 \frac{\cos 0 - \sqrt{\cos^2 0 - \cos^2 32.39}}{\cos 0 + \sqrt{\cos^2 0 - \cos^2 32.39}}$$

$$K_a = 0.302$$

Cálculo del empuje generado por el suelo:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$$E_a = \frac{1}{2} (2.1 \times 4.0^2 \times 0.302)$$

$$E_a = 5.080 \text{ T}$$

Cálculo del empuje horizontal generado por el suelo:

$$E_{ah} = E_a \times \cos(\beta)$$

$$E_{ah} = 5.080 \text{ T}$$

Cálculo del empuje vertical generado por el suelo:

$$E_{av} = E_a \times \sin(\beta)$$

$$E_{av} = 0 \text{ T}$$

Cálculo de empuje por sobrecarga vehicular:

$$E_{SC \text{ veh.}} = K_a \gamma H_{eq}$$

$$E_{SC \text{ veh.}} = 0.667 \text{ T}$$

Cálculo del momento de volteo:

$$M_v = (E_{ah} \times Y) + (E_{SC\ veh.} \times h/2)$$

$$M_v = 7.939 T.m$$

Consolidado de áreas, pesos y momentos totales estabilizadores.

Tabla 14

Pesos y momentos estabilizadores muro tipo 2 - Rankine

SECTOR	AREA (m2)	γ (T/m3)	PESO (T)	BRAZO (m)	MOMENTO (T.m)
1	0.88	2.20	1.93	0.83	1.60
2	1.4	2.20	3.08	1.2	3.70
3	0.88	2.20	1.93	1.57	3.02
4	1.2	2.20	2.64	1.2	3.17
5	0.88	2.10	1.84	1.73	3.19
6	1.75	2.10	3.68	2.15	7.90
s/c viva peatonal	1.0	0.50	0.50	2.15	1.08
TOTAL			15.58		23.65

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la fuerza resultante de deslizamiento:

$$F_{Rd} = P_T \times 0.9 \times \tan \phi$$

$$F_{Rd} = 8.897 T$$

Cálculo del Factor de Seguridad al Deslizamiento:

$$FSD = \frac{F_{Rd}}{\sum Fh} \geq (1.5)$$

$$FSD = \frac{8.897 T}{5.080 T} = 1.75 \geq (1.5) \dots \dots \text{Conforme}$$

Cálculo del Factor de Seguridad al Volcamiento:

$$FSV = \frac{Me}{Mv} \geq (2.0)$$

$$FSV = \frac{23.65}{7.939} = 2.98 \geq (2.0) \dots \dots \text{Conforme}$$

Verificado los factores anteriores se procede a calcular excentricidad y esfuerzo en el suelo:

$$Xr = \frac{Me - Mv}{\sum W}$$

$$Xr = \frac{23.65 - 7.939}{15.58} = 1.008 \text{ m}$$

Ahora para la excentricidad con respecto al centro de gravedad de la base.

$$e = \frac{B}{2} - Xr$$

$$e = \frac{2.4}{2} - 1.008 = 0.192 \text{ m}$$

Cálculo de la excentricidad máxima:

$$e_{max} = \frac{B}{6} = 0.40 \text{ m} \geq e \dots \dots \text{Conforme}$$

Cálculo de las presiones del terreno en la base:

$$q_1, q_2 = \frac{\sum W}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_1 = 0.961 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_2 = 0.337 \frac{kg}{cm^2}$$

Donde: q_1, q_2 = Presiones del terreno de la base.

Cálculo de la capacidad de carga mediante la fórmula de Terzaghi. (Valores de acuerdo con tabla 2).

$$q_u = CxN_c + qxN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_y$$

$$q_u = 14.33 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga admisible:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{14.33}{3} = 4.78 \frac{kg}{cm^2} \geq q_1; q_2 \dots \dots \dots \text{Conforme}$$

3.3.2.3 Caso Muro de contención de altura $H = 4.5$ m.

Predimensionamiento de muro de contención:

Cálculo de la Base Principal: $B = 0.5H - 0.7H$

$$B = 2.7 \text{ m}$$

Cálculo de la Altura de Zapata: $t = H/8 - H/6$

$$t = 0.60 \text{ m}$$

Cálculo de la Altura de Pantalla: $h = H - t$

$$h = 4.00 \text{ m}$$

Cálculo de Talón y Punta: $a = t \text{ ó } t/2$

$$a = 0.60 \text{ m}$$

Cálculo de Corona: $B' = H/12 \geq 0.30\text{m}$

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

Cálculo de Base interior: $Bi = B - 2t$

$$Bi = 1.5 \text{ m}$$

Cálculo de Base triangular (izquierda o derecha):

$$Bt = (Bi - B')/2$$

$$Bt = (1.5 - 0.4)/2$$

$$Bt = 0.55 \text{ m}$$

Por lo cual el prediseño queda definido de la siguiente manera:

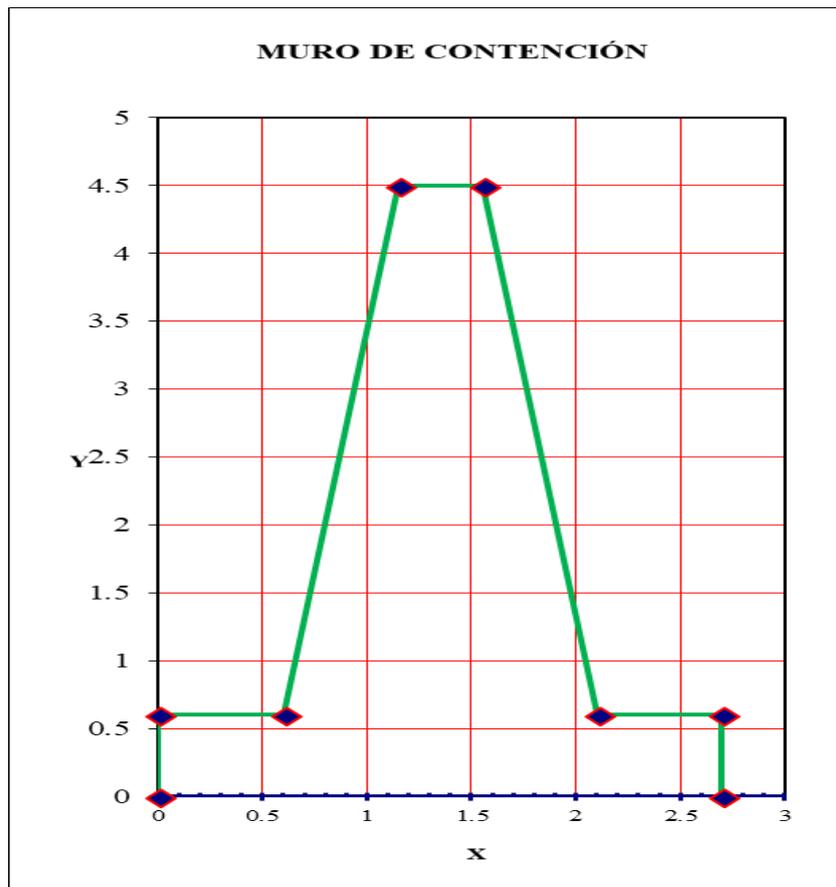


Figura 17: Geometría transversal del muro tipo 3 - Rankine

Fuente: (Elaboración propia)

Cálculo del área de muro por secciones:

A1: Triangular Izquierdo $A1 = Bt \times h/2$

$$A1 = 1.07 \text{ m}^2$$

A2: Rectangular Superior $A2 = B' \times h$

$$A2 = 1.56 \text{ m}^2$$

A3: Triangular Derecho $A3 = Bt \times h/2$

$$A3 = 1.07 \text{ m}^2$$

A4: Rectangular Inferior $A4 = B \times t$

$$A4 = 1.62 \text{ m}^2$$

Calculo del área de relleno de muro por secciones:

A5: Triangular Izquierdo $A5 = B t x h/2$

$$A5 = 1.07 \text{ m}^2$$

A6: Rectangular Superior $A6 = a x h$

$$A6 = 2.34 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, el área de muro $A_m = A1+A2+A3+A4 = 5.325 \text{ m}^2$

Peso de muro por metro lineal $P_m = 5.325 \text{ m}^2 x 2.2 \text{ T/m}^3 = 11.715 \text{ T}$

Por lo tanto, el área de relleno $A_r = A5+A6 = 3.413 \text{ m}^2$

Peso de relleno por metro lineal $P_r = 3.413 \text{ m}^2 x 2.1 \text{ T/m}^3 = 7.166 \text{ T}$

Ahora los centros de gravedad del grafico para el muro y relleno:

$$X_{c,g} = \frac{A_1 X_1 + A_2 X_2 + A_3 X_3 + \dots}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}$$

$$Y_{c,g} = \frac{A_1 Y_1 + A_2 Y_2 + A_3 Y_3 + \dots}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}$$

CG Muro $X_{cg} = 1.350 \text{ m}; Y_{cg} = 1.604 \text{ m}$

CG relleno $X_{cg} = 2.248 \text{ m}; Y_{cg} = 2.754 \text{ m}$

Punto donde actúa el empuje:

$$\text{Brazo en eje } Y = H/3 ; Y = 1.500 \text{ m}$$

Datos para tener en cuenta para hallar coeficientes de empuje y para 1 metro lineal de muro:

Peso esp. suelo $\gamma_s = 2.10 \text{ T/m}^3$

Peso esp. muro $\gamma_c = 2.20 \text{ T/m}^3$

Angulo fricción interna del relleno $\phi = 32.39^\circ$

Angulo paramento interior con vertical $\alpha = 81.97^\circ$

Angulo del suelo muro δ (liso) $\approx 0^\circ$

Angulo del relleno con la horizontal $\beta = 0.00^\circ$

s/c viva peatonal = 0.50 T/m²

Heq s/c vehicular = 1.05 m

Cálculo de coeficiente de empuje activo por Rankine:

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}$$

$$K_a = \cos 0 \frac{\cos 0 - \sqrt{\cos^2 0 - \cos^2 32.39}}{\cos 0 + \sqrt{\cos^2 0 - \cos^2 32.39}}$$

$$K_a = 0.302$$

Cálculo del empuje generado por el suelo:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$$E_a = \frac{1}{2} (2.1 \times 4.5^2 \times 0.302)$$

$$E_a = 6.429 \text{ T}$$

Cálculo del empuje horizontal generado por el suelo:

$$E_{a h} = E_a \times \cos(\beta)$$

$$E_{a h} = 6.429 \text{ T}$$

Cálculo del empuje vertical generado por el suelo:

$$E_{a v} = E_a \times \sin(\beta)$$

$$E_{a v} = 0 \text{ T}$$

Cálculo de empuje por sobrecarga vehicular:

$$E_{SC \text{ veh.}} = K_a \gamma H_{eq}$$

$$E_{SC \text{ veh.}} = 0.667 \text{ T}$$

Cálculo del momento de volteo:

$$M_v = (E_{ah} \times Y) + (E_{SC\ veh.} \times h/2)$$

$$M_v = 10.943 T.m$$

Consolidado de áreas, pesos y momentos totales estabilizadores.

Tabla 15

Pesos y momentos estabilizadores muro tipo 3 - Rankine

SECTOR	AREA (m2)	γ (T/m3)	PESO (T)	BRAZO (m)	MOMENTO (T.m)
1	1.07	2.20	2.36	0.97	2.28
2	1.56	2.20	3.43	1.35	4.63
3	1.07	2.20	2.36	1.73	4.09
4	1.62	2.20	3.56	1.35	4.81
5	1.07	2.10	2.25	1.92	4.32
6	2.34	2.10	4.91	2.40	11.79
s/c viva peatonal	1.2	0.50	0.58	2.4	1.38
TOTAL			19.46		33.31

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la fuerza resultante de deslizamiento:

$$F_{Rd} = P_T \times 0.9 \times \tan \phi$$

$$F_{Rd} = 11.108 T$$

Cálculo del Factor de Seguridad al Deslizamiento:

$$FSD = \frac{F_{Rd}}{\sum Fh} \geq (1.5)$$

$$FSD = \frac{11.108 T}{6.429 T} = 1.73 \geq (1.5) \dots \dots \text{Conforme}$$

Cálculo del Factor de Seguridad al Volcamiento:

$$FSV = \frac{Me}{Mv} \geq (2.0)$$

$$FSV = \frac{33.310}{10.943} = 3.04 \geq (2.0) \dots \dots \text{Conforme}$$

Verificado los factores anteriores se procede a calcular excentricidad y esfuerzo en el suelo:

$$Xr = \frac{Me - Mv}{\sum W}$$

$$Xr = \frac{33.310 - 10.943}{19.46} = 1.149 \text{ m}$$

Ahora para la excentricidad con respecto al centro de gravedad de la base.

$$e = \frac{B}{2} - Xr$$

$$e = \frac{2.7}{2} - 1.149 = 0.201 \text{ m}$$

Cálculo de la excentricidad máxima:

$$e_{max} = \frac{B}{6} = 0.45 \text{ m} \geq e \dots \dots \text{Conforme}$$

Cálculo de las presiones del terreno en la base:

$$q_1, q_2 = \frac{\sum W}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_1 = 1.042 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_2 = 0.399 \frac{kg}{cm^2}$$

Donde: q1, q2 = Presiones del terreno de la base.

Cálculo de la capacidad de carga mediante la fórmula de Terzaghi. (Valores de acuerdo con tabla 2).

$$q_u = CxN_c + qxN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_y$$

$$q_u = 15.85 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga admisible:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{15.85}{3} = 5.28 \frac{kg}{cm^2} \geq q_1; q_2 \dots \dots \dots \text{Conforme}$$

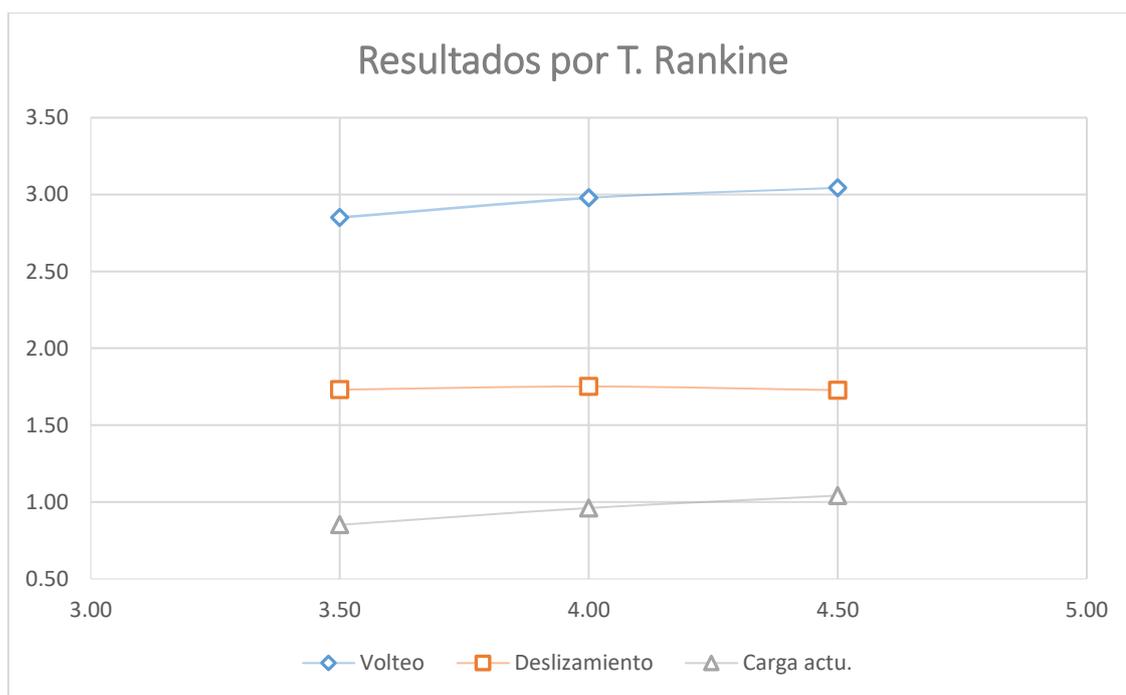
Tabla 16

Detalle resultados Teoría Rankine: muro tipo 1,2 y 3

CUADRO RESUMEN							
METODO	ALTURA	Momentos (Ton-m)		Factores de seguridad		Carga actuante	Carga actuante
		M. estabil.	M. desestab.	Volteo	Deslizamiento	Kg/cm2	Kg/cm2
Rankine	3.50	15.78	5.54	2.85	1.73	0.85	4.44
Rankine	4.00	23.65	7.94	2.98	1.75	0.96	4.78
Rankine	4.50	33.31	10.94	3.04	1.73	1.04	5.28

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 2: Resultados de factores de seguridad por T. Rankine



Del grafico se puede visualizar que los factores de seguridad al deslizamiento (FSD) por las 3 alturas solicitadas, presentan valores similares, y en cuanto a los factores de seguridad al vuelco (FSV) y la carga actuante, los valores aumentan según la altura del muro de contención a aplicar, además presentan un coeficiente de variación ($CV_{FSV} = 3.32\%$ y $CV_{FSD} = 0.74\%$).

3.3.3 Cuantificación de la geometría transversal y factores de seguridad de una estructura de contención empleando método de Mononobe - Okabe.

3.3.3.1 Caso Muro de contención de altura $H = 3.5$ m.

Predimensionamiento de muro de contención:

Cálculo de la Base Principal: $B = 0.5H - 0.7H$

$$B = 2.4 \text{ m}$$

Cálculo de la Altura de Zapata: $t = H/8 - H/6$

$$t = 0.50 \text{ m}$$

Cálculo de la Altura de Pantalla: $h = H - t$

$$h = 3.00 \text{ m}$$

Cálculo de Talón y Punta: $a = t \text{ ó } t/2$

$$a = 0.25 \text{ m}$$

Cálculo de Corona: $B' = H/12 \geq 0.30\text{m}$

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

Cálculo de Base interior: $Bi = B - 2t$

$$Bi = 1.9 \text{ m}$$

Cálculo de Base triangular (izquierda o derecha):

$$Bt = (Bi - B')/2$$

$$Bt = (1.90 - 0.40)/2$$

$$Bt = 0.75 \text{ m}$$

Por lo cual el prediseño queda definido de la siguiente manera:

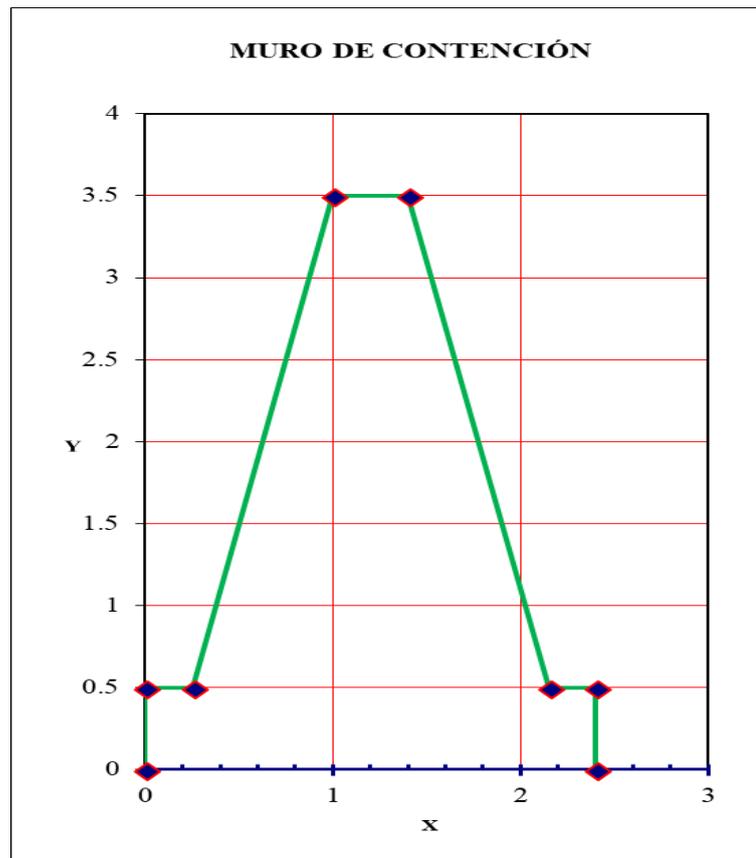


Figura 18: Geometría transversal del muro tipo 1 – M. Okabe

Fuente: (Elaboración propia)

Cálculo del área de muro por secciones:

A1: Triangular Izquierdo $A1 = B t x h/2$

$$A1 = 1.13 \text{ m}^2$$

A2: Rectangular Superior $A2 = B' x h$

$$A2 = 1.20 \text{ m}^2$$

A3: Triangular Derecho $A3 = B t x h/2$

$$A3 = 1.13 \text{ m}^2$$

A4: Rectangular Inferior $A4 = B x t$

$$A4 = 1.20 \text{ m}^2$$

Cálculo del área de relleno de muro por secciones:

A5: Triangular Izquierdo $A5 = Bt \times h/2$

$$A5 = 1.13 \text{ m}^2$$

A6: Rectangular Superior $A6 = a \times h$

$$A6 = 0.75 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, el área de muro $A_m = A1+A2+A3+A4 = 4.65 \text{ m}^2$

Peso de muro por metro lineal $P_m = 4.65 \text{ m}^2 \times 2.2 \text{ T/m}^3 = 10.23 \text{ T}$

Por lo tanto, el área de relleno $A_r = A5+A6 = 1.875 \text{ m}^2$

Peso de relleno por metro lineal $P_r = 1.875 \text{ m}^2 \times 2.1 \text{ T/m}^3 = 3.938 \text{ T}$

Ahora los centros de gravedad del grafico para el muro y relleno:

$$X_{c,g} = \frac{A_1X_1 + A_2X_2 + A_3X_3 + \dots}{A_1+A_2+A_3+\dots}$$

$$Y_{c,g} = \frac{A_1Y_1 + A_2Y_2 + A_3Y_3 + \dots}{A_1+A_2+A_3+\dots}$$

CG Muro $X_{cg} = 1.200 \text{ m}$; $Y_{cg} = 1.306 \text{ m}$

CG relleno $X_{cg} = 2.050 \text{ m}$; $Y_{cg} = 2.300 \text{ m}$

Punto donde actúa el empuje:

$$\text{Brazo en eje } Y = H/3 ; Y = 1.167 \text{ m}$$

Datos para tener en cuenta para hallar coeficientes de empuje y para 1 metro lineal de muro:

Peso esp. suelo $\gamma_s = 2.10 \text{ T/m}^3$

Peso esp. muro $\gamma_c = 2.20 \text{ T/m}^3$

Angulo fricción interna del relleno $\phi = 32.39^\circ$

Angulo paramento interior con vertical $\alpha = 75.96^\circ$; externo = 14.04°

Angulo del suelo muro $\delta = (2\phi/3) = 21.59^\circ$

Angulo del relleno con la horizontal $\beta = 0.00^\circ$

Zona sísmica = 4; Aceleración sísmica $Z = 0.45$

s/c viva peatonal = 0.50 T/m²

Heq s/c vehicular = 1.05 m

Cálculo de coeficiente de empuje activo:

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

$$K_a = \frac{\sin^2(75.96 + 32.39)}{\sin^2 75.96 \sin(75.96 - 21.59) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(32.39 + 21.59) \sin(32.39 - 0)}{\sin(75.96 - 21.59) \sin(75.96 + 0)}}\right)^2}$$

$$K_a = 0.388$$

Por lo tanto, para el empuje generado por el suelo:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$$E_a = \frac{1}{2} (2.1 \times 3.5^2 \times 0.388)$$

$$E_a = 4.996 \text{ T}$$

Se procede a calcular el empuje horizontal generado por el suelo:

$$E_{a h} = E_a \times \cos(90 - \alpha + \delta)$$

$$E_{a h} = 3.889 \text{ T}$$

Se procede a calcular el empuje vertical generado por el suelo:

$$E_{a v} = E_a \times \sin(90 - \alpha + \delta)$$

$$E_{a v} = 2.910 \text{ T}$$

Cálculo de empuje por sobrecarga vehicular:

$$E_{SC\ veh.} = K_a \gamma H e q$$

$$E_{SC\ veh.} = 0.856 T$$

Se procede a calcular coeficientes sísmico horizontal y vertical:

$$K_h = 0.5 Z = 0.225 ; K_v = 0.5 K_h = 0.113$$

Se procede a calcular el ángulo de inercia sísmico:

$$\Psi = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right) = 14.23^\circ$$

Cálculo de coeficiente de empuje dinámico:

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \alpha)}{\cos\psi \cos^2\alpha \cos(\psi + \alpha + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi - \beta)}{\cos(\delta + \psi + \alpha) \cos(-\beta + \alpha)}} \right)^2}$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(32.39 - 14.226 - 14.04)}{\cos 14.23 \cos^2 14.04 \cos(14.23 + 14.04 + 21.59) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(32.39 + 21.59) \sin(32.39 - 14.23 - 0)}{\cos(21.59 + 14.23 + 14.04) \cos(-0 + 14.04)}} \right)^2}$$

$$K_{ad} = 0.633$$

Cálculo de incremento dinámico de empuje:

$$\Delta E_{ad} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{ad} \right) - E_{ah}$$

$$\Delta E_{ad} = \left(\frac{1}{2} (2.1) (3.5)^2 (1 - 0.113) 0.633 \right) - 3.889 = 3.163 T$$

$$\Delta E_{ad} = 3.163 T$$

Cálculo del momento de volteo:

$$M_v = (E_{ah} \times Y) + (E_{SC\ veh.} \times h/2) + \Delta E_{ad} \times Y$$

$$M_v = 9.712 T.m$$

Consolidado de áreas, pesos y momentos totales estabilizadores.

Tabla 17

Pesos y momentos estabilizadores muro tipo 1 – M. Okabe

SECTOR	AREA (m2)	γ (T/m3)	PESO (T)	BRAZO (m)	MOMENTO (T.m)
1	1.13	2.20	2.48	0.75	1.86
2	1.20	2.20	2.64	1.20	3.17
3	1.13	2.20	2.48	1.65	4.08
4	1.20	2.20	2.64	1.20	3.17
5	1.13	2.10	2.36	1.90	4.49
6	0.75	2.10	1.58	2.28	3.58
s/c viva peatonal	1.00	0.50	0.50	2.28	1.14
TOTAL			14.67		21.49

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la fuerza resultante de deslizamiento:

$$F_{Rd} = P_T \times 0.9x \tan \phi$$

$$F_{Rd} = 8.374 T$$

Cálculo del Factor de Seguridad al Deslizamiento:

$$FSD = \frac{F_{Rd}}{\sum Fh} \geq (1.5)$$

$$FSD = \frac{8.374 T}{4.645 T} = 1.80 \geq (1.5) \dots \dots \text{Conforme}$$

Cálculo del Factor de Seguridad al Volcamiento:

$$FSV = \frac{Me}{Mv} \geq (2.0)$$

$$FSV = \frac{21.49}{9.712} = 2.21 \geq (2.0) \dots \dots \text{Conforme}$$

Verificado los factores anteriores se procede a calcular excentricidad y esfuerzo en el suelo:

$$Xr = \frac{Me - Mv}{\sum W}$$

$$Xr = \frac{21.49 - 9.712}{14.67} = 0.803 m$$

Ahora para la excentricidad con respecto al centro de gravedad de la base.

$$e = \frac{B}{2} - Xr$$

$$e = \frac{2.4}{2} - 0.803$$

$$e = 0.397 \text{ m}$$

Cálculo de la excentricidad máxima:

$$e_{max} = \frac{B}{6} = 0.40 \text{ m} \geq e \dots \dots \text{Conforme}$$

Cálculo de las presiones del terreno en la base:

$$q_1, q_2 = \frac{\sum W}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_1 = 1.218 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_2 = 0.004 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Donde: q_1, q_2 = Presiones del terreno de la base.

Cálculo de la capacidad de carga mediante la fórmula de Terzaghi. (Valores de acuerdo con tabla 2).

$$q_u = CxN_c + qxN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_y$$

$$q_u = 14.33 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga admisible:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{14.33}{3} = 4.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq q_1; q_2 \dots \dots \dots \text{Conforme}$$

3.3.3.2 Caso Muro de contención de altura $H = 4.0$ m.

Predimensionamiento de muro de contención:

Cálculo de la Base Principal: $B = 0.5H - 0.7H$

$$B = 2.8 \text{ m}$$

Cálculo de la Altura de Zapata: $t = H/8 - H/6$

$$t = 0.60 \text{ m}$$

Cálculo de la Altura de Pantalla: $h = H - t$

$$h = 3.40 \text{ m}$$

Cálculo de Talón y Punta: $a = t \text{ ó } t/2$

$$a = 0.30 \text{ m}$$

Cálculo de Corona: $B' = H/12 \geq 0.30\text{m}$

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

Cálculo de Base interior: $Bi = B - 2t$

$$Bi = 2.2 \text{ m}$$

Cálculo de Base triangular (izquierda o derecha):

$$Bt = (Bi - B')/2$$

$$Bt = (2.20 - 0.40)/2$$

$$Bt = 0.90 \text{ m}$$

Por lo cual el prediseño queda definido de la siguiente manera:

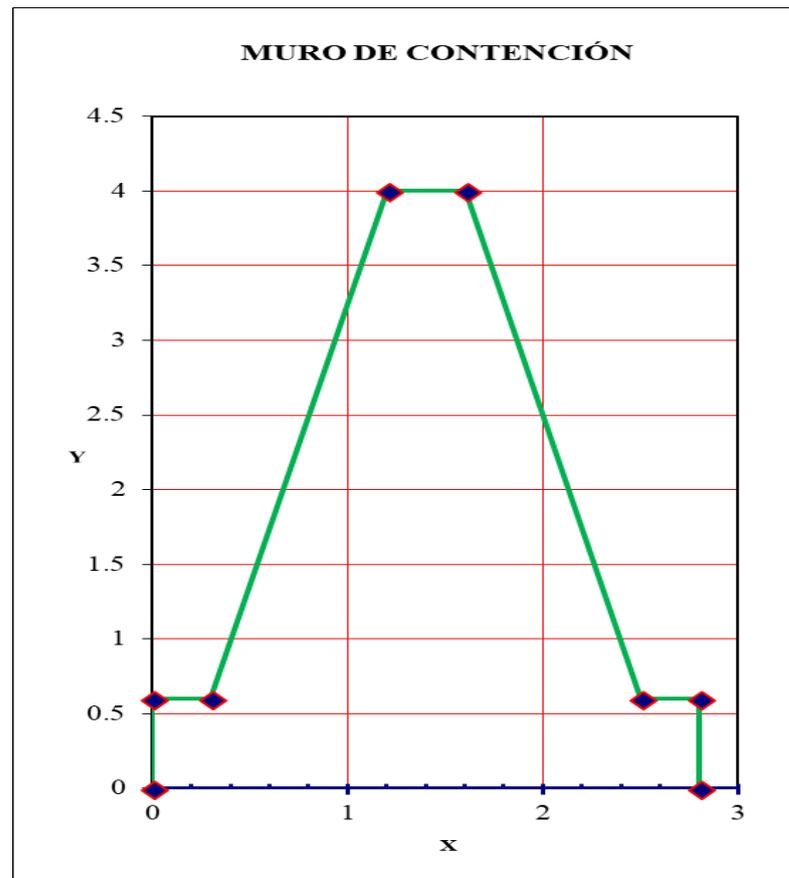


Figura 19: Geometría transversal del muro tipo 2 – M. Okabe

Fuente: (Elaboración propia)

Cálculo del área de muro por secciones:

A1: Triangular Izquierdo $A1 = B t \times h/2$

$$A1 = 1.53 \text{ m}^2$$

A2: Rectangular Superior $A2 = B' \times h$

$$A2 = 1.36 \text{ m}^2$$

A3: Triangular Derecho $A3 = B t \times h/2$

$$A3 = 1.53 \text{ m}^2$$

A4: Rectangular Inferior $A4 = B \times t$

$$A4 = 1.68 \text{ m}^2$$

Cálculo del área de relleno de muro por secciones:

A5: Triangular Izquierdo $A5 = Bt \times h/2$

$$A5 = 1.53 \text{ m}^2$$

A6: Rectangular Superior $A6 = a \times h$

$$A6 = 1.02 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, el área de muro $A_m = A1+A2+A3+A4 = 6.10 \text{ m}^2$

Peso de muro por metro lineal $P_m = 6.10 \text{ m}^2 \times 2.2 \text{ T/m}^3 = 13.42 \text{ T}$

Por lo tanto, el área de relleno $A_r = A5+A6 = 2.55 \text{ m}^2$

Peso de relleno por metro lineal $P_r = 2.55 \text{ m}^2 \times 2.1 \text{ T/m}^3 = 5.355 \text{ T}$

Ahora los centros de gravedad del grafico para el muro y relleno:

$$X_{c,g} = \frac{A_1X_1 + A_2X_2 + A_3X_3 + \dots}{A_1+A_2+A_3+\dots}$$

$$Y_{c,g} = \frac{A_1Y_1 + A_2Y_2 + A_3Y_3 + \dots}{A_1+A_2+A_3+\dots}$$

CG Muro $X_{cg} = 1.400 \text{ m}$; $Y_{cg} = 1.465 \text{ m}$

CG relleno $X_{cg} = 2.380 \text{ m}$; $Y_{cg} = 2.640 \text{ m}$

Punto donde actúa el empuje:

$$\text{Brazo en eje } Y = H/3 ; Y = 1.333 \text{ m}$$

Datos para tener en cuenta para hallar coeficientes de empuje y para 1 metro lineal de muro:

Peso esp. suelo $\gamma_s = 2.10 \text{ T/m}^3$

Peso esp. muro $\gamma_c = 2.20 \text{ T/m}^3$

Angulo fricción interna del relleno $\phi = 32.39^\circ$

Angulo paramento interior con vertical $\alpha = 75.17^\circ$; externo = 14.83°

Angulo del suelo muro $\delta = (2\phi/3) = 21.59^\circ$

Angulo del relleno con la horizontal $\beta = 0.00^\circ$

Zona sísmica = 4; Aceleración sísmica $Z = 0.45$

s/c viva peatonal = 0.50 T/m²

Heq s/c vehicular = 1.05 m

Calculo de coeficiente de empuje activo:

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

$$K_a = \frac{\sin^2(75.17 + 32.39)}{\sin^2 75.17 \sin(75.17 - 21.59) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(32.39 + 21.59) \sin(32.39 - 0)}{\sin(75.17 - 21.59) \sin(75.17 + 0)}}\right)^2}$$

$$K_a = 0.396$$

Cálculo del empuje generado por el suelo:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$$E_a = \frac{1}{2} (2.1 \times 4.0^2 \times 0.396)$$

$$E_a = 6.659 \text{ T}$$

Cálculo del empuje horizontal generado por el suelo:

$$E_{a h} = E_a \times \cos(\delta)$$

$$E_{a h} = 6.191 \text{ T}$$

Cálculo del empuje vertical generado por el suelo:

$$E_{a v} = E_a \times \sin(\delta)$$

$$E_{a v} = 2.450 \text{ T}$$

Cálculo de empuje por sobrecarga vehicular:

$$E_{SC\ veh.} = K_a \gamma H e q$$

$$E_{SC\ veh.} = 0.874 T$$

Cálculo de coeficientes sísmico horizontal y vertical:

$$K_h = 0.5 Z = 0.225 ; K_v = 0.5 K_h = 0.113$$

Cálculo del ángulo de inercia sísmico:

$$\Psi = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right) = 14.23^\circ$$

Cálculo de coeficiente de empuje dinámico:

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \alpha)}{\cos\psi \cos^2\alpha \cos(\psi + \alpha + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi - \beta)}{\cos(\delta + \psi + \alpha) \cos(-\beta + \alpha)}} \right)^2}$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(32.39 - 14.23 - 14.83)}{\cos 14.23 \cos^2 14.83 \cos(14.23 + 14.83 + 21.59) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(32.39 + 21.59) \sin(32.39 - 14.23 - 0)}{\cos(21.59 + 14.23 + 14.83) \cos(-0 + 14.83)}} \right)^2}$$

$$K_{ad} = 0.644$$

Cálculo de incremento dinámico de empuje:

$$\Delta E_{ad} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{ad} \right) - E_{ah}$$

$$\Delta E_{ad} = \left(\frac{1}{2} (2.1) (4.0)^2 (1 - 0.113) 0.644 \right) - 6.191$$

$$\Delta E_{ad} = 3.411 T$$

Cálculo del momento de volteo:

$$M_v = (E_{ah} \times Y) + (E_{SC\ veh.} \times h/2) + \Delta E_{ad} \times Y$$

$$M_v = 14.289 T.m$$

Consolidado de áreas, pesos y momentos totales estabilizadores.

Tabla 18

Pesos y momentos estabilizadores muro tipo 2 – M. Okabe

SECTOR	AREA (m2)	γ (T/m3)	PESO (T)	BRAZO (m)	MOMENTO (T.m)
1	1.53	2.20	3.37	0.90	3.03
2	1.36	2.20	2.99	1.40	4.19
3	1.53	2.20	3.37	1.90	6.40
4	1.68	2.20	3.70	1.40	5.17
5	1.53	2.10	3.21	2.20	7.07
6	1.02	2.10	2.14	2.65	5.68
s/c viva peatonal	1.20	0.50	0.60	2.65	1.59
TOTAL			19.38		33.12

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la fuerza resultante de deslizamiento:

$$F_{Rd} = P_T \times 0.9x \tan \phi$$

$$F_{Rd} = 11.062 T$$

Cálculo del Factor de Seguridad al Deslizamiento:

$$FSD = \frac{F_{Rd}}{\sum Fh} \geq (1.5)$$

$$FSD = \frac{11.062 T}{6.191 T} = 1.79 \geq (1.5) \dots \dots \text{Conforme}$$

Cálculo del Factor de Seguridad al Volcamiento:

$$FSV = \frac{Me}{Mv} \geq (2.0)$$

$$FSV = \frac{33.12}{14.29} = 2.32 \geq (2.0) \dots \dots \text{Conforme}$$

Verificado los factores anteriores se procede a calcular excentricidad y esfuerzo en el suelo:

$$Xr = \frac{Me - Mv}{\sum W}$$

$$Xr = \frac{33.12 - 14.29}{19.38} = 0.972 \text{ m}$$

Ahora para la excentricidad con respecto al centro de gravedad de la base.

$$e = \frac{B}{2} - Xr$$

$$e = \frac{2.8}{2} - 0.972$$

$$e = 0.428 \text{ m}$$

Cálculo de la excentricidad máxima:

$$e_{max} = \frac{B}{6} = 0.47 \text{ m} \geq e \dots \dots \text{Conforme}$$

Cálculo de las presiones del terreno en la base:

$$q_1, q_2 = \frac{\sum W}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_1 = 1.326 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_2 = 0.057 \frac{kg}{cm^2}$$

Donde: q1, q2 = Presiones del terreno de la base.

Cálculo de la capacidad de carga mediante la fórmula de Terzaghi. (Valores de acuerdo con tabla 2).

$$q_u = CxN_c + qxN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_y$$

$$q_u = 16.19 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga admisible:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{16.19}{3} = 5.40 \frac{kg}{cm^2} \geq q_1; q_2 \dots \dots \dots \text{Conforme}$$

3.3.3.3 Caso Muro de contención de altura $H = 4.5$ m.

Predimensionamiento de muro de contención:

Cálculo de la Base Principal: $B = 0.5H - 0.7H$

$$B = 3.0 \text{ m}$$

Cálculo de la Altura de Zapata: $t = H/8 - H/6$

$$t = 0.70 \text{ m}$$

Cálculo de la Altura de Pantalla: $h = H - t$

$$h = 3.80 \text{ m}$$

Cálculo de Talón y Punta: $a = t \text{ ó } t/2$

$$a = 0.35 \text{ m}$$

Cálculo de Corona: $B' = H/12 \geq 0.30\text{m}$

$$B' = 0.50 \text{ m}$$

Cálculo de Base interior: $Bi = B - 2t$

$$Bi = 2.3 \text{ m}$$

Cálculo de Base triangular (izquierda o derecha):

$$Bt = (Bi - B')/2$$

$$Bt = (2.30 - 0.50)/2$$

$$Bt = 0.90 \text{ m}$$

Por lo cual el prediseño queda definido de la siguiente manera:

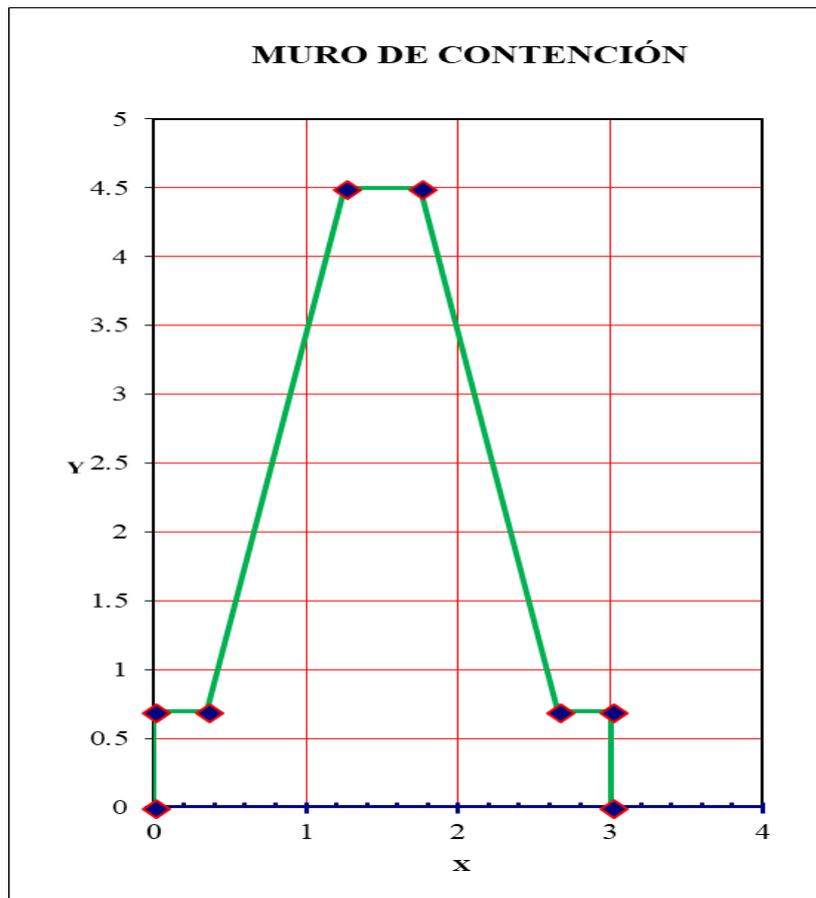


Figura 20: Geometría transversal del muro tipo 3 – M. Okabe

Fuente: (Elaboración propia)

Cálculo del área de muro por secciones:

A1: Triangular Izquierdo $A1 = B t \times h/2$

$$A1 = 1.71 \text{ m}^2$$

A2: Rectangular Superior $A2 = B' \times h$

$$A2 = 1.90 \text{ m}^2$$

A3: Triangular Derecho $A3 = B t \times h/2$

$$A3 = 1.71 \text{ m}^2$$

A4: Rectangular Inferior $A4 = B \times t$

$$A4 = 2.1 \text{ m}^2$$

Cálculo del área de relleno de muro por secciones:

A5: Triangular Izquierdo $A_5 = B t x h/2$

$$A_5 = 1.71 \text{ m}^2$$

A6: Rectangular Superior $A_6 = a x h$

$$A_6 = 1.33 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, el área de muro $A_m = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 = 7.42 \text{ m}^2$

Peso de muro por metro lineal $P_m = 7.42 \text{ m}^2 \times 2.2 \text{ T/m}^3 = 16.324 \text{ T}$

Por lo tanto, el área de relleno $A_r = A_5 + A_6 = 3.040 \text{ m}^2$

Peso de relleno por metro lineal $P_r = 2.55 \text{ m}^2 \times 2.1 \text{ T/m}^3 = 6.384 \text{ T}$

Ahora los centros de gravedad del grafico para el muro y relleno:

$$X_{c,g} = \frac{A_1 X_1 + A_2 X_2 + A_3 X_3 + \dots}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}$$

$$Y_{c,g} = \frac{A_1 Y_1 + A_2 Y_2 + A_3 Y_3 + \dots}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}$$

CG Muro $X_{cg} = 1.500 \text{ m}$; $Y_{cg} = 1.671 \text{ m}$

CG relleno $X_{cg} = 2.558 \text{ m}$; $Y_{cg} = 2.956 \text{ m}$

Punto donde actúa el empuje:

$$\text{Brazo en eje } Y = H/3 ; Y = 1.500 \text{ m}$$

Datos para tener en cuenta para hallar coeficientes de empuje y para 1 metro lineal de muro:

Peso esp. suelo $\gamma_s = 2.10 \text{ T/m}^3$

Peso esp. muro $\gamma_c = 2.20 \text{ T/m}^3$

Angulo fricción interna del relleno $\phi = 32.39^\circ$

Angulo paramento interior con vertical $\alpha = 76.68^\circ$; externo = 13.32°

Angulo del suelo muro $\delta = (2\phi/3) = 21.59^\circ$

Angulo del relleno con la horizontal $\beta = 0.00^\circ$

Zona sísmica = 4; Aceleración sísmica $Z = 0.45$

s/c viva peatonal = 0.50 T/m²

Heq s/c vehicular = 1.05 m

Cálculo de coeficiente de empuje activo:

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

$$K_a = \frac{\sin^2(76.68 + 32.39)}{\sin^2 76.68 \sin(76.68 - 21.59) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(32.39 + 21.59) \sin(32.39 - 0)}{\sin(76.68 - 21.59) \sin(76.68 + 0)}} \right)^2}$$

$$K_a = 0.381$$

Cálculo del empuje generado por el suelo:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$$E_a = \frac{1}{2} (2.1 \times 4.5^2 \times 0.381) = 8.109 \text{ T}$$

Cálculo del empuje horizontal generado por el suelo:

$$E_{a h} = E_a \times \cos(\delta)$$

$$E_{a h} = 7.540 \text{ T}$$

Cálculo del empuje vertical generado por el suelo:

$$E_{a v} = E_a \times \sin(\delta)$$

$$E_{a v} = 2.984 \text{ T}$$

Cálculo de empuje por sobrecarga vehicular:

$$E_{SC \text{ veh.}} = K_a \gamma H_{eq}$$

$$E_{SC \text{ veh.}} = 0.841 \text{ T}$$

Se procede a calcular coeficientes sísmico horizontal y vertical:

$$K_h = 0.5 (Z) = 0.225 ; K_v = 0.5 K_h = 0.113$$

Se procede a calcular el ángulo de inercia sísmico:

$$\Psi = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right) = 14.23^\circ$$

Cálculo de coeficiente de empuje dinámico:

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \alpha)}{\cos\psi \cos^2\alpha \cos(\psi + \alpha + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi - \beta)}{\cos(\delta + \psi + \alpha) \cos(-\beta + \alpha)}} \right)^2}$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(32.39 - 14.23 - 13.32)}{\cos 14.23 \cos^2 13.32 \cos(14.23 + 13.32 + 21.59) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(32.39 + 21.59) \sin(32.39 - 14.23 - 0)}{\cos(21.59 + 14.23 + 13.32) \cos(-0 + 13.32)}} \right)^2}$$

$$K_{ad} = 0.623$$

Calculo de incremento dinámico de empuje:

$$\Delta E_{ad} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{ad} \right) - E_{ah}$$

$$\Delta E_{ad} = \left(\frac{1}{2} (2.1) (4.5)^2 (1 - 0.113) 0.623 \right) - 7.540$$

$$\Delta E_{ad} = 4.214 \text{ T}$$

Cálculo del momento de volteo:

$$M_v = (E_{ah} \times Y) + (E_{SC \text{ veh.}} \times h/2) + \Delta E_{ad} \times Y$$

$$M_v = 19.229 \text{ T.m}$$

Consolidado de áreas, pesos y momentos totales estabilizadores.

Tabla 19

Pesos y momentos estabilizadores muro tipo 3 – M. Okabe

SECTOR	AREA (m2)	γ (T/m3)	PESO (T)	BRAZO (m)	MOMENTO (T.m)
1	1.71	2.20	3.76	0.95	3.57
2	1.90	2.20	4.18	1.50	6.27
3	1.71	2.20	3.76	2.05	7.71
4	2.10	2.20	4.62	1.50	6.93
5	1.71	2.10	3.59	2.35	8.44
6	1.33	2.10	2.79	2.83	7.89
s/c viva peatonal	1.25	0.50	0.63	2.83	1.77
TOTAL			23.33		42.58

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la fuerza resultante de deslizamiento:

$$F_{Rd} = P_T \times 0.9x \tan \phi$$

$$F_{Rd} = 13.322 T$$

Cálculo del Factor de Seguridad al Deslizamiento:

$$FSD = \frac{F_{Rd}}{\sum Fh} \geq (1.5)$$

$$FSD = \frac{13.322 T}{7.540 T} = 1.79 \geq (1.5) \dots \dots \text{Conforme}$$

Cálculo del Factor de Seguridad al Volcamiento:

$$FSV = \frac{Me}{Mv} \geq (2.0)$$

$$FSV = \frac{42.58}{19.23} = 2.21 \geq (2.0) \dots \dots \text{Conforme}$$

Verificado los factores anteriores se procede a calcular excentricidad y esfuerzo en el suelo:

$$Xr = \frac{Me - Mv}{\sum W}$$

$$Xr = \frac{42.58 - 19.23}{23.33} = 1.001 \text{ m}$$

Ahora para la excentricidad con respecto al centro de gravedad de la base.

$$e = \frac{B}{2} - Xr$$

$$e = 0.499 \text{ m}$$

Cálculo de la excentricidad máxima:

$$e_{max} = \frac{B}{6} = 0.500 \text{ m} \geq e \dots \dots \text{ Conforme}$$

Cálculo de las presiones del terreno en la base:

$$q_1, q_2 = \frac{\sum W}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_1 = 1.554 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_2 = 0.001 \frac{kg}{cm^2}$$

Donde: q1, q2 = Presiones del terreno de la base.

Cálculo de la capacidad de carga mediante la fórmula de Terzaghi. (Valores de acuerdo con tabla 2).

$$q_u = CxN_c + qxN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_y$$

$$q_u = 17.38 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga admisible:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{17.38}{3} = 5.79 \frac{kg}{cm^2} \geq q_1; q_2 \dots \dots \dots \text{ Conforme}$$

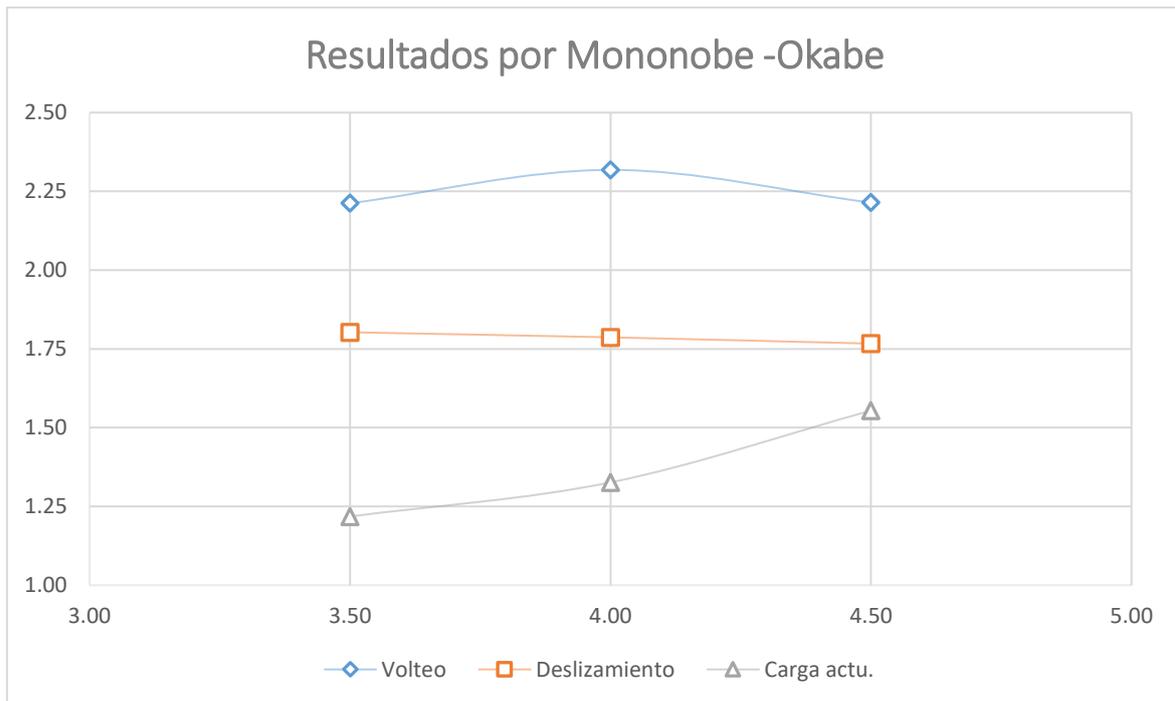
Tabla 20

Detalle resultados Método Mononobe - Okabe muro tipo 1,2 y 3

CUADRO RESUMEN							
METODO	ALTURA	Momentos (Ton - m)		Factores de seguridad		Carga actuante	Carga admisible
		M. estabil.	M. desestab.	Volteo	Deslizamiento	Kg/cm2	Kg/cm3
M. Okabe	3.50	21.49	9.71	2.21	1.80	1.22	4.78
M. Okabe	4.00	33.12	14.29	2.32	1.79	1.33	5.40
M. Okabe	4.50	42.58	19.23	2.21	1.77	1.55	5.79

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 3: Resultados de factores de seguridad por Mononobe - okabe



Del grafico se puede visualizar que los factores de seguridad al deslizamiento (FSD) por las 3 alturas solicitadas, presentan valores similares, con respecto a los factores de seguridad al volteo (FSV), presenta valor más conservador para altura de 4.0 m y en cuanto a la carga actuante, los valores aumentan según la altura del muro de contención a aplicar, además presentan un coeficiente de variación ($CV_{FSV} = 2.69\%$ y $CV_{FSD} = 1.01\%$).

3.3.4 Análisis de estabilidad de estructuras de contención mediante métodos convencionales.

Tabla 21

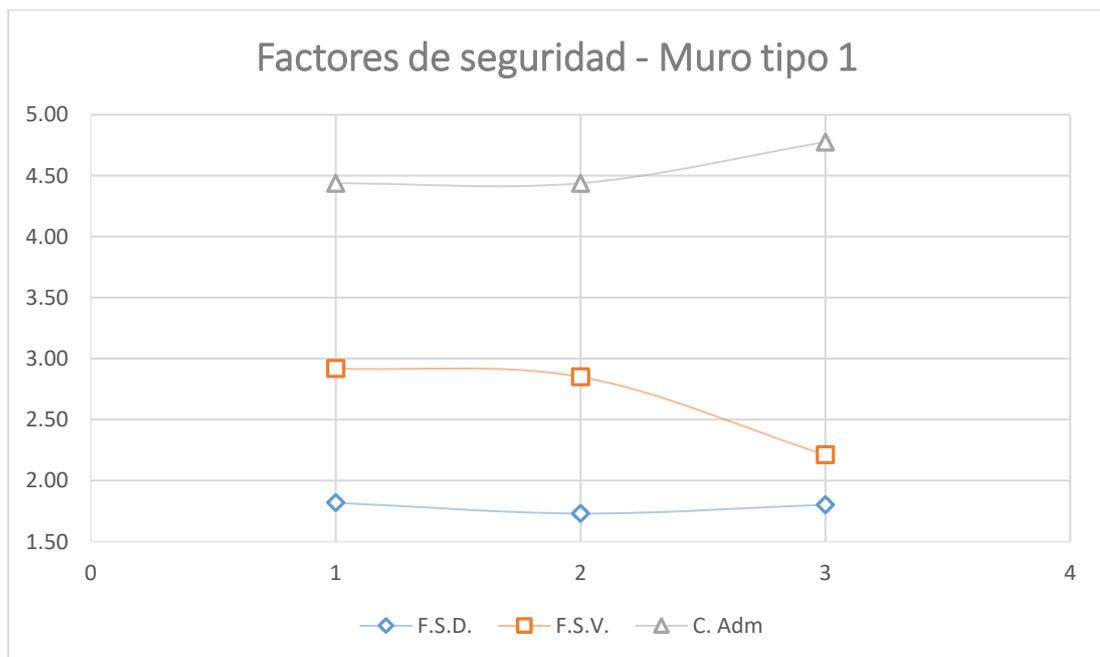
Detalle resultados de los métodos convencionales

CUADRO RESUMEN GENERAL							
METODO	Altura (m)	Momentos (Ton - m)		Factores de seguridad		Carga actu.	Carga adm.
		M. estabil.	M. desestab.	Volteo	Deslizamiento	Kg/cm ²	Kg/cm ²
Coulomb	3.50	15.78	5.41	2.92	1.82	0.83	4.44
	4.00	23.65	7.79	3.04	1.83	0.95	4.78
	4.50	33.31	10.67	3.12	1.80	1.02	5.28
Rankine	3.50	15.78	5.54	2.85	1.73	0.85	4.44
	4.00	23.65	7.94	2.98	1.75	0.96	4.78
	4.50	33.31	10.94	3.04	1.73	1.04	5.28
M. Okabe	3.50	21.49	9.71	2.21	1.80	1.22	4.78
	4.00	33.12	14.29	2.32	1.79	1.33	5.40
	4.50	42.58	19.23	2.21	1.77	1.55	5.79

Fuente: Elaboración propia

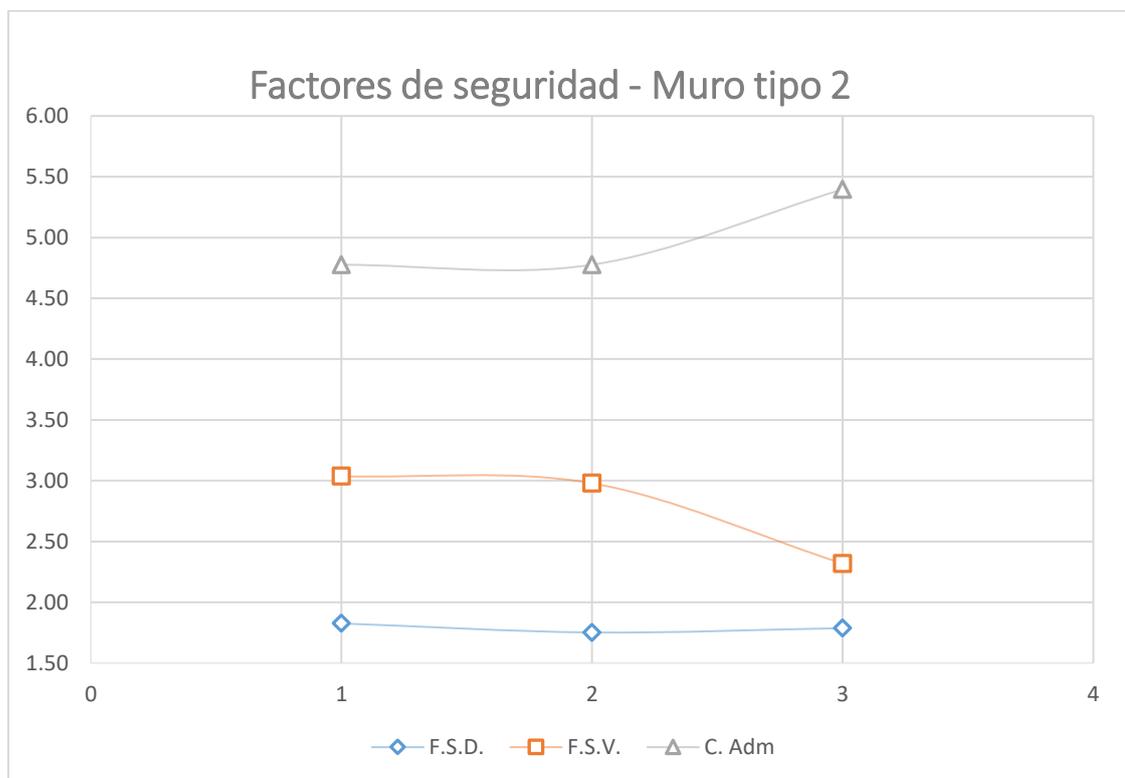
3.3.4.1 Análisis de los factores de seguridad (FSD Y FSV), para cada tipo de muro solicitado con los métodos convencionales.

Gráfico 4: Factores de seguridad para un muro de H = 3.50 m



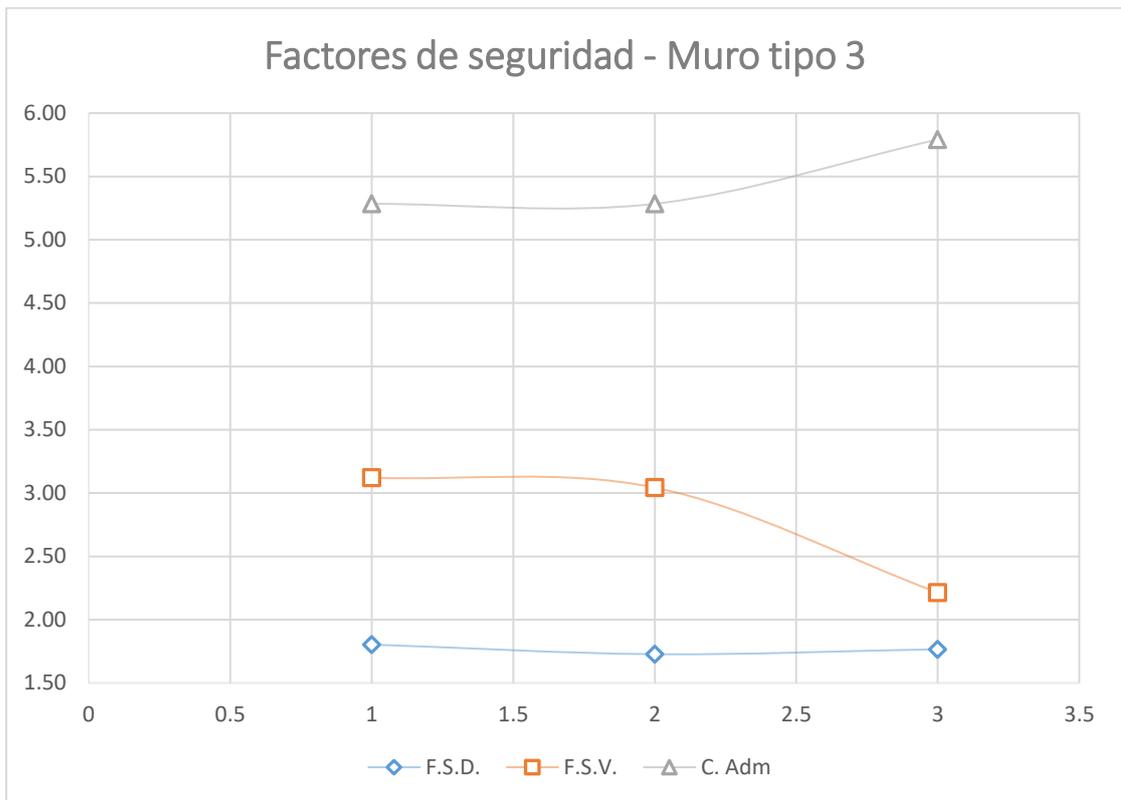
Del grafico se puede visualizar que para la solicitud de 3.5 m de altura de muro los factores de seguridad al deslizamiento (FSD) por los 3 métodos, presentan valores similares, y en cuanto a los factores de seguridad al vuelco (FSV), presenta valores más conservadores para la Teoría de Coulomb y Teoría de Rankine con respecto al método de Mononobe – okabe. Finalmente, para verificación de capacidad de carga admisible presenta valores más conservadores para el método de Mononobe – okabe con respecto a la Teoría de Coulomb y Teoría de Rankine.

Gráfico 5: Factores de seguridad para un muro de H = 4.00 m



Del grafico se puede visualizar que para la solicitud de 4.0 m de altura de muro los factores de seguridad al deslizamiento (FSD) por los 3 métodos, presentan valores similares, y en cuanto a los factores de seguridad al vuelco (FSV), presenta valores más conservadores para la Teoría de Coulomb y Teoría de Rankine con respecto al método de Mononobe – okabe. Finalmente, para verificación de capacidad de carga admisible presenta valores más conservadores para el método de Mononobe – okabe con respecto a la Teoría de Coulomb y Teoría de Rankine.

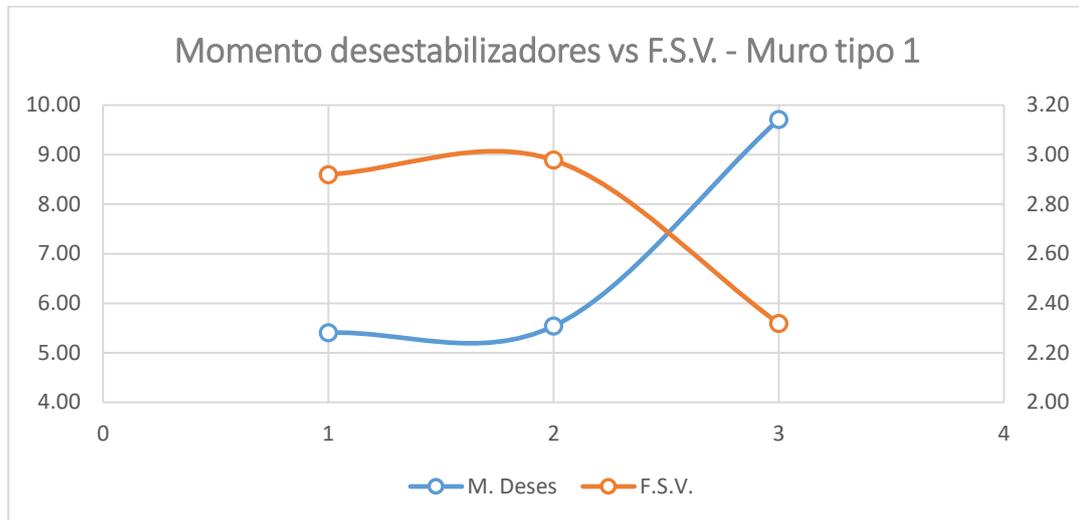
Gráfico 6: Factores de seguridad para un muro de H = 4.50 m



Del gráfico se puede visualizar que para la solicitud de 4.5 m de altura de muro los factores de seguridad al deslizamiento (FSD) por los 3 métodos, presentan valores similares, y en cuanto a los factores de seguridad al vuelco (FSV), presenta valores más conservadores para la Teoría de Coulomb y Teoría de Rankine con respecto al método de Mononobe – okabe. Finalmente, para verificación de capacidad de carga admisible presenta valores más conservadores para el método de Mononobe – okabe con respecto a la Teoría de Coulomb y Teoría de Rankine.

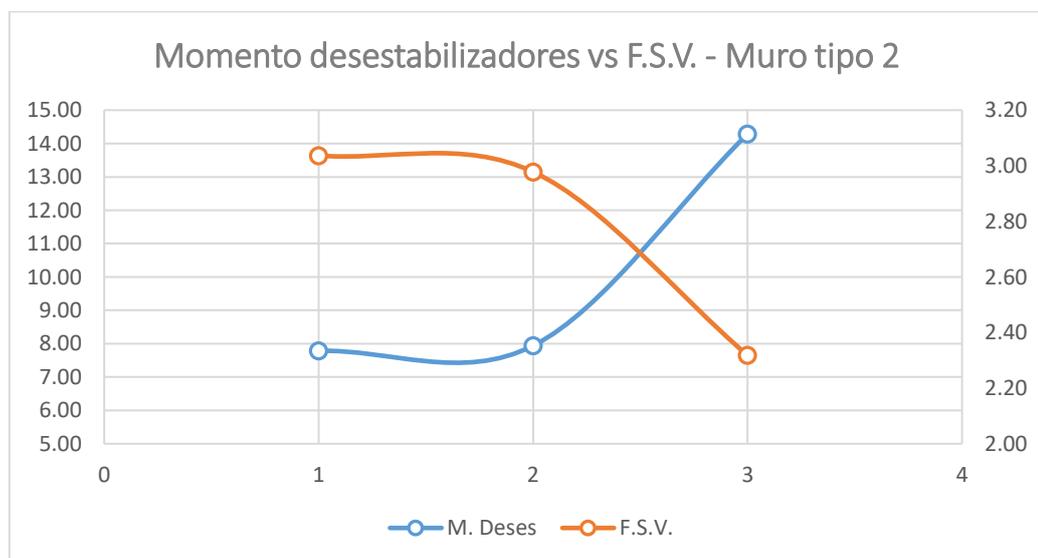
3.3.4.2 Análisis los momentos desestabilizadores generados relacionados con los factores de volteo (FSV), para cada tipo de muro solicitado con los métodos convencionales.

Gráfico 7: M. desestabilizadores vs FSV para un muro de H = 3.50 m



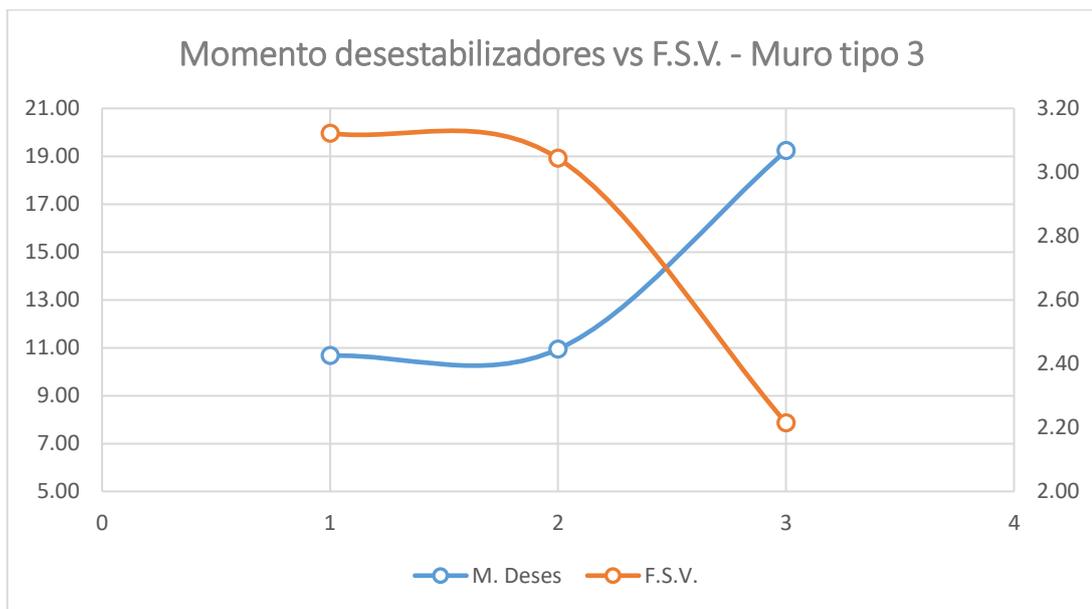
Del gráfico se puede visualizar que para la solicitud de 3.5 m de altura de muro los factores de seguridad al volteo (FSV) por los 3 métodos, presentan valores más conservadores para T. Coulomb y T. Rankine con respecto al de Mononobe - Okabe y en cuanto a los momentos desestabilizadores soportados presenta valores mayores para el método de Mononobe – okabe. con respecto a la Teoría de Coulomb y Teoría de Rankine.

Gráfico 8: M. desestabilizadores vs FSV para un muro de H = 4.00 m



Del grafico se puede visualizar que para la solicitud de 4.0 m de altura de muro los factores de seguridad al volteo (FSV) por los 3 métodos, presentan valores más conservadores para T. Coulomb y T. Rankine con respecto al de Mononobe - Okabe y en cuanto a los momentos desestabilizadores soportados presenta valores mayores para el método de Mononobe – okabe. con respecto a la Teoría de Coulomb y Teoría de Rankine.

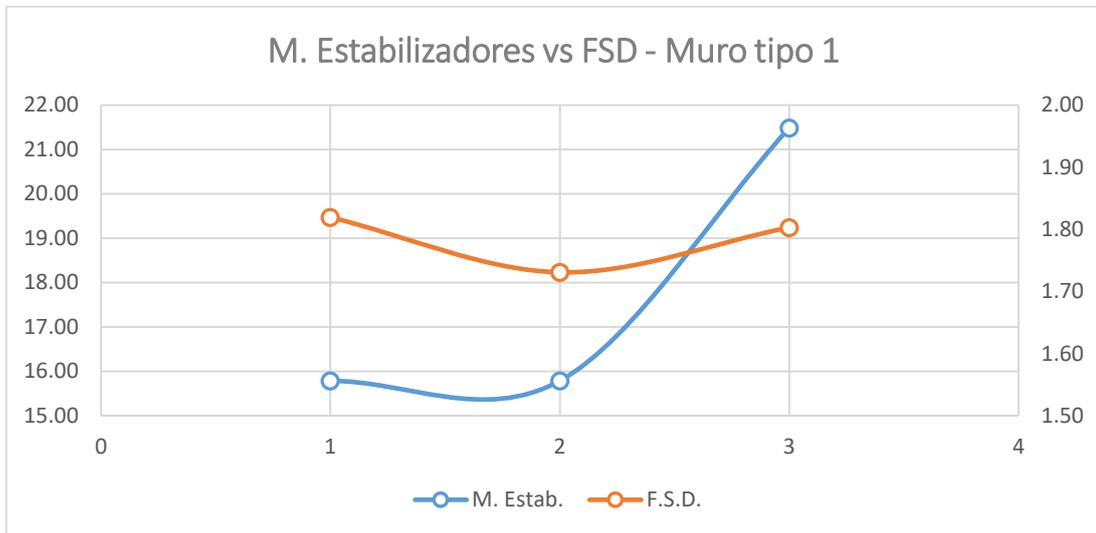
Gráfico 9: M. desestabilizadores vs FSV para un muro de H = 4.50 m



Del grafico se puede visualizar que para la solicitud de 4.5 m de altura de muro los factores de seguridad al volteo (FSV) por los 3 métodos, presentan valores más conservadores para T. Coulomb y T. Rankine con respecto al de Mononobe - Okabe y en cuanto a los momentos desestabilizadores soportados presenta valores mayores para el método de Mononobe – okabe. con respecto a la Teoría de Coulomb y Teoría de Rankine.

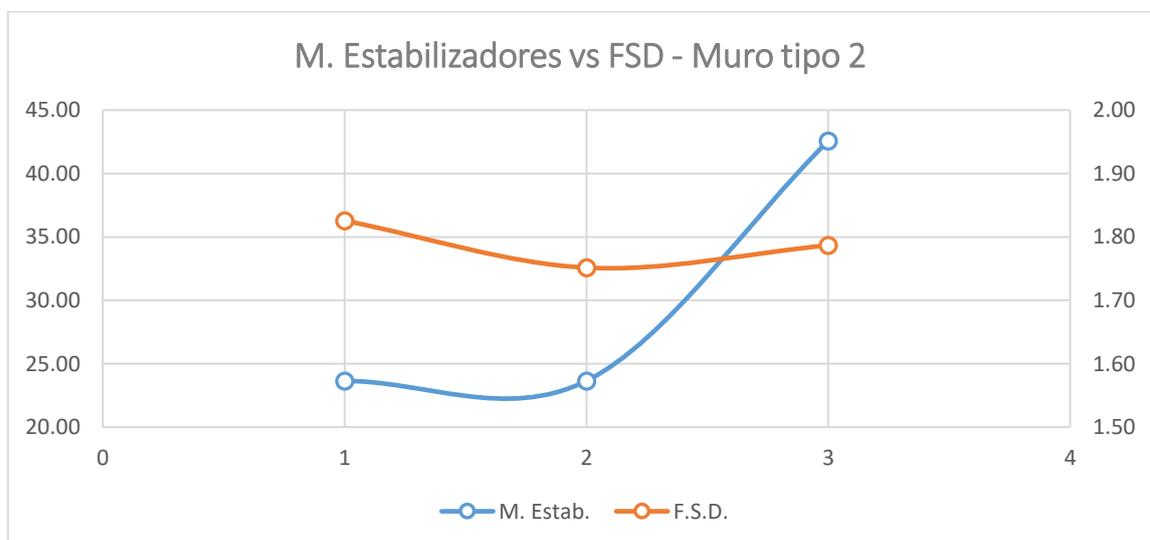
3.3.4.3 Análisis los momentos estabilizadores generados relacionados con los factores de volteo (FSD), para cada tipo de muro solicitado con los métodos convencionales.

Gráfico 10: M. Estabilizadores vs FSD para un muro de H = 3.50 m



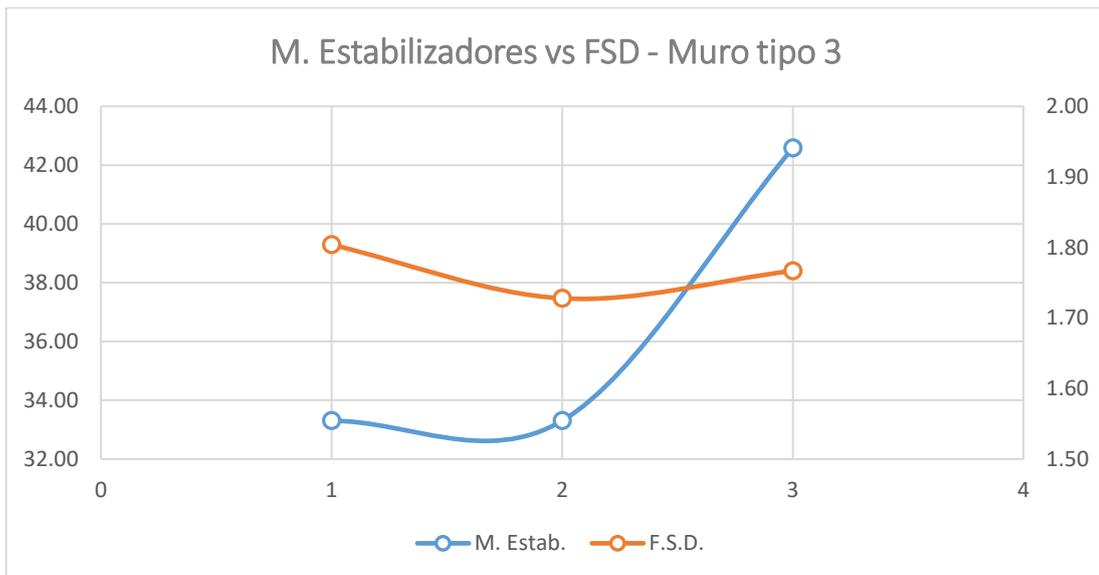
Del gráfico se puede visualizar que para la solicitud de 3.5 m de altura de muro los factores de seguridad al deslizamiento (FSD) por los 3 métodos, presentan valores más conservadores para T. Coulomb y Mononobe - Okabe con respecto al de la T. Rankine y en cuanto a los momentos desestabilizadores soportados presenta valores mayores para el método de Mononobe – okabe. con respecto a la Teoría de Coulomb y Teoría de Rankine.

Gráfico 11: M. Estabilizadores vs FSD para un muro de H = 4.00 m



Del grafico se puede visualizar que para la solicitud de 4.0 m de altura de muro los factores de seguridad al deslizamiento (FSD) por los 3 métodos, presentan valores más conservadores para T. Coulomb y Mononobe - Okabe con respecto al de la T. Rankine y en cuanto a los momentos desestabilizadores soportados presenta valores mayores para el método de Mononobe – okabe. con respecto a la Teoría de Coulomb y Teoría de Rankine.

Gráfico 12: M. Estabilizadores vs FSD para un muro de H = 4.50 m



Del grafico se puede visualizar que para la solicitud de 4.5 m de altura de muro los factores de seguridad al deslizamiento (FSD) por los 3 métodos, presentan valores más conservadores para T. Coulomb y Mononobe - Okabe con respecto al de la T. Rankine y en cuanto a los momentos desestabilizadores soportados presenta valores mayores para el método de Mononobe – okabe. con respecto a la Teoría de Coulomb y Teoría de Rankine.

IV. DISCUSIÓN

Discusión 1:

En el presente estudio bajo el empleo de la teoría de Coulomb en el diseño de estructuras de contención para hallar los factores de seguridad al volteo y deslizamiento (FSV y FSD), genero datos en un rango de $FSV=2.92-3.12$ y $FSD=1.80-1.83$, estos para los casos planteados de 3.5m, 4.0m y 4.5m de altura, además presentan un coeficiente de variación ($CV_{FSV}=3.35\%$ y $CV_{FSD}=0.61\%$).

Al respecto (Bernuy Ramirez, y otros, 2015) citado como antecedente nacional, en su diseño planteado para la estabilización de ladera aplicando la teoría de coulomb para el desarrollo en el barrio de San Isidro del distrito San Marcos - Huari, Ancash, verifica los factores de seguridad para muro de contención de 3.5m de altura obteniendo como resultado $FSV = 4.75$ y $FSD = 1.90$.

De igual manera (Barrera Jo, 2010) citado como antecedente internacional, en su diseño comparativo de concreto reforzado y mampostería de block reforzado, aplicando la teoría de Coulomb, verifica los factores de seguridad para muro de contención de 4.4m de altura obteniendo como resultado $FSV = 2.15$ y $FSD = 1.53$.

Como se puede observar los resultados de la investigación son menores con respecto a los antecedentes sin embargo se cumple los mínimos establecidos para cada factor por lo cual se optimiza los mismos; por consiguiente, el objetivo propuesto esta logrado.

Discusión 2:

En el presente estudio bajo el empleo de la teoría de Rankine en el diseño de estructuras de contención para hallar los factores de seguridad al volteo y deslizamiento (FSV y FSD), genero datos en un rango de $FSV=2.85-3.04$ y $FSD=1.73-1.75$, estos para los casos planteados de 3.5m, 4.0m y 4.5m de altura, además presentan un coeficiente de variación ($CV_{FSV}=3.32\%$ y $CV_{FSD}=0.74\%$).

De igual manera (Villar Arana, 2015) citado como antecedente nacional, en su diseño comparativo de muro tipo voladizo y contrafuerte, aplicando la teoría de Rankine, verifica los factores de seguridad para muro de contención de 5.0m de altura obteniendo como resultado $FSV = 3.17$ y $FSD = 1.51$.

Al respecto (Palacios Zambrano, y otros, 2015) citado como antecedente internacional, en su diseño planteado para un proyecto en la ciudad Casa de la Cultura de Portoviejo – Manabí, Ecuador, verifica los factores de seguridad para muro de contención de 6.0m de altura obteniendo como resultado $FSV = 4.29$ y $FSD = 3.34$.

Como se puede observar los resultados de la investigación son menores con respecto a los antecedentes sin embargo se cumple los mínimos establecidos para cada factor por lo cual se optimiza los mismos; por consiguiente, el objetivo propuesto esta logrado.

Discusión 3:

En el presente estudio bajo el empleo del método de Mononobe - Okabe en el diseño de estructuras de contención para hallar los factores de seguridad al volteo y deslizamiento (FSV y FSD), genero datos en un rango de $FSV=2.21-2.32$ y $FSD=1.77-1.80$, estos para los casos planteados de 3.5m, 4.0m y 4.5m de altura, además presentan un coeficiente de variación ($CV_{FSV} = 2.69\%$ y $CV_{FSD} = 1.01\%$).

En comparación con (Ballón Benavente, y otros, 2017) citado como antecedente nacional, en sus diseños planteado para análisis de estabilidad de muros de contención de acuerdo con las zonas sísmicas del Perú, verifica los factores de seguridad para muro de contención de 4.0m de altura obteniendo como resultado $FSV = 1.21$ y $FSD = 1.29$ y para muro de contención de 2.0m de altura obtuvo $FSV = 1.21$ y $FSD = 1.63$.

Al respecto (Lucero Pardo, y otros, 2012) citado como antecedente nacional, en su diseño planteado para muros de contención como guía y ayuda para profesionales de ingeniería, verifica los factores de seguridad para muro de contención de 6.0m de altura obteniendo como resultado $FSV = 2.13$ y $FSD = 1.32$.

Como se puede observar los resultados de la investigación son mayores con respecto a los antecedentes sin embargo se cumple los mínimos establecidos para cada factor lo cual en comparación a la fuente no llega a cumplir dichos valores, por lo cual se optimiza los mismos; por consiguiente, el objetivo propuesto esta logrado.

Discusión 4:

En los gráficos 4, 5 y 6 se puede observar que los factores de seguridad al deslizamiento (FSD) presenta valores similares en la iteración de los casos planteados y método de diseño y con respecto factores de seguridad al volteo (FSV) presenta valores conservadores para los primeros métodos (Coulomb y Rankine) con respecto al último método sintetizando este primer comparativo que el método Mononobe okabe cumple los parámetros mínimos pero genera menor confiabilidad respecto a los otros métodos, además factores de seguridad los cuales presentan un coeficiente de variación ($CV_{FSV} = 13.87 \%$ y $CV_{FSD} = 2.07 \%$).

En los gráficos 7, 8 y 9 se puede observar que los factores de seguridad al volteo (FSV) presenta valores conservadores para T. Coulomb y T. Rankine en la iteración de los casos planteados, la diferencia está en los momentos desestabilizadores soportados, donde el tercer método de Mononobe – okabe soporta en magnitud casi el doble con respecto a los métodos anteriores.

En los gráficos 10, 11 y 12 se puede observar que los factores de seguridad al deslizamiento (FSD) presenta valores conservadores para T. Coulomb y Mononobe–okabe en la iteración de los casos planteados, la diferencia está en los momentos estabilizadores soportados, donde el tercer método de Mononobe-okabe soporta mayor magnitud con respecto a los métodos anteriores.

V. CONCLUSIÓN:

Conclusión 1: Bajo el empleo de la teoría de Coulomb en el diseño de estructuras de contención para hallar los factores de seguridad (FSV y FSD), se obtuvo datos en un rango de $FSV=2.92-3.12$ y $FSD=1.80-1.83$, estos para los casos planteados de 3.5m, 4.0m y 4.5m de altura, también este método presenta resultados optimizados cuando se trabaja a pendientes mayores a 0° .

Conclusión 2: Empleando de la teoría de Rankine en el diseño de estructuras de contención para hallar los factores de seguridad (FSV y FSD), genero datos en un rango de $FSV=2.85-3.04$ y $FSD=1.73-1.75$, estos para los casos planteados de 3.5m, 4.0m y 4.5m de altura, también este método presenta resultados optimizados cuando se trabaja a pendientes igual a 0° .

Conclusión 3: Aplicando el método de Mononobe - Okabe en el diseño de estructuras de contención para hallar los factores de seguridad (FSV y FSD), genero datos en un rango de $FSV=2.21-2.32$ y $FSD=1.77-1.80$, estos para los casos planteados de 3.5m, 4.0m y 4.5m de altura, también este método presenta resultados optimizados cuando se trabaja a pendientes mayores a 0° y con la zonificación sísmica correspondiente.

Conclusión 4: Relacionando los gráficos y valores obtenidos se concluye que el método de Mononobe – okabe, genera mayor estabilidad y confiabilidad, evaluando la interacción de momentos y factores de seguridad generados, además los factores de seguridad presentan un coeficiente de variación ($CV_{FSV} = 13.87\%$ y $CV_{FSD} = 2.07\%$).

VI. RECOMENDACIONES:

Recomendación 1: Se recomienda para mayor precisión en el análisis utilizar el mapa de isoaceleraciones en lugar de valores dados por la norma y en casos de mayor envergadura realizar un estudio sísmico de la zona.

Recomendación 2: Ejecutar el diseño de muros de contención propuesto para mitigar la vulnerabilidad a deslizamiento existente en la zona y verificar la aplicación de sistema de drenaje en la pantalla del muro y estabilización durante la ejecución.

Recomendación 3: La ejecución de este tipo de obra siempre debe estar a cargo de profesionales competentes de Ingeniería Civil, ya que los mismos conocen con amplitud la aplicabilidad y ejecución de las normas técnicas y constructivas en este tipo de obra.

VII. REFERENCIA:

REFERENCIAS

- ARIAS, Fidias. 2012.** *El proyecto de la investigación*. 6ta ed. Caracas : Editorial Episteme, 2012. pp. 146. ISBN: 9800785299.
- BALLÓN Benavente, Andrés y Echenique Sosa, Jose Francisco. 2017.** *Análisis de estabilidad de muros de contención de acuerdo a las zonas sísmicas del Perú*. Facultad de Ingeniería, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Lima : s.n., 2017. pp. 97, Tesis para obtener grado de Ingeniero Civil.
- BAQUERIZO Condori, Chistian David. 2015.** *Estudio geotécnico de suelos para la construcción del complejo deportivo Piuray Pampa, distrito de Chincheros Urubamba – Cusco*. Facultad de Ingeniería Geológica, Minera, Metalúrgica y Geográfica, Universidad Nacional Mayor de San Marcos. Lima : s.n., 2015. pp. 74, Tesis para obtener grado de Ingeniero Geólogo.
- BARRERA Jo, Daniel. 2010.** *Estudio comparativo de costos de muros de contención de concreto reforzado y de mampostería de block reforzado*. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala : s.n., 2010. pp. 152, Tesis para obtener grado de ingeniero civil.
- BARROS, José. 1980.** *Muros de Contención*. 3ra. ed. Barcelona : Ediciones Ceac S.A., 1980. pp. 240. ISBN: 843292962X..
- BELTRÁN Martínez, Raúl. 2009.** *Diseño geotécnico y estructural de una cimentación en arcilla expansiva*. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma De México. México : s.n., 2009. pp. 190, Tesis para optar el grado de Maestro en ingeniería.
- BERNUY Ramirez, Robin Luis y Bueno Herrera, Alcides. 2015.** *Estabilización de ladera con muros de contención y estudio de impacto ambiental para la protección de viviendas en el barrio de San Isidro del distrito de San Marcos – Huari*. Facultad de Ingeniería, Universidad Privada Antenor Orrego. Ancash : s.n., 2015. pp. 147, Tesis para obtener grado de ingeniero civil.
- BORJA Suárez, Manuel. 2012.** *Metodología de la Investigación Científica para ingenieros*. Chiclayo : s.n., 2012. pp. 38.
- BRAJA M, Das. 2001.** *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. México : Thomson Editores, 2001. pp. 592. ISBN: 9706860614.
- BRAJA M, Das. 2001.** *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 4ta ed. México : Thomson Editores, 2001. pp. 880. ISBN: 9706860355.
- CAMPOS Muñoz, Denisse. 2011.** *Estudio de la variabilidad del suelo de Piura a través del SPT para la valoración del F.S*. Facultad de Ingeniería, Universidad de Piura. Piura : s.n., 2011. pp. 131, Tesis para optar el título de Ingeniero Civil.
- CRESPO Villalaz, Carlos. 2004.** *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 5ta ed. México : Limusa, 2004. pp. 652. ISBN: 9681864891.

GUEVARA Anzules, Manuel. 2009. *Estudio comparativo del análisis de muros de contención tanto como, muro en voladizo vs muro con contrafuertes, de un muro de altura = 7.5m, tanto en su análisis estructural como en su análisis técnico - económico.* Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas, Universidad de Guayaquil. Guayaquil : s.n., 2009. pp. 216, Tesis para optar el grado de ingeniero civil.

HARMSSEN, Teodoro. 2002. *Diseño de estructuras de concreto armado.* 3ra ed. Lima : Fondo Editorial, 2002. pp. 697.

LUCERO Pardo, Franklin Hernán, Pachacama Caiza, Edgar Alfredo y Rodríguez Montero, William Arturo. 2012. *Análisis y diseño de muros de contención.* Facultad de ingeniería, Universidad Central del Ecuador. Quito : s.n., 2012. pp. 393, Tesis para obtención de grado de ingeniero civil.

MARTINEZ, Alberto. 1991. *Mecánica de suelos.* Lima : Tulio Cusman S.A., 1991. pp. 316.

MESCUA Figueroa, César. 2017. *Módulo de desarrollo del proyecto de investigación (DPI).* Lima : UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO, 2017. pp. 51.

MEZA Ocas, Dhayan Rafael y SÁNCHEZ Nureña, Henry Edison. 2015. *Diseño de un puente sobre el rio Olichoco km. 27+000 entre los anexos de Yanasara y Pallar, Distrito de Curgos- Sánchez Carrión – La Libertad.* Facultad de Ingeniería, Universidad Privada Antenor Orrego. Trujillo : s.n., 2015. pp. 500, Tesis para optar el título de ingeniero civil.

MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. 2017. *Reglamento Nacional de Edificaciones.* Lima : s.n., 2017.

ORTEGA, Juan. 1990. *Cimentaciones, tanques y muros de contención.* Lima : W.H. Editores S.R.L, 1990. pp. 264.

PADILLA Castro, Lucía. 2014. *Proyecto de Tesis.* Lima : Universidad Cesar Vallejo, 2014. pp. 78.

PALACIOS Zambrano, Lucia y Toala Chávez, María. 2015. *Diseño de dos muros de contención para el proyecto ciudad casa de la cultura de la ciudad de Portoviejo, Provincia de Manabí 2014- 2015.* Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas, Universidad Técnica de Manabí. Manabí : s.n., 2015. pp. 113, Tesis para obtener grado de ingeniero civil.

ROJAS Martínez, Susana. 2009. *Diseño de muros de contención sector la Aguada Comuna de Corral.* Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Universidad Austral de Chile. Valdivia : s.n., 2009. pp. 99, Tesis para optar el título de Ingeniero Civil.

ROSETO Freire, Carlos Ernesto. 2015. *Análisis y diseño de muros anclados de hormigón armado y su aplicación en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos.* Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Universidad Técnica de Ambato. Ambato : s.n., 2015. pp. 169, Tesis para obtener grado de ingeniero civil.

SÁNCHEZ Henriquez, Ernesto Alexander, Mejia Méndez, Giovanni Antonio y Antonio Bonilla, Gerardo. 2009. *Estudio comparativo de evaluación de cargas en estructuras de retención: métodos clásicos (elásticos, gráficos) versus métodos modernos (comportamiento suelo-estructura)*. Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, Universidad Politécnica de el Salvador. El Salvador : s.n., 2009. pp. 192, Tesis para obtener grado de ingeniero civil.

SANTOS López, Jessica Fabiola. 2013. *Diseño del edificio escolar de dos niveles para la aldea San Luis pueblo nuevo y muro de contención en voladizo para la aldea Cerro Niño, Pastores, Sacatepéquez*. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala : s.n., 2013. pp. 441, Tesis para obtener grado de ingeniero civil.

TORRES Belandria, Rafael Angel. 2008. *Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado*. 2da ed. Mérida : Universidad de los Andes, 2008. pp. 68.

VARGAS Tapia, Rubén Rodrigo. 2013. *Análisis de la influencia de la variabilidad de los parámetros geotécnicos en el diseño geotécnico de muros de contención, utilizando el método Monte Carlo*. Facultad de Ciencias e Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima : s.n., 2013. pp. 90, Tesis para optar el título de Ingeniero Civil.

VICENTE Vicente, Luis Fernando. 2012. *Análisis y diseño de muros para sótanos*. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala : s.n., 2012. pp. 160, Tesis para optar el título de ingeniero civil.

VILLAR Arana, Hernán Aurelio. 2015. *Comparación del comportamiento estructural de muros de contención en voladizo y con contrafuertes*. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cajamarca. Cajamarca : s.n., 2015. pp. 184, Tesis para obtener grado de ingeniero civil.

WHITLOW, Roy. 1998. *Fundamentos de mecánica de suelos*. 2da ed. México : CECSA, 1998. pp. 589.

ANEXO

ANEXO 1: OPERACIONALIZACION DE VARIABLES

	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Escala de medición
Métodos convencionales de diseño	Según (Braja, 1999), nos manifiesta que, "Al diseñar muros de retención, los ingenieros deben suponer algunas de las dimensiones llamado esto proporciona miento, para revisar las secciones de prueba por estabilidad. Si la revisión de la estabilidad no da buenos resultados, las secciones se cambian y se vuelven a revisarse". Lo cual implica el uso de métodos conocidos.	El análisis de la estructura de contención contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación por medio de diversos métodos para así hallar valores tales como empuje de tierras, peso propio, peso de la tierra, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento, deslizamiento, presiones de contacto suelo-muro y resistencia mínima requerida por los elementos que conforman el muro.	D1: Teoría de Coulomb	11: Empuje inclinado 12: Superficie rugosa 13: Paramento inclinado	Intervalo
			D2: Teoría de Rankine	11: Empuje perpendicular 12: Superficie lisa 13: Paramento vertical	Intervalo
			D3: Método de Mononobe - okabe	11: Empuje Dinámico 12: Superficie de muro 13: Zona sísmica	Intervalo
Estructura de contención	Según (Torres Belandria, 2008), nos manifiesta que, "Los muros de contención tienen la finalidad de resistir masas de tierra, presiones laterales o empujes producidos por el material retenido detrás de ellos, básicamente la estabilidad se genera por el peso propio y al peso del material sobre el suelo de fundación. Los muros de contención generalmente se comportan como voladizos empotrándose en su base".	Las estructuras de contención se usan en muchos casos donde existen cambios abruptos en la pendiente del terreno o cuando las condiciones no permiten que las masas de tierra u otros materiales asuman sus pendientes naturales. Con frecuencia se usan muros de contención a lo largo de carreteras, puentes y zonas de crecimiento población como es nuestro caso.	D1: Parámetros geotécnicos	11: P. específico 12: A. de fricción 13: Capacidad portante	Intervalo
			D2: Tipos de estructuras de contención.	11: Muro a Gravedad 12: Muro en voladizo 13: Muros con contrafuertes	Razón
			D3: Parámetros geométricos	11: Base 12: Corona 13: Pantalla	Intervalo

ANEXO 2: MATRIZ DE CONSISTENCIA

“ANÁLISIS COMPARATIVO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN Y PROPUESTA DE DISEÑO EN EL DISTRITO DE INDEPENDENCIA, LIMA EN EL 2016”

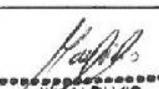
PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	METODO
<p>PROBLEMA GENERAL:</p> <p>¿Cómo analizar la estabilidad de estructuras de contención mediante métodos convencionales en el distrito de Independencia, Lima en el 2016?</p> <p>PROBLEMAS ESPECIFICOS.</p> <p>¿Cuál es geometría transversal y factores de seguridad de una estructura de contención empleando la Teoría de Coulomb en el distrito de Independencia, Lima en el 2016?</p> <p>¿Cómo determinar la geometría transversal y factores de seguridad de una estructura de contención empleando la Teoría de Rankine en el distrito de Independencia, Lima en el 2016?</p> <p>¿De qué manera calcular la geometría transversal y factores de seguridad de una estructura de contención empleando el método de Mononobe - Okabe en el distrito de Independencia, Lima en el 2016?</p>	<p>OBJETIVO GENERAL:</p> <p>Analizar la estabilidad de estructuras de contención mediante métodos convencionales en el distrito de Independencia, Lima en el 2016.</p> <p>OBJETIVO ESPECIFICOS.</p> <p>Calcular la geometría transversal y factores de seguridad de una estructura de contención empleando la Teoría de Coulomb en el distrito de Independencia, Lima en el 2016.</p> <p>Estudiar la geometría transversal y factores de seguridad de una estructura de contención empleando la Teoría de Rankine en el distrito de Independencia, Lima en el 2016.</p> <p>Cuantificar la geometría transversal y factores de seguridad de una estructura de contención empleando el método de Mononobe -Okabe en el distrito de Independencia, Lima en el 2016.</p>	<p>HIPOTESIS GENERAL:</p> <p>El análisis de estabilidad de estructuras de contención mediante métodos convencionales permitirá la elección del optimo a desarrollar en el distrito de Independencia, Lima en el 2016.</p> <p>HPOTESIS ESPECIFICOS.</p> <p>El uso de la Teoría de Coulomb genera mayor estabilidad cuando se usa para un ángulo de 0° de talud en el diseño de estructuras de contención en el distrito de Independencia, Lima en el 2016.</p> <p>El uso la Teoría de Rankine desarrolla mayor estabilidad cuando se usa para altura de 3.5 metros de altura total en el diseño de estructuras de contención en el distrito de Independencia, Lima en el 2016.</p> <p>El uso del Método de Mononobe – okabe genera mayor confiabilidad cuando se usa para altura de 4 metros de pantalla en el diseño de estructuras de contención en el distrito de Independencia, Lima en el 2016.</p>	<p>V1: Métodos convencionales de diseño</p> <p>V2: Estructura de contención.</p>	<p>D1: Teoría de Coulomb</p> <p>D2: Teoría de Rankine</p> <p>D3: Método de Mononobe - okabe</p> <p>D1: Parámetros geotécnicos</p> <p>D2: Tipos de estructuras de contención.</p> <p>D3: Parámetros geométricos</p>	<p>I1: Empuje inclinado</p> <p>I2: Superficie rugosa</p> <p>I3: Paramento inclinado</p> <p>I1: Empuje perpendicular</p> <p>I2: Superficie lisa</p> <p>I3: Paramento vertical</p> <p>I1: Empuje Dinámico</p> <p>I2: Superficie de muro</p> <p>I3: Zona sísmica</p> <p>I1: P. específico</p> <p>I2: A. de fricción</p> <p>I3: Capacidad portante</p> <p>I1: Muro a Gravedad</p> <p>I2: Muro en voladizo</p> <p>I3: Muros con contrafuertes</p> <p>I1: Base</p> <p>I2: Corona</p> <p>I3: Pantalla</p>	<p>METODO: Científico</p> <p>TIPO: El tipo investigación es aplicado.</p> <p>NIVEL: El nivel de investigación es descriptivo.</p> <p>DISEÑO: El diseño de la investigación es no experimental.</p>

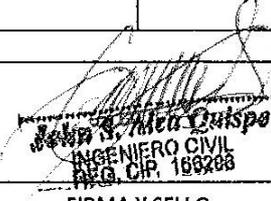
ANEXO 3: FICHAS DE RECOPIACIÓN VISADAS



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS						
Título: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN Y PROPUESTA DE DISEÑO EN EL DISTRITO DE INDEPENDENCIA, LIMA EN EL 2016"						
Autor: Escobar Licapa, Yuzhen Andy						
I	Datos Generales					
	Distrito Independencia		Localización		Clima	Puntaje (0 -1)
	AA.HH	PROGRESIVA	UTM		Temperatura Hora	
						1
II	D1: Teoría de Coulomb					Puntaje (0 -1)
	I1: Empuje Inclinado		I2: Superficie Rugosa		I3: Paramento inclinado	1
III	D2: Teoría de Rankine					Puntaje (0 -1)
	I1: Empuje Perpendicular		I2: Superficie Lisa		I3: Paramento vertical	1
IV	D3: Método de Mononobe - okabe					Puntaje (0 -1)
	I1: Empuje Dinámico		I2: Superficie de muro		I3: Zona sísmica	1
V	D1: Parámetros geotécnicos					Puntaje (0 -1)
	I1: P. específico		I2: A. de fricción		I3: Capacidad portante	1
VI	D2: Tipos de estructuras de contención.					Puntaje (0 -1)
	I1: Muro a Gravedad		I2: Muro en voladizo		I3: Muros con contrafuertes	1
VII	D3: Parámetros geométricos					Puntaje (0 -1)
	I1: Base		I2: Corona		I3: Pantalla	0
Apellidos y nombres:		ESPERICUETA SANCHEZ, VICTOR MARTIN				 Victor Martín Espericueta Sánchez FIRMA Y SELLO Reg. CIP N° 118995
DNI / Registro C.I.P.:		09908436 / 118995				
E-mail / Teléfono:		vmesic@yahoo.es				

FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS						
Título: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN Y PROPUESTA DE DISEÑO EN EL DISTRITO DE INDEPENDENCIA, LIMA EN EL 2016"						
Autor: Escobar Licapa, Yuzhen Andy						
I Datos Generales						
Distrito Independencia		Localización		Clima		Puntaje (0 -1) 0
AA.HH	PROGRESIVA	UTM		Temperatura	Hora	
II D1: Teoría de Coulomb						Puntaje (0 -1) 1
I1: Empuje Inclinado		I2: Superficie Rugosa		I3: Paramento inclinado		
III D2: Teoría de Rankine						Puntaje (0 -1) 1
I1: Empuje Perpendicular		I2: Superficie Lisa		I3: Paramento vertical		
IV D3: Método de Mononobe - okabe						Puntaje (0 -1) 1
I1: Empuje Dinámico		I2: Superficie de muro		I3: Zona sísmica		
V D1: Parámetros geotécnicos						Puntaje (0 -1) 0
I1: P. específico		I2: A. de fricción		I3: Capacidad portante		
VI D2: Tipos de estructuras de contención.						Puntaje (0 -1) 1
I1: Muro a Gravedad		I2: Muro en voladizo		I3: Muros con contrafuertes		
VII D3: Parámetros geométricos						Puntaje (0 -1) 1
I1: Base		I2: Corona		I3: Pantalla		
Apellidos y nombres:		Carhullanqui Mauricio Juan Elvis				 JUAN ELVIS CARHULLANQUI MAURICIO INGENIERO CIVIL REG. C.O.P. 198947
DNI / Registro C.I.P.:		46800331 / 198947				
E-mail / Teléfono:		juan.elvis.mauricio@gmail.com				

FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS						
Título: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN Y PROPUESTA DE DISEÑO EN EL DISTRITO DE INDEPENDENCIA, LIMA EN EL 2016"						
Autor: Escobar Licapa, Yuzhen Andy						
I Datos Generales						
Distrito Independencia		Localización		Clima		Puntaje (0 -1)
AA.HH	PROGRESIVA	UTM	Temperatura	Hora	1	
II D1: Teoría de Coulomb						Puntaje (0 -1)
I1: Empuje Inclinado		I2: Superficie Rugosa		I3: Paramento inclinado		1
III D2: Teoría de Rankine						Puntaje (0 -1)
I1: Empuje Perpendicular		I2: Superficie Lisa		I3: Paramento vertical		1
IV D3: Método de Mononobe - okabe						Puntaje (0 -1)
I1: Empuje Dinámico		I2: Superficie de muro		I3: Zona sísmica		1
V D1: Parámetros geotécnicos						Puntaje (0 -1)
I1: P. específico		I2: A. de fricción		I3: Capacidad portante		1
VI D2: Tipos de estructuras de contención.						Puntaje (0 -1)
I1: Muro a Gravedad		I2: Muro en voladizo		I3: Muros con contrafuertes		0
VII D3: Parámetros geométricos						Puntaje (0 -1)
I1: Base		I2: Corona		I3: Pantalla		1
Apellidos y nombres:		Alca Quispe John Starly				 FIRMA Y SELLO
DNI / Registro C.I.P.:		40478884 / 106296.				
E-mail / Teléfono:		Jo/ca@scv.org.com.pe / 994170247				

ANEXO 4: SOLICITUD DE LABORATORIO DE SUELOS

Solicito: Uso de laboratorio de suelos para desarrollo de proyecto de investigación.

LIC. LILA TAPIA NUÑEZ

Jefatura de Laboratorio de Apoyo Académico

Yo, Yuzhen Andy Escobar Licapa, identificado con DNI N° 45427386, alumno de la escuela académico profesional de ingeniería civil del curso de desarrollo de proyecto de investigación, ante usted me presento y expongo:

Que es grato dirigirme a usted para saludarla muy cordialmente y a la vez solicitar el uso de laboratorio de suelos para el desarrollo de mi proyecto de investigación "Análisis comparativo de estructuras de contención y propuesta de diseño en el distrito de Independencia, Lima en el 2016" el mismo que pertenece a la línea de investigación de diseño de Infraestructura Vial siendo mi asesor el Dr. Abel Alberto Muñoz Paucarmayta, por lo cual acudo a usted para que me pueda acceder a la petición.

Lima, 8. De mayo del 2018



YUZHEN ANDY ESCOBAR LICAPA

DNI N° 45427386

Código de alumno: 6700263292

ANEXO 5: RESULTADOS DE ESTUDIOS DE SUELOS

Solicitante: Alumno Yuzhen Andy Escobar Licapa
Proyecto: Analisis Comparativo de Estructuras de Contencion y Propuesta de Diseño en el Distrito de Independencia, Lima en el 2016
Ubicación: Independencia - Lima
Fecha: Lima 11 de Mayo de 2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO				
Tamiz	Abertura (mm)	Peso Retenido (gr)	Porcentaje Retenido (%)	Porcentaje Que Pasa (%)
3"	75.000			
2"	50.000			
1-1/2"	37.500			100.00
1"	25.000	848	5.38	94.62
3/4"	19.000	1448	9.19	85.44
1/2"	12.500	2066	13.11	72.33
3/8"	9.500	943	5.98	66.35
1/4"	6.300	1373	8.71	57.64
Nº 4	4.750	497	3.15	54.48
Nº 10	2.000	71.3	10.73	43.76
Nº 20	0.840	65.2	9.81	33.95
Nº 40	0.425	41.5	6.24	27.70
Nº 60	0.250	24.9	3.75	23.95
Nº 140	0.106	51.3	7.72	16.24
Nº 200	0.075	19.8	2.98	13.26
Fondo	-	3.6		
Peso suelo Seco Total (gr)			15764	
Peso suelo seco < Nº 4 (gr)			362.1	
Calicata C - 1; Profundidad: 1,50 m.				


 JULIO E. DIAZ G.



 Margarita Boza Olavechea
 INGENIERA CIVIL
 CIP. 80500

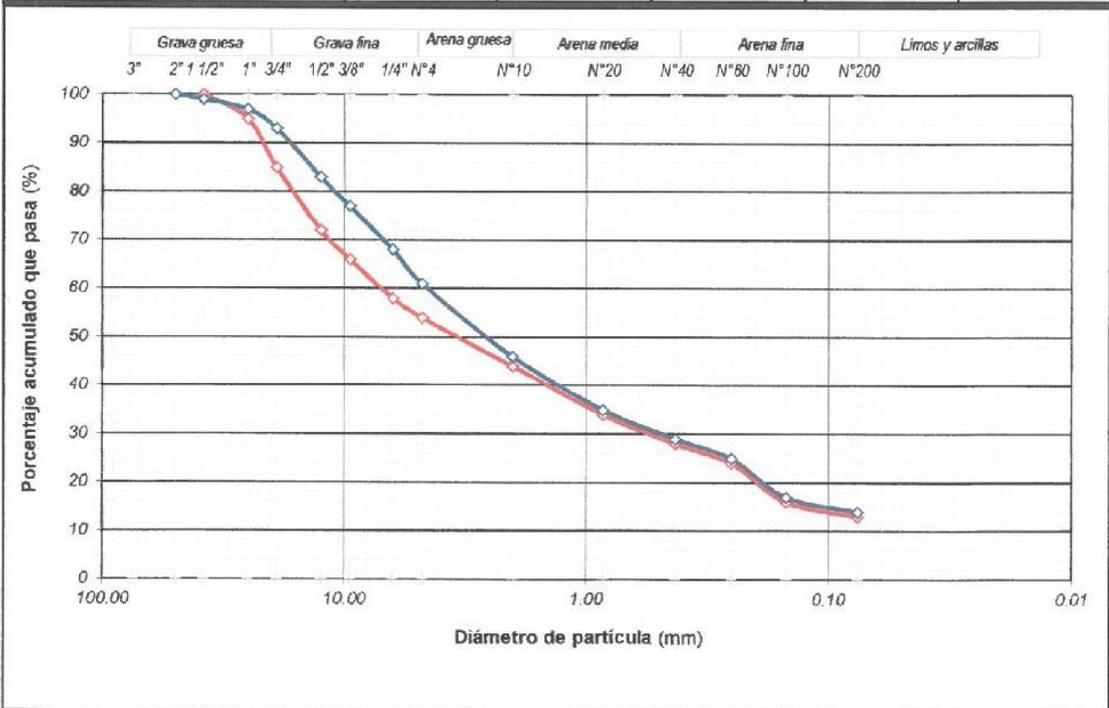
Solicitante: Alumno Yuzhen Andy Escobar Licapa
Proyecto: Analisis Comparativo de Estructuras de Contencion y Propuesta de Diseño en el Distrito de Independencia, Lima en el 2016
Ubicación: Independencia - Lima
Fecha: Lima 11 de Mayo de 2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO				
Tamiz	Abertura (mm)	Peso Retenido (gr)	Porcentaje Retenido (%)	Porcentaje Que Pasa (%)
3"	75.000			
2"	50.000			100.00
1-1/2"	37.500	123	0.65	99.35
1"	25.000	415	2.21	97.14
3/4"	19.000	771	4.10	93.04
1/2"	12.500	1814	9.64	83.40
3/8"	9.500	1190	6.33	77.07
1/4"	6.300	1790	9.52	67.56
Nº 4	4.750	1225	6.51	61.04
Nº 10	2.000	82.0	15.22	45.82
Nº 20	0.840	56.3	10.45	35.38
Nº 40	0.425	33.6	6.24	29.14
Nº 60	0.250	20.7	3.84	25.30
Nº 140	0.106	44.6	8.28	17.02
Nº 200	0.075	17	3.16	13.86
Fondo	-	5.8		
Peso suelo Seco Total (gr)			18811	
Peso suelo seco < Nº 4 (gr)			328.9	
Calicata C - 2; Profundidad: 1,50 m.				


 JULIO E. DÍAZ


 Margarita Boza Olaechea
 INGENIERA CIVIL
 CIP. 80500

Solicitante	ALUMNO YUZHEN ANDY ESCOBAR LICAPA			Elaboró	J.E.D.G.
Obra	ANÁLISIS COMPARATIVO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCION Y PROPUESTA DE DISEÑO EN EL DISTRITO DE INDEPENDENCIA, LIMA EN EL 2016			Revisó	J.E.D.G.
Ubicación	INDEPENDENCIA - LIMA			Técnico	J.E.D.G.
Calicata	C - 1	C - 2		Fecha	jue 05-04-18
Muestra	M - 1	M - 1			
Profundidad (m)	1.50	1.50			
Análisis Granulométrico por Tamizado - ASTM D 422					
Tamiz	(mm)	% Que Pasa			
3"	75.00				
2"	50.00		100		
1 1/2"	38.10	100	99		
1"	25.00	95	97		
3/4"	19.00	85	93		
1/2"	12.50	72	83		
3/8"	9.50	66	77		
1/4"	6.30	58	68		
N° 4	4.75	54	61		
N° 10	2.00	44	46		
N° 20	0.85	34	35		
N° 40	0.425	28	29		
N° 60	0.25	24	25		
N° 100	0.15	16	17		
N° 200	0.075	13	14		
Limite Líquido, Limite Plástico e Índice de Plasticidad - ASTM D 4318 (95)					
Limite Líquido	N.T.	N.T.			
Limite Plástico	N.P.	N.P.			
Índice de Plasticidad	N.T.	N.T.			
Clasificación de Suelos SUCS - ASTM D 2487 (93)					
Clasificación	GM arena	GM arena			



Formato S04-01/18

Julio E. Díaz G.

UNIVERSIDAD CECAR LIMA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 LIMA

Margarita Boza Otaechea
 INGENIERA CIVIL
 CIP 20500

Solicitante: Alumno Yuzhen Andy Escobar Licapa
Proyecto Analisis Comparativo de Estructuras de Contencion y Propuesta de Diseño en el Distrito de Independencia, Lima en el 2016
Ubicación Independencia - Lima
Fecha Lima 11 de Mayo de 2018

DENSIDAD DEL SUELO IN-SITU		C - 1
		1,50
1	Peso de Suelo humedo + recipiente (gr)	11007
2	Peso de recipiente (gr)	6557
3	Peso Suelo humedo (gr) (1-2)	4450
4	Volumen molde (cm ³)	2113
5	Densidad humeda del suelo (4/5) (gr/cm ³)	2.106
6	Contenido de humedad (%)	4.54
7	Densidad Seca (gr/cm ³)	2.015

JULIO E. DIAZ G.



Solicitante: Alumno Yuzhen Andy Escobar Licapa
Proyecto Analisis Comparativo de Estructuras de Contencion y Propuesta de Diseño en el Distrito de Independencia, Lima en el 2016
Ubicación Independencia - Lima
Fecha Lima 11 de Mayo de 2018

CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D 2216			
Nº	INDEPENDENCIA - LIMA	C - 1	C - 2
	MUESTRA	1.50	1.50
1	Peso recipiente + suelo humedo	1946.00	2084.00
2	Peso recipiente + suelo seco	1881.00	2008.00
3	Peso recipiente	450.00	445.00
4	Peso agua (1-2)	65.00	76.00
5	Peso Suelos seco (2-3)	1431.00	1563.00
6	Humedad (4/5) * 100 (%)	4.54	4.86


JULIO E. DIAZ G.




Margarita Boza Olachea
INGENIERA CIVIL
CIP. 80500

Solicitante	ALUMNO YUZHEN ANDY ESCOBAR LICAPA	Elaboró	J.E.D.G.
Proyecto	ANÁLISIS COMPARATIVO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN Y PROPIEDAD DE DISEÑO EN EL DISTRITO DE INDEPENDENCIA - LIMA	Revisó	J.E.D.G.
		Técnico	J.E.D.G.
Ubicación	DISTRITO DE INDEPENDENCIA - LIMA	Fecha	vi. 11-05-18
Calicata	C - 1		
Muestra	M - 1		
Profundidad (m)	1,50		

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D - 3080			
Especimen :	A	B	C
Lado : (cm)	6,30	6,30	6,30
Altura : (cm)	2,20	2,20	2,20
Densidad Seca : (g/cm ³)	1,66	1,66	1,66
Humedad Inicial : (%)	4,54	4,54	4,54
Humedad Saturado : (%)	13,71	13,83	13,91
Esfuerzo Normal : (kg/cm ²)	0,50	1,00	1,50

Deformación Unitaria (ϵ -%)	Esfuerzo Cortante (kg/cm ²)		
0.0	0.00	0.00	0.00
0.5	0.05	0.07	0.09
1.0	0.08	0.13	0.15
2.0	0.14	0.23	0.29
3.0	0.19	0.29	0.40
4.0	0.24	0.35	0.49
5.0	0.29	0.40	0.59
7.0	0.34	0.52	0.74
9.0	0.37	0.60	0.84
11.0	0.39	0.63	0.93
13.0	0.40	0.69	0.98
15.0	0.40	0.72	1.03

Angulo de Friccion Interna del Suelo
Cohesion Aparente del Suelo

32.39 (°)
0.100 (kg/cm²)

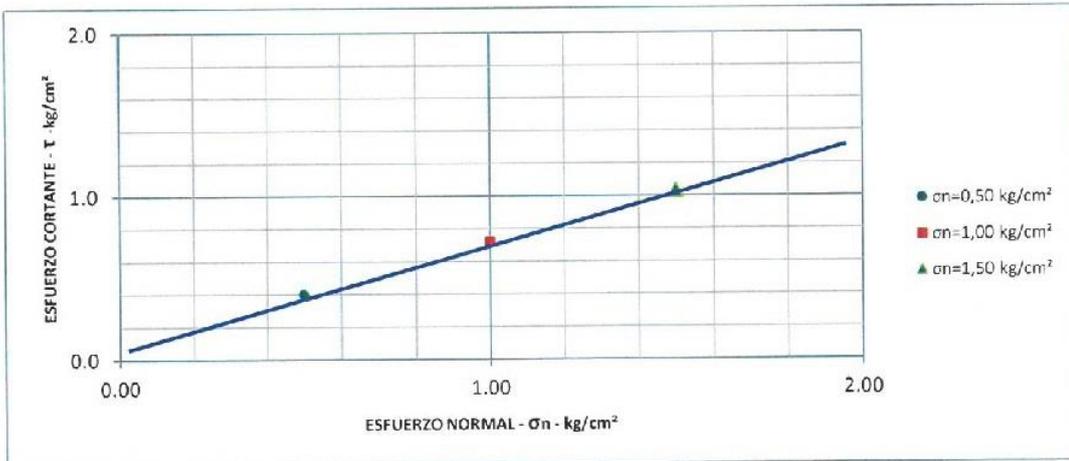

Julio E. Diaz G.



Solicitante	ALUMNO YUZHEN ANDY ESCOBAR LICAPA	Elaboró	J.E.D.G.
Proyecto	ANÁLISIS COMPARATIVO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN Y PROPUESTA DE DISEÑO EN EL DISTRITO DE INDEPENDENCIA - LIMA	Revisó	J.E.D.G.
		Técnico	J.E.D.G.
Ubicación	DISTRITO DE INDEPENDENCIA - LIMA	Fecha	vi. 11-05-18

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D - 3080

Angulo de Friccion Interna del Suelo	32.39 (°)
Cohesion Aparente del Suelo	0.100 (kg/cm ²)
Densidad Seca	1.66 (g/cm ³)
Humedad Natural	4.54 (%)

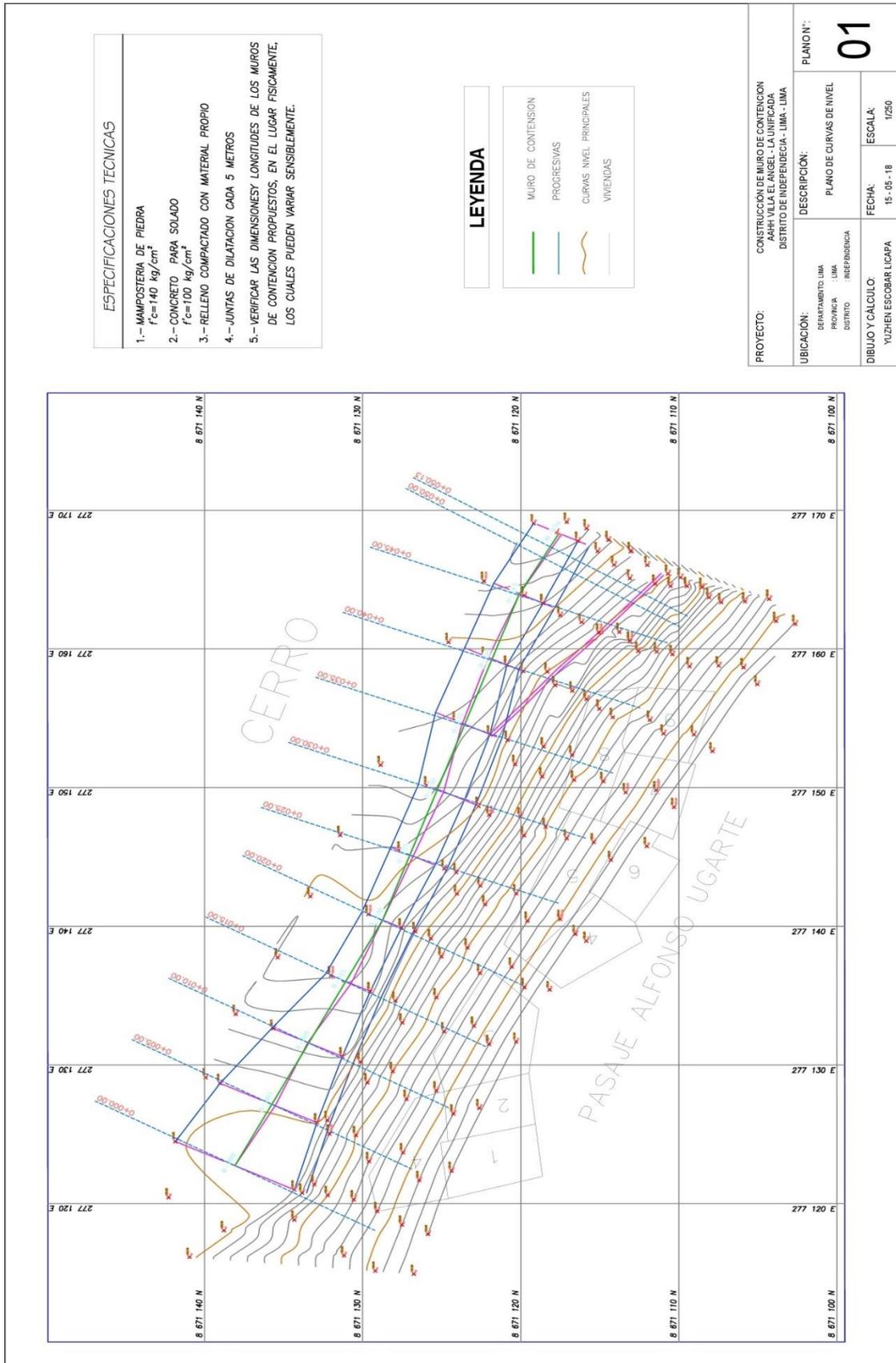


J.E.D.G.
JULIO E. DIAZ G.

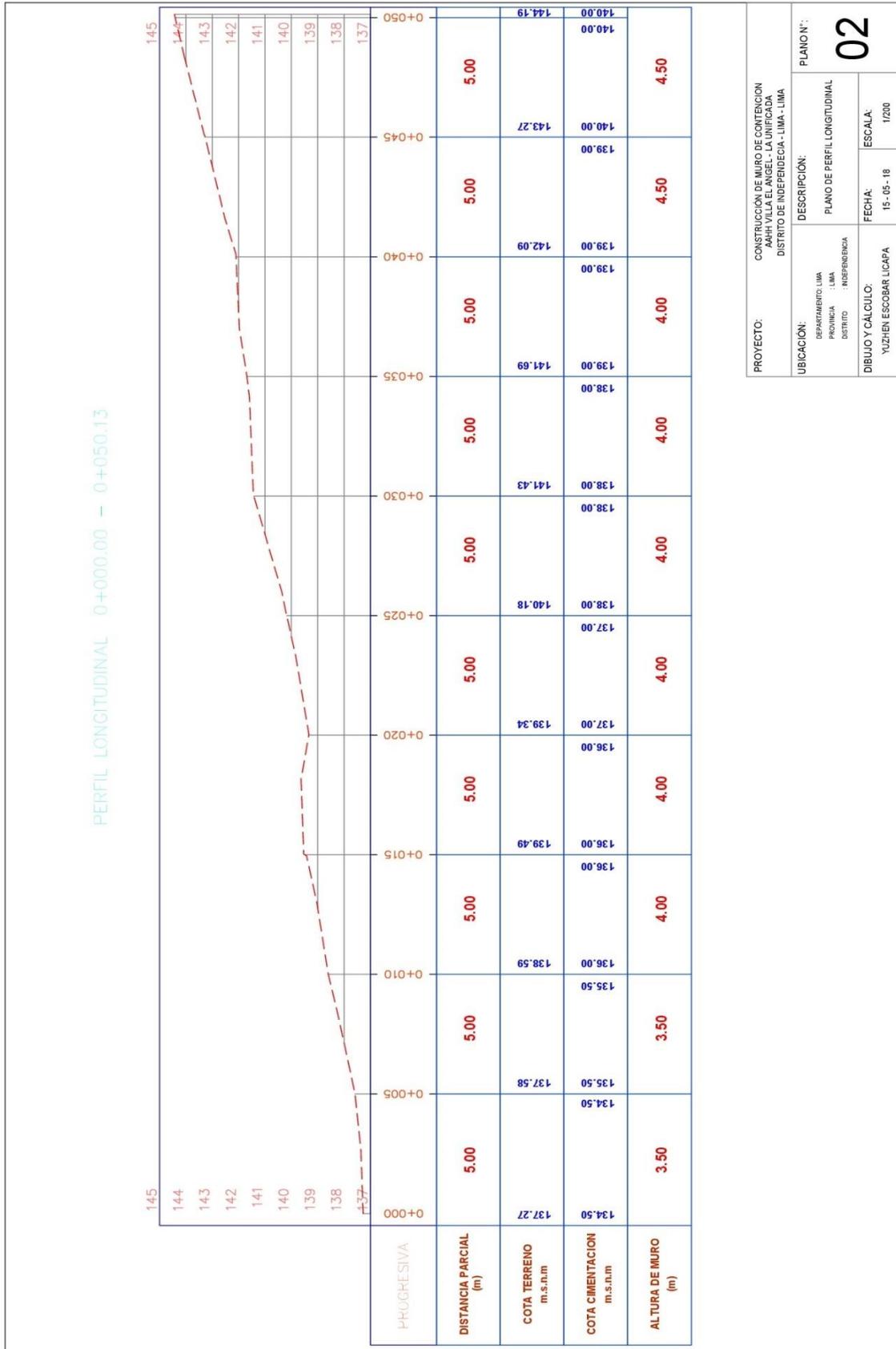


Margarita Boza Olachea
Margarita Boza Olachea
INGENIERA CIVIL
CIP 80500

ANEXO 6: PLANO CURVAS DE NIVEL Y EJE DE MURO PROYECTADO

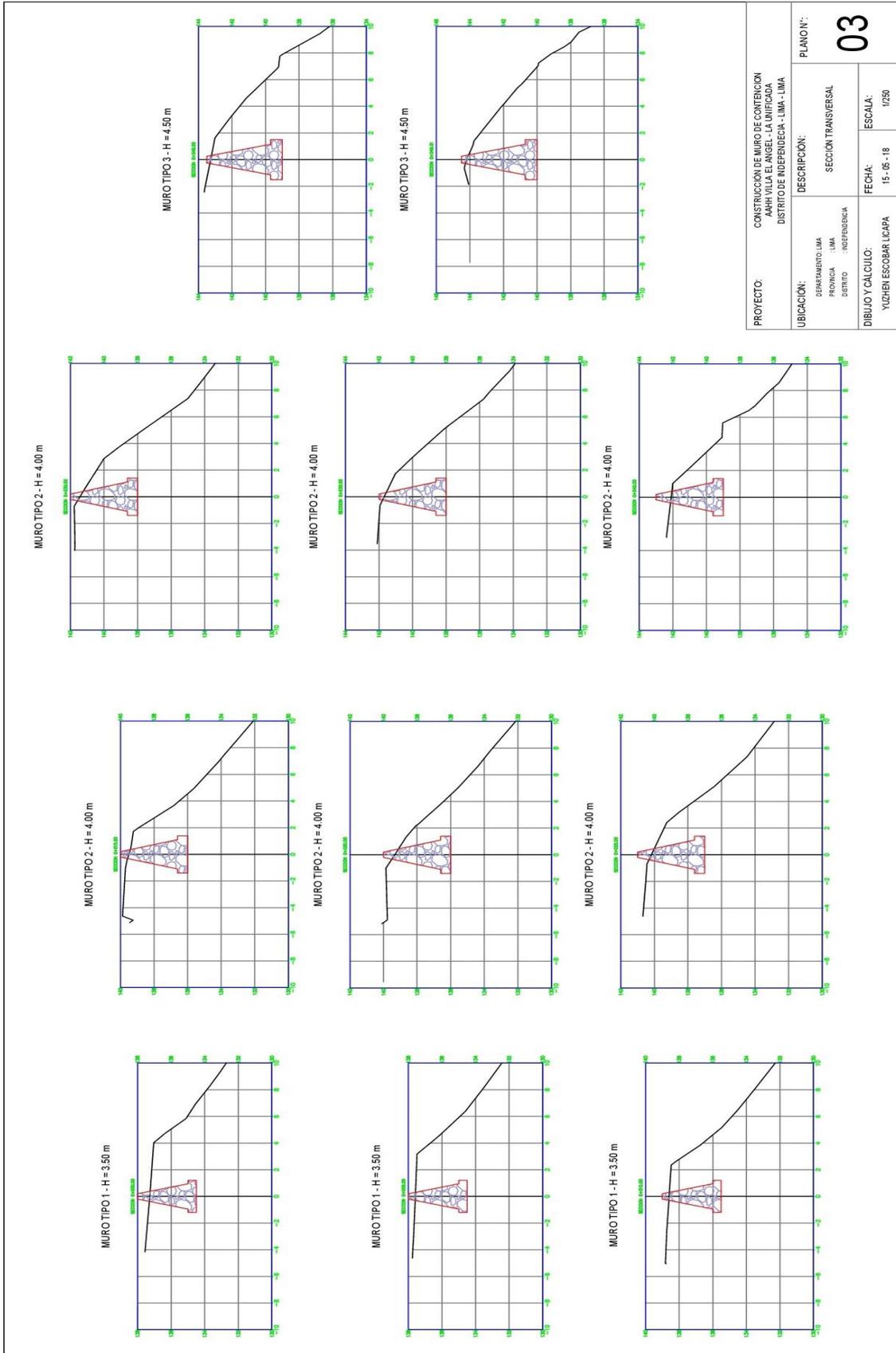


ANEXO 7: PLANO PERFIL LONGITUDINAL



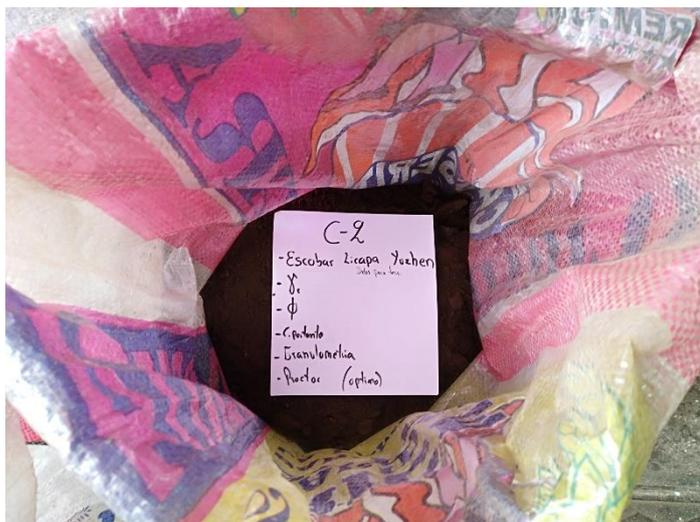
PROYECTO: CONSTRUCCION DE MURO DE CONTENCIÓN AAHH VILLA EL ÁNGEL - LA UNIFICADA DISTRITO DE INDEPENDENCIA - LIMA - LIMA		PLANO N°: 02	
UBICACIÓN: DEPARTAMENTO: LIMA PROVINCIA: LIMA DISTRITO: INDEPENDENCIA		DESCRIPCIÓN: PLANO DE PERFIL LONGITUDINAL	
DIBUJO Y CÁLCULO: YUZHEN ESCOBAR LICAPA		FECHA: 15-05-18	ESCALA: 1/200

ANEXO 8: PLANO DE SECCIÓN TRANSVERSAL POR PROGRESIVA



PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN PARA LA AVENIDA EL ANGEL EN LA URB. EL ANGELO, MANAULLAY EL ANGEL, LA URB. EL ANGELO, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - LIMA - LIMA		PLANO N°: 03
UBICACIÓN: DEPARTAMENTO: LIMA, PROVINCIA: LIMA, DISTRITO: INDEPENDENCIA	DESCRIPCIÓN: SECCIÓN TRANSVERSAL	ESCALA: 1/250
DIBUJO Y CÁLCULO: YUZHEN ESCOBAR LICPA	FECHA: 15-06-18	

ANEXO 9: PANEL FOTOGRÁFICO EXTRACCIÓN DE MUESTRAS DE SUELO



ANEXO 10: PANEL FOTOGRÁFICO DE LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO



ANEXO 11: RECOPIACION DE DATOS



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS						
Título: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN Y PROPUESTA DE DISEÑO EN EL DISTRITO DE INDEPENDENCIA, LIMA EN EL 2016"						
Autor: Escobar Licapa, Yuzhen Andy						
I Datos Generales						
Distrito Independencia		Localización		Clima		Puntaje (0 -1)
AA.HH	PROGRESIVA	UTM		Temperatura	Hora	
Villa el Angel	0+040-0+050.0	8671130		Ambiente	11:00AM	
II D1: Teoría de Coulomb						
I1: Empuje Inclinado		I2: Superficie Rugosa		I3: Paramento inclinado		Puntaje (0 -1)
4.08	T_n	SI	21.59°	SI	81.97	
III D2: Teoría de Rankine						
I1: Empuje Perpendicular		I2: Superficie Lisa		I3: Paramento vertical		Puntaje (0 -1)
6.43	T_n	SI	0°	SI	90°	
IV D3: Método de Mononobe - okabe						
I1: Empuje Dinámico		I2: Superficie de muro		I3: Zona sísmica		Puntaje (0 -1)
4.21	T_n	Rugosa	21.59°	Zona=4	Aceleración 0.45	
V D1: Parámetros geotécnicos						
I1: P. específico		I2: A. de fricción		I3: Capacidad portante		Puntaje (0 -1)
2.10	T_n/m^3	32.39°	Suelo	5.28 Kg/cm^2	5.79 Kg/cm^2	
VI D2: Tipos de estructuras de contención.						
I1: Muro a Gravedad		I2: Muro en voladizo		I3: Muros con contrafuertes		Puntaje (0 -1)
Aplica	H=4.5m	No Aplica	x	No Aplica	x	
VII D3: Parámetros geométricos						
I1: Base		I2: Corona		I3: Pantalla		Puntaje (0 -1)
2.25 m	3.15 m	mayor a $H/2$	0.71 m	3.75 m	3.93 m	
Apellidos y nombres:		FIRMA Y SELLO				
DNI / Registro C.I.P.:						
E-mail / Teléfono:						

FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS
Título: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN Y PROPUESTA DE DISEÑO EN EL DISTRITO DE INDEPENDENCIA, LIMA EN EL 2016"

Autor: Escobar Licapa, Yuzhen Andy

I Datos Generales						
Distrito Independencia		Localización		Clima		Puntaje (0 -1)
AA.HH	PROGRESIVA	UTM		Temperatura	Hora	
Villa el Angel	0+010-0+040	867 11 30		Ambiente	10.00 AM	

II D1: Teoría de Coulomb						Puntaje (0 -1)
I1: Empuje Inclinado		I2: Superficie Rugosa		I3: Paramento inclinado		
5.61	\tan	SI	21.59°	SI	81.87°	

III D2: Teoría de Rankine						Puntaje (0 -1)
I1: Empuje Perpendicular		I2: Superficie Lisa		I3: Paramento vertical		
5.08	\tan	SI	0°	SI	90°	

IV D3: Método de Mononobe - okabe						Puntaje (0 -1)
I1: Empuje Dinámico		I2: Superficie de muro		I3: Zona sísmica		
3.41	\tan	Rugosa	21.59°	Zona = 4	Aceleración 0.45	

V D1: Parámetros geotécnicos						Puntaje (0 -1)
I1: P. específico		I2: A. de fricción		I3: Capacidad portante		
2.10	Tn/m ³	32.39°	Suelo	4.78 Kg/cm ²	540 Kg/cm ²	

VI D2: Tipos de estructuras de contención.						Puntaje (0 -1)
I1: Muro a Gravedad		I2: Muro en voladizo		I3: Muros con contrafuertes		
Aplica	H=4.00m	No Aplica	x	No Aplica	x	

VII D3: Parámetros geométricos						Puntaje (0 -1)
I1: Base		I2: Corona		I3: Pantalla		
2.00 m	2.80 m	Mayor a H/12	0.33 m	3.33 m	3.50 m	

Apellidos y nombres:		FIRMA Y SELLO
DNI / Registro C.I.P.:		
E-mail / Teléfono:		

FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS						
Título: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN Y PROPUESTA DE DISEÑO EN EL DISTRITO DE INDEPENDENCIA, LIMA EN EL 2016"						
Autor: Escobar Licapa, Yuzhen Andy						
I Datos Generales						
Distrito Independencia		Localización		Clima		Puntaje (0 -1)
AA.HH	PROGRESIVA	UTM		Temperatura	Hora	
Villa el Angel	01000-070.10	8 67 11 30		Ambiente	9:00 A.M.	
II D1: Teoría de Coulomb						
I1: Empuje Inclinado		I2: Superficie Rugosa		I3: Paramento inclinado		Puntaje (0 -1)
4.29	T_n	Si	21.59°	Si	88.41	
III D2: Teoría de Rankine						
I1: Empuje Perpendicular		I2: Superficie Lisa		I3: Paramento vertical		Puntaje (0 -1)
3.89	T_n	Si	0°	Si	90°	
IV D3: Método de Mononobe - okabe						
I1: Empuje Dinámico		I2: Superficie de muro		I3: Zona sísmica		Puntaje (0 -1)
3.86	T_n	Rugosa	21.59°	Zona = 4	Aceleración 0.45	
V D1: Parámetros geotécnicos						
I1: P. específico		I2: A. de fricción		I3: Capacidad portante		Puntaje (0 -1)
2.1	γ/m^2	39.39°	Suelo	4.44 Kg/cm^2	4.78 Kg/cm^2	
VI D2: Tipos de estructuras de contención.						
I1: Muro a Gravedad		I2: Muro en voladizo		I3: Muros con contrafuertes		Puntaje (0 -1)
Aplíca	H=3.5m	No Aplíca	x	No Aplíca	x	
VII D3: Parámetros geométricos						
I1: Base		I2: Corona		I3: Pantalla		Puntaje (0 -1)
1.75 m	2.45 m	mayor a H/2	0.30 m	2.90 m	3.05 m	
Apellidos y nombres:						FIRMA Y SELLO
DNI / Registro C.I.P.:						
E-mail / Teléfono:						

ANEXO 12: CUADRO DE OBRAS EJECUTADAS EN LA MUNICIPALIDAD DE INDEPENDENCIA.

**CUADRO DE PROYECTOS DE MUROS DE CONTENCIÓN EJECUTADOS DESDE 2011 AL 2016
POR EJE ZONALES modalidad (PROGRAMA TRABAJA PERU)**

EJE ZONAL	AÑO						TOTAL DE MUROS EJECUTADOS PÓR EJE
	2011	2012	2013	2014	2015	2016	
UNIFICADA	1	5	4	2			12
ERMITAÑO		4	1	1			6
INDEPENDENCIA			5	3			8
TAHUANTINSUYO		1	3	2			6
TUPAC AMARU		1	5	1	2	2	11
TOTAL POR AÑO	1	11	18	9	2	2	
Sub Total A							43

**CUADRO DE PROYECTOS DE MUROS DE CONTENCIÓN EJECUTADOS DESDE 2011 AL 2016
POR EJE ZONALES modalidad (POR CONTRATA)**

EJE ZONAL	AÑO						TOTAL DE MUROS EJECUTADOS PÓR EJE
	2011	2012	2013	2014	2015	2016	
UNIFICADA	2					2	4
ERMITAÑO	1					1	2
INDEPENDENCIA		1				1	2
TAHUANTINSUYO	1						1
TUPAC AMARU	2			2			4
TOTAL POR AÑO	6	1	0	2	0	4	
Sub Total B							13

Sub Total **A** **43**

Total de Obras Ejecutados **56**



Cuadro de Ejecucion de obras del 2011 al 2017

N/O	Meta y/o Componente	Cantidad	Unidad	Periodo
1	Muros de Contencion	8,601.57	ML.	2011 al 2017
2	Pista	92,584.43	M2	
3	Veredas	35,022.58	M2	
4	Escaleras	178.8	ML.	
5	Parques	6	UU	
6	Lozas deportivas	4	UU	



ANEXO 13: PRESUPUESTO Y A.P.U DE PROYECTO

Presupuesto **CONSTRUCCION DE MURO DE CONTENCIÓN EN AA.HH. VILLA EL ANGEL, DISTRITO INDEPENDENCIA - LIMA - LIMA**
 Cliente **MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE INDEPENDENCIA**

Lugar **LIMA - LIMA - INDEPENDENCIA**

ITEM	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	OBRAS PROVISIONALES				2,315.26
01.01	Cartel de Obra Impresión de Banner de 8.50m x 3.60m (soporte de madera)	u	1.00	1,189.92	1,189.92
01.02	Alquiler de Local	mes	3.00	99.16	297.48
02	OBRAS PRELIMINARES				1,280.16
02.01	Limpieza manual de terreno normal	m2	420.00	0.52	218.40
02.02	Trazo y Replanteo en terreno normal con equipo	m2	420.00	0.56	235.20
03	MOVIMIENTO DE TIERRAS				27,545.81
03.01	Corte en terreno normal	m3	650.00	8.77	5,700.50
03.02	Excavación de zanjas y/o zapatas Hmax= 1.00m en terreno semirrocoso	m3	145.00	17.52	2,540.40
03.03	Relleno con material propio compactación con equipo liviano	m3	432.23	16.14	6,976.19
03.04	Eliminación de mat. exced. c/volquete de 6m3+cargador frontal dmax= 5km	m3	422.32	12.38	5,228.32
04	EXTRACCION DE MATERIALES DE CANTERA				30,344.74
04.01	Acarreo manual de P.G. (prom. 10") 50m<D<100m	m3	372.26	17.19	6,399.15
04.02	Acarreo y acopio manual de material excedente D>100m	m3	422.32	17.19	7,259.68
04.03	Acarreo de agregados D>100m	m3	620.35	17.19	10,663.82
04.04	Acarreo de cemento Dmax= 100m	u	725.00	0.52	377.00
04.05	Acarreo de agua para la obra Dmax= 50m	m3	55.00	8.60	473.00
05	MURO DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA				94,441.22
05.01	Cimiento corrido - mezcla C:H 1:10+30% PG inc. Preparación c/mezcladora	m3	48.25	120.74	5,825.71
05.02	Asentado de Muro de piedra habilitada, mezcla C:A 1:4 + 75% P.G.	m2	350.50	132.35	46,388.68
05.03	Emboquillado decorativo en muro de piedra, mezcla C:A 1:4	m2	325.30	7.80	2,537.34
05.04	Junta con Asfalto E= 1"	m	55.00	1.67	91.85
06	VARIOS				6,837.55
06.01	Señalización en Obra durante Ejecución	m	70.00	0.96	67.20
06.02	Drenaje en muro, tubería Ø 2"	m	70.00	12.91	903.70
06.03	Postes para señalización en obras viales, Ø 3", h= 1m, dados .30x.30x.10m, pintados rojos y blanco alternado	u	15.00	10.05	150.75
06.04	Pintura selladora y esmalte dos manos en barandas	m	110.00	4.77	524.70
06.05	Limpieza general de obra	m2	420.00	0.26	109.20
06.06	Suministro y colocación de placa recordatoria	u	1.00	99.16	99.16

Costo Directo

162,764.74

SON: CIENTO SESENTIDOS MIL SETECIENTOS SESENTICUATRO Y 74/100 NUEVOS SOLES

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0701002 CONSTRUCCION DE MURO DE CONTENCIÓN EN AA.HH. VILLA EL ANGEL, DISTRITO INDEPENDENCIA - LIMA - LIMA

Partida	01.01	(900402010141-0701002-03)	Cartel de Obra Impresión de Banner de 8.50m x 3.80m (soporte de madera)	Costo unitario directo por:		u	1,189.92
Código	Descripción Recurso		Subcontratos	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0401090002	SERVICIO DE COLOCACION DE CARTEL DE OBRA EN BANNER			und	1.00000	1,189.92	1,189.92 1,189.92
Partida	01.02	(900402010141-0701002-05)	Alquiler de Local	Costo unitario directo por:		mes	99.16
Código	Descripción Recurso		Subcontratos	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0401010030	ALQUILER DE LOCAL			mes	1.00000	99.16	99.16 99.16
Partida	02.01	(900402010141-0701002-06)	Limpieza manual de terreno normal	Costo unitario directo por:		m2	0.52
Código	Descripción Recurso		Mano de Obra	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0147010103	PEÓN			hh	0.16000	3.13	0.50 0.50
Código	Descripción Recurso		Equipos	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		0.02	0.02 0.02
Partida	02.02	(900402010141-0701002-08)	Trazo y Replanteo en terreno normal con equipo	Costo unitario directo por:		m2	0.56
Código	Descripción Recurso		Mano de Obra	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0147000032	TOPOGRAFO			hh	0.01600	10.00	0.16
0147010103	PEÓN			hh	0.04800	3.13	0.15 0.31
Código	Descripción Recurso		Materiales	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0229060001	YESO			kg	0.04000	0.69	0.03
0243040000	MADERA TORNILLO			p2	0.00250	1.10	0.03 0.03
Código	Descripción Recurso		Equipos	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		0.01	0.01
0337540001	MIRAS Y JALONES			hm	0.01600	4.96	0.08
0349880003	TEODOLITO			hm	0.01600	8.43	0.13 0.22
Partida	03.01	(900402010141-0701002-09)	Corte en terreno normal	Costo unitario directo por:		m3	8.77
Código	Descripción Recurso		Mano de Obra	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0147010103	PEÓN			hh	2.66667	3.13	8.35 8.35
Código	Descripción Recurso		Equipos	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		0.42	0.42 0.42

Fecha: 10/07/2018 22:33:42

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0701002 CONSTRUCCION DE MURO DE CONTENCIÓN EN AA.HH. VILLA EL ANGEL, DISTRITO INDEPENDENCIA - LIMA - LIMA

Partida	03.02	(900402010141-0701002-10)	Escavación de zanjas y/o zapatas Hmax= 1.00m en terreno semirrocoso	Costo unitario directo por:		m3	17.52
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
		Mano de Obra					
0147010103	PEÓN		hh	5.33333	3.13	16.69	16.69
		Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		0.83	0.83	0.83
Partida	03.03	(900402010141-0701002-11)	Relleno con material propio compactación con equipo liviano	Costo unitario directo por:		m3	16.14
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
		Mano de Obra					
0147010103	PEÓN		hh	2.28571	3.13	7.15	7.15
		Materiales					
0239050000	AGUA		m3	0.10000	9.92	0.99	0.99
		Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		0.21	0.21	0.21
0349100022	PLANCHA COMPACTADORA 4HP		hm	0.34286	22.71	7.79	8.00
Partida	03.04	(900402010141-0701002-12)	Eliminación de mat. exced. c/volquete de 6m3+cargador frontal dmax= 5km	Costo unitario directo por:		m3	12.38
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
		Mano de Obra					
0147010103	PEÓN		hh	0.02500	3.13	0.08	0.08
		Equipos					
0348110002	CAMION VOLQUETE DE 6 m3		hm	0.06250	165.19	10.32	10.32
0349040009	CARGADOR SOBRE LLANTAS 125 HP 2.5 yd3		hm	0.01250	158.23	1.98	12.30
Partida	04.01	(900402010141-0701002-13)	Acarreo manual de P.G.(prom. 10") 50m<D<100m	Costo unitario directo por:		m3	17.19
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
		Mano de Obra					
0147010103	PEÓN		hh	5.33333	3.13	16.69	16.69
		Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		0.50	0.50	0.50
Partida	04.02	(900402010141-0701002-14)	Acarreo y acopio manual de material excedente D>100m	Costo unitario directo por:		m3	17.19
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
		Mano de Obra					
0147010103	PEÓN		hh	5.33333	3.13	16.69	16.69
		Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		0.50	0.50	0.50

Fecha : 10/07/2018 22:33:42

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0701002 CONSTRUCCION DE MURO DE CONTENION EN AA.HH. VILLA EL ANGEL, DISTRITO INDEPENDENCIA - LIMA - LIMA

Partida	04.03	(900402010141-0701002-15)	Acarreo de agregados D>100m	Costo unitario directo por:			
						m3	17.19
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
		Mano de Obra					
0147010103	PEÓN		hh	5.33333	3.13	16.69	16.69
		Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		0.50	0.50	0.50
Partida	04.04	(900402010141-0701002-16)	Acarreo de cemento Dmax= 100m	Costo unitario directo por:			
						u	0.52
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
		Mano de Obra					
0147010103	PEÓN		hh	0.16000	3.13	0.50	0.50
		Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		0.02	0.02	0.02
Partida	04.05	(900402010141-0701002-18)	Acarreo de agua para la obra Dmax= 50m	Costo unitario directo por:			
						m3	8.60
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
		Mano de Obra					
0147010103	PEÓN		hh	2.66667	3.13	8.35	8.35
		Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		0.25	0.25	0.25
Partida	05.01	(900402010141-0701002-19)	Cimiento corrido - mezcla C:H 1:10+30% PG inc. Preparación cmezcladora	Costo unitario directo por:			
						m3	120.74
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
		Mano de Obra					
0147010102	JEFE DE CUADRILLA		hh	1.11111	6.25	6.94	6.94
0147010103	PEÓN		hh	4.44444	3.13	13.91	13.91
		Materiales					
0205000009	PIEDRA GRANDE DE 8"		m3	0.52000	39.66	20.62	20.62
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bls	2.92000	17.15	50.08	50.08
0238000000	HORMIGON (PUESTO EN OBRA)		m3	0.70000	34.71	24.30	24.30
0239050000	AGUA		m3	0.16000	9.92	1.59	1.59
		Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		0.63	0.63	0.63
0348010007	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 11p3 18 HP		hm	0.22222	12.03	2.67	2.67
							3.30

Fecha : 10/07/2018 22:33:42

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0701002 CONSTRUCCION DE MURO DE CONTENCIÓN EN AA.HH. VILLA EL ANGEL, DISTRITO INDEPENDENCIA - LIMA - LIMA

Partida	05.02	(800402010141-0701002-21)	Asentado de Muro de piedra habilitada, mezcla C:A 1:4 + 75% P.G.	Costo unitario directo por:			132.35
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
		Mano de Obra					
0147010102	JEFE DE CUADRILLA		hh	1.60000	6.25	10.00	
0147010103	PEÓN		hh	8.00000	3.13	25.04	
						35.04	
		Materiales					
0205000009	PIEDRA GRANDE DE 8"		m3	1.25430	39.66	49.75	
0205010004	ARENA GRUESA		m3	0.28760	34.71	9.98	
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bls	2.04870	17.15	35.14	
0239050000	AGUA		m3	0.06970	9.92	0.69	
						95.56	
		Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		1.75	1.75	
						1.75	
Partida	05.03	(800402010141-0701002-22)	Emboquillado decorativo en muro de piedra, mezcla C:A 1:4	Costo unitario directo por:			7.80
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
		Mano de Obra					
0147010102	JEFE DE CUADRILLA		hh	0.36364	6.25	2.27	
0147010103	PEÓN		hh	1.45455	3.13	4.55	
						6.82	
		Materiales					
0204000000	ARENA FINA		m3	0.00420	30.43	0.13	
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bls	0.03740	17.15	0.64	
0239050000	AGUA		m3	0.00110	9.92	0.01	
						0.78	
		Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		0.20	0.20	
						0.20	
Partida	05.04	(800402010141-0701002-24)	Junta con Asfalto E= 1"	Costo unitario directo por:			1.67
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
		Mano de Obra					
0147010103	PEÓN		hh	0.08889	3.13	0.28	
						0.28	
		Materiales					
0204000000	ARENA FINA		m3	0.00200	30.43	0.06	
0213000006	ASFALTO RC-250		gal	0.13300	9.92	1.32	
						1.38	
		Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		0.01	0.01	
						0.01	
Partida	06.01	(800402010141-0701002-25)	Señalización en Obra durante Ejecución	Costo unitario directo por:			0.96
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
		Mano de Obra					
0147010102	JEFE DE CUADRILLA		hh	0.00400	6.25	0.03	
0147010103	PEÓN		hh	0.04000	3.13	0.13	
						0.16	
		Materiales					
0229040092	CINTA SEÑALADORA AMARILLA		m	1.07500	0.74	0.80	
						0.80	

Fecha : 10/07/2018 22:33:42

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0701002 CONSTRUCCION DE MURO DE CONTENCIÓN EN AA.HH. VILLA EL ANGEL, DISTRITO INDEPENDENCIA - LIMA - LIMA

Partida	06.02	(900402010141-0701002-26)	Drenaje en muro, tubería Ø 2"	Costo unitario directo por:	m	12.91
---------	-------	---------------------------	-------------------------------	-----------------------------	---	-------

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0147010103	PEÓN	hh	0.88889	3.13	2.78
2.78					
Materiales					
0205000001	GRAVILLA	m3	0.13750	39.66	5.45
0272000052	TUBERIA PVC SAP PRESION PARA AGUA C-5 EC DE 2"	m	1.03000	4.47	4.60
10.05					
Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.08	0.08
0.08					

Partida	06.03	(900402010141-0701002-27)	Postes para señalización en obras viales, Ø 3", h= 1m, dados .30x.30x.10m, pintados rojo y blanco alternado	Costo unitario directo por:	u	10.05
---------	-------	---------------------------	---	-----------------------------	---	-------

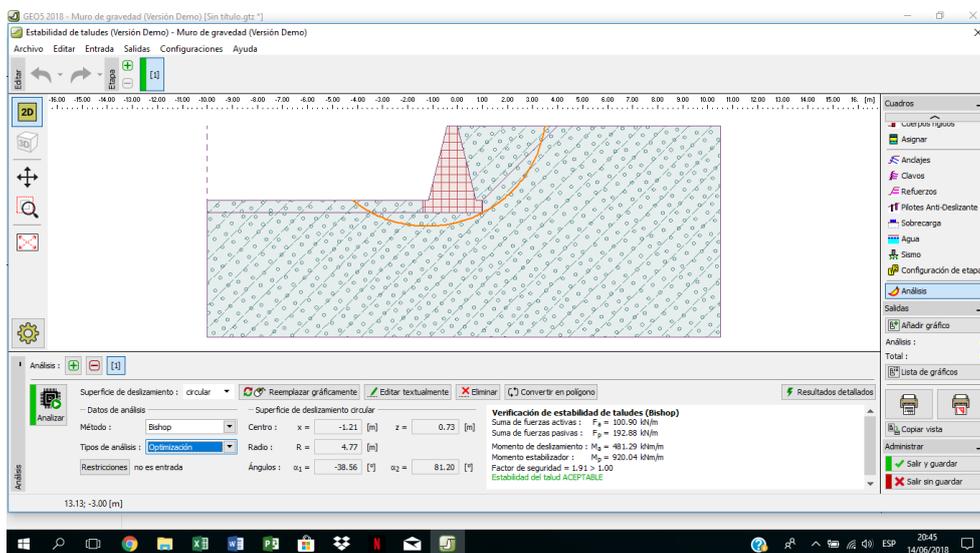
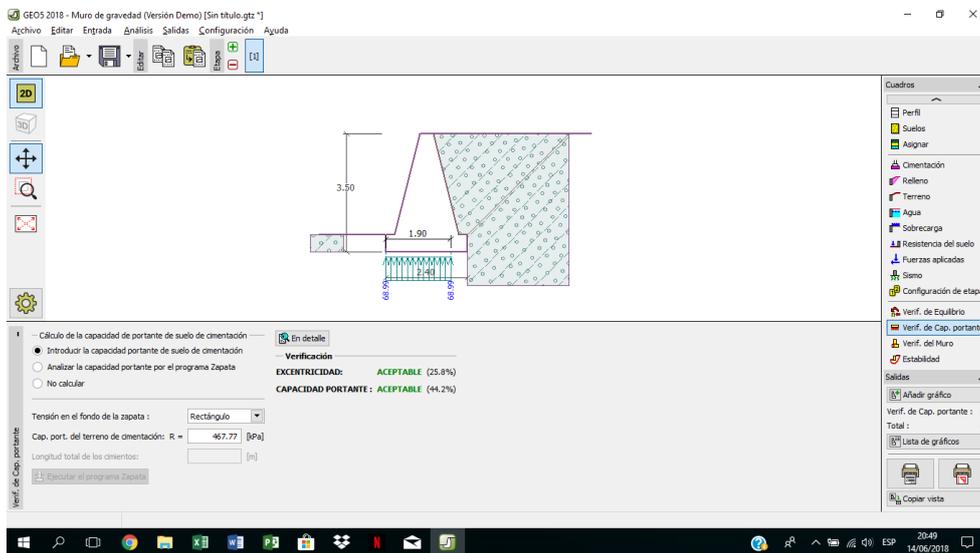
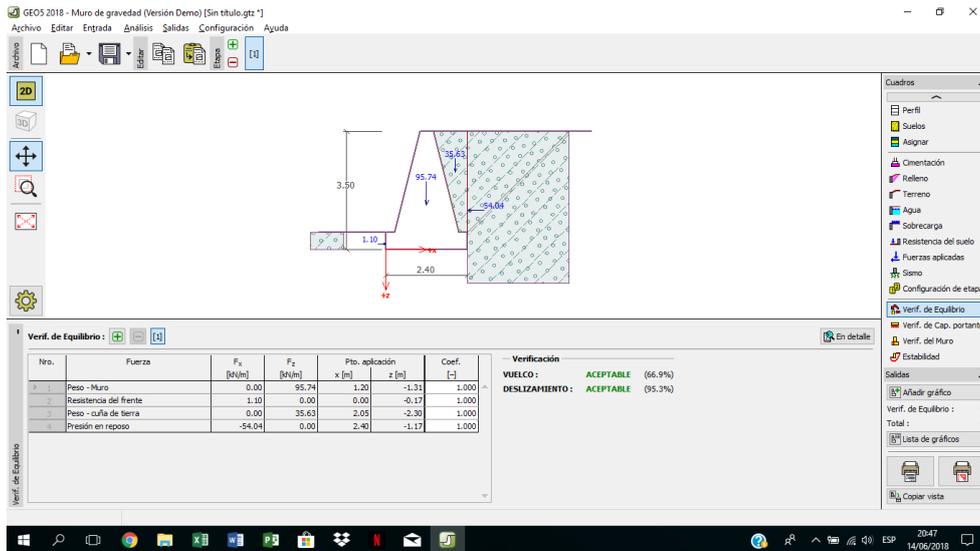
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0147010102	JEFE DE CUADRILLA	hh	0.10000	6.25	0.63
0147010103	PEÓN	hh	0.40000	3.13	1.25
1.88					
Materiales					
0202010009	CLAVOS PARA MADERA SIN CABEZA DE 1 1/2 "	kg	0.05000	4.46	0.22
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bis	0.06810	17.15	1.17
0229200010	THINNER CORRIENTE	gal	0.00400	14.87	0.06
0238000000	HORMIGON (PUESTO EN OBRA)	m3	0.01040	34.71	0.36
0239050000	AGUA	m3	0.01000	9.92	0.10
02436000010001	MADERA EUCALIPTO ROLLIZO 3" X 3 m	pza	0.40000	11.90	4.76
0245010001	MADERA TORNILLO INCLUYE CORTE PARA ENCOFRADO	p2	0.25000	3.61	0.90
0254110011	PINTURA ESMALTE BLANCO	gal	0.01210	31.34	0.38
0254190003	PINTURA ESMALTE	gal	0.00520	31.34	0.16
8.11					
Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.06	0.06
0.06					

Partida	06.04	(900402010141-0701002-29)	Pintura selladora y esmalte dos manos en barandas	Costo unitario directo por:	m	4.77
---------	-------	---------------------------	---	-----------------------------	---	------

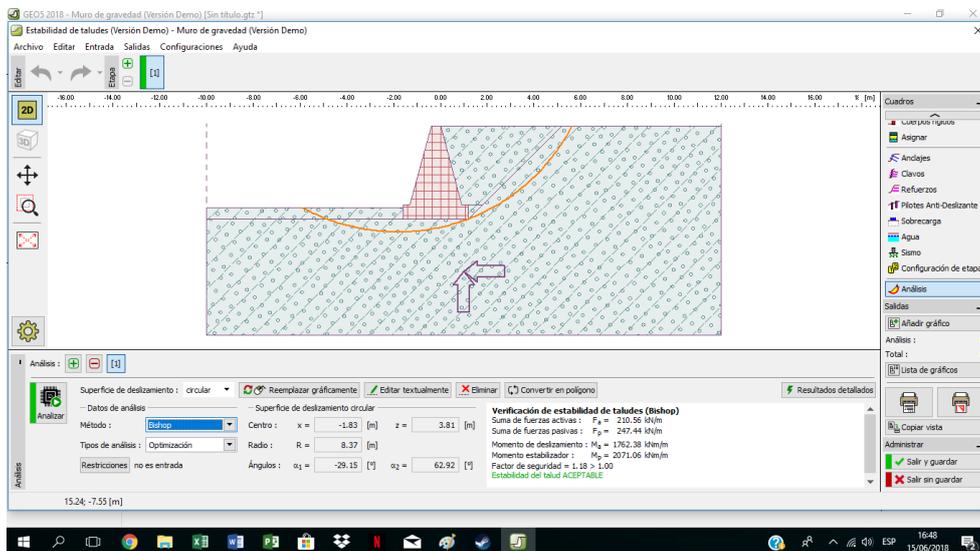
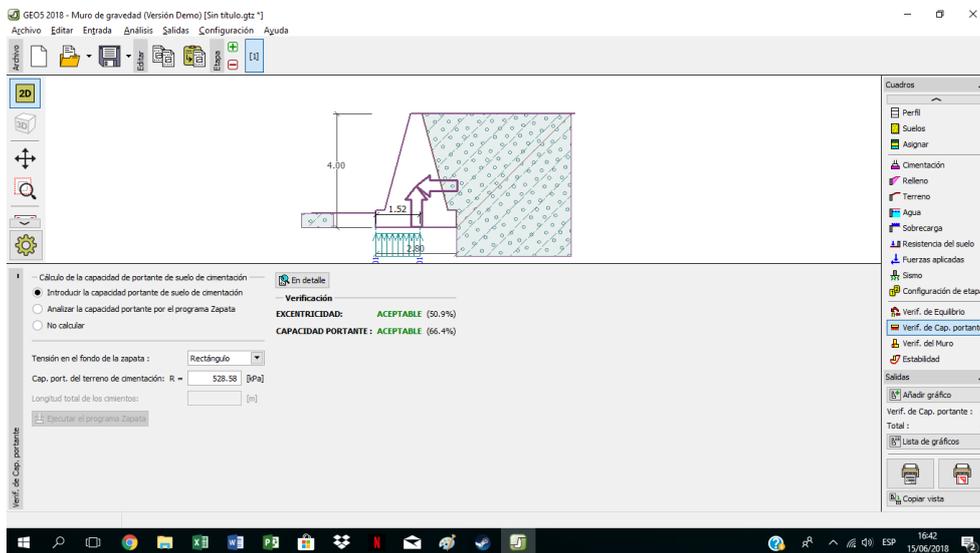
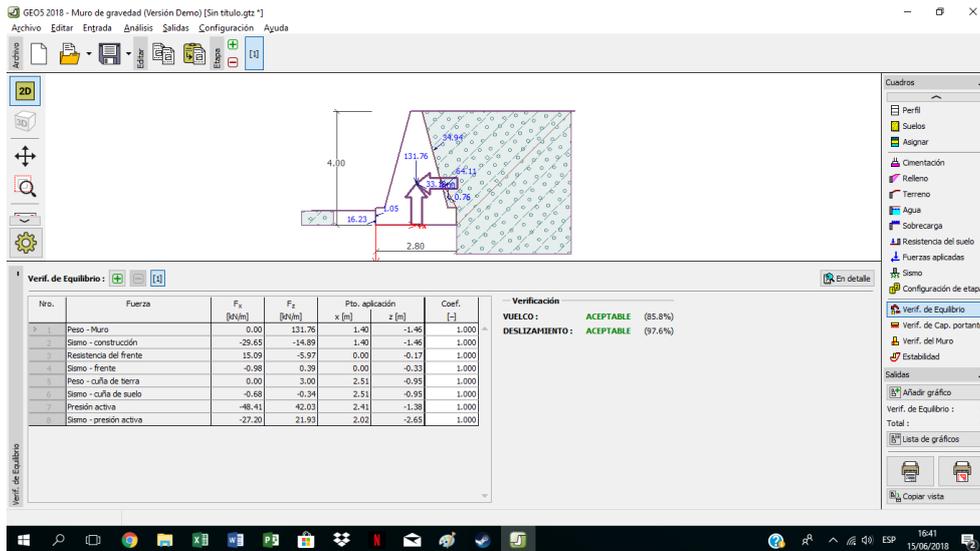
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0147010102	JEFE DE CUADRILLA	hh	0.20000	6.25	1.25
0147010103	PEÓN	hh	0.20000	3.13	0.63
1.88					
Materiales					
0229200010	THINNER CORRIENTE	gal	0.00960	14.87	0.14
0239020022	LIJA AL AGUA PARA METAL	hja	0.15000	1.78	0.27
0254190003	PINTURA ESMALTE	gal	0.03850	31.34	1.21
0254610004	SELLADOR DE MADERA	gal	0.03850	31.34	1.21
2.83					
Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.06	0.06
0.06					

Fecha : 10/07/2018 22:33:42

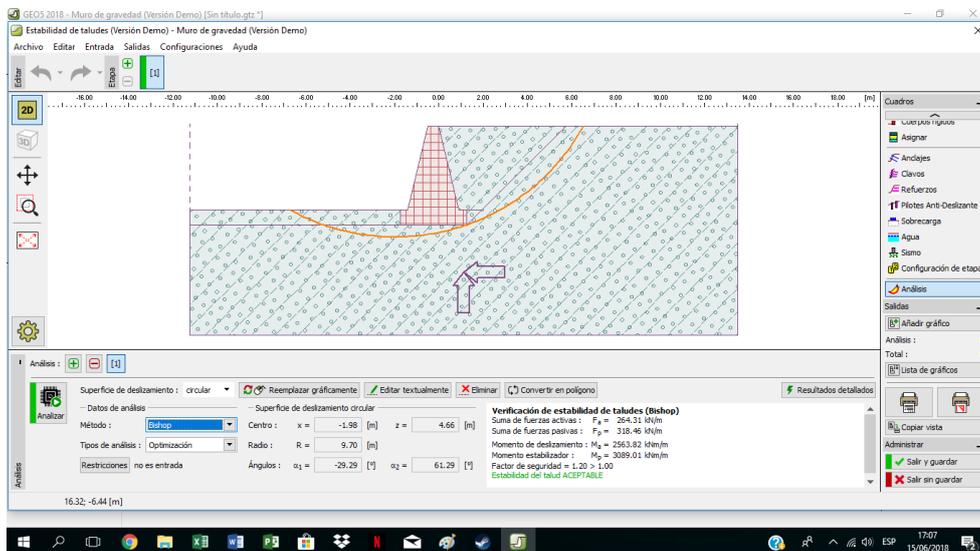
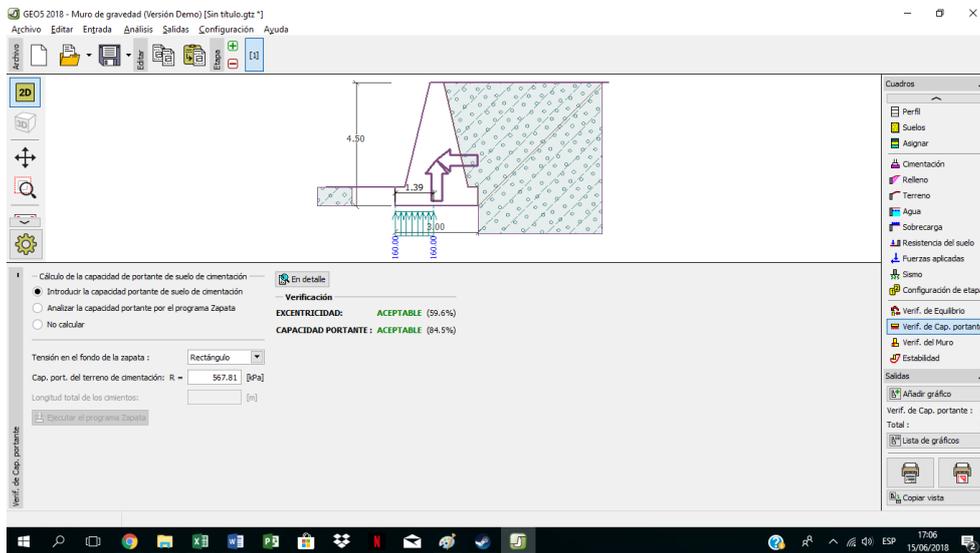
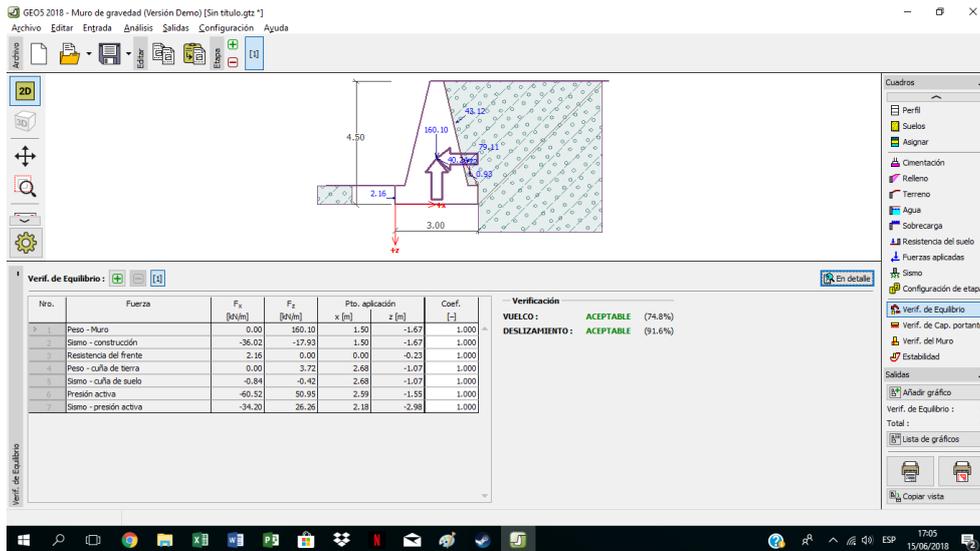
ANEXO 14: COMPLEMENTARIO – MODELACION EN SOFTWARE GEO5 – MURO 3.5m DE ALTURA



ANEXO 15: COMPLEMENTARIO – MODELACION EN SOFTWARE GEO5 – MURO 4.0m DE ALTURA



ANEXO 16: COMPLEMENTARIO – MODELACION EN SOFTWARE GEO5 – MURO 4.5m DE ALTURA





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE
La Escuela de Ingeniería Civil

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:

ESCOBAR ZICARD, YUZHEN ANDY

INFORME TÍTULADO:

*ANÁLISIS COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN Y
PROPUESTA DE DISEÑO EN EL DISTRITO DE INDEPENDENCIA,
LIMA EN EL 2016*

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

Ingeniero Civil

SUSTENTADO EN FECHA:

07/07/2018

NOTA O MENCIÓN :

14 (CATORCE)

Firma del Coordinador de Investigación de
Ingeniería Civil



	ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS	Código : FO6-PP-PR-02.02 Versión : 09 Fecha : 23-03-2018 Página : 1 de 1
---	--	---

Yo, Abel Alberto Muñoz Paucarmayta
..... docente de la Facultad de Ingenieríay
Escuela Profesional Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo
Lima - Norte (precisar filial o sede), revisor (a) de la tesis titulada

“ Análisis comparativo de estructuras de contención y propuesta de diseño en el distrito de Independencia, Lima en el 2016
..... ”,
del (de la) estudiante Yuchen Andy Escobar Licera

....., constato que la investigación tiene un índice de similitud de 90 % verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin.

El/La suscrito (a) analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

Lugar y fecha Los Olivos, 07 de Julio del 2018


.....
Firma
Abel Alberto Muñoz Paucarmayta
DNI: 23851049

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Responsable del SGC	Aprobó	Vicerrectorado de Investigación
---------	----------------------------	--------	---------------------	--------	---------------------------------

	ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS	Código : FO6-PP-PR-02.02 Versión : 09 Fecha : 23-03-2018 Página : 1 de 1
---	--	---

Yo Yordan Andy Escobar Licapa..... Identificado con DNI N° 45497386.....
Egresado de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil..... de la
Universidad César Vallejo, autorizo () , No autorizo () la divulgación y comunicación
pública de mi trabajo de investigación titulado
"Análisis comparativo de estructuras de concreto y propuesta de diseño en el distrito de Tarma en el 2018"; en el Repositorio institucional de la UCV
(<http://repositorio.ucv.edu.pe/>), según lo estipulado en el Decreto Legislativo 822, Ley sobre
Derecho de Autor, Art. 23 y Art. 33

Fundamentación en caso de no autorización:

.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....



FIRMA

DNI: 45497386.....

FECHA: 07 DE Setiembre DEL 2018..

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Responsable del SGC	Aprobó	Vicerrectorado de Investigación
---------	----------------------------	--------	---------------------	--------	---------------------------------



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Análisis comparativo de estructuras de contención y propuesta de diseño en el distrito de Independencia. Lima en el 2016”

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE: INGENIERO CIVIL.

AUTOR:
Yulha Andy Escobar Licapa

ASESOR:
Dr. Abel Alberto Muñiz Pancaragua

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:
Diseño sísmico y estructural

Lima - Perú
2018



Escobar Andy

Se están viendo fuentes estándar

Ver fuentes en inglés (Beta)

Coincidencias

1	repositorioacademico...	3%
2	www.dspace.uca.edu.ec	3%
3	docplagares	2%
4	repositorio.uca.edu.pe	1%
5	documental.tps	1%
6	es.ablenda.net	1%
7	Entregado a Universidad...	1%
8	ruies.edu.ar	1%
9	es.unidpca.org	<1%
10	Entregado a Universidad...	<1%
11	nyelidae	<1%