



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Análisis y modelamiento de un muro de contención en voladizo para el control de inundaciones usando el método de elementos finitos

**SANCHEZ RUEDA ANA KARINA
INGENIERA CIVIL**

**MACHALA
2024**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**Análisis y modelamiento de un muro de contención en voladizo
para el control de inundaciones usando el método de elementos
finitos**

**SANCHEZ RUEDA ANA KARINA
INGENIERA CIVIL**

**MACHALA
2024**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTOS TÉCNICOS

**Análisis y modelamiento de un muro de contención en voladizo
para el control de inundaciones usando el método de elementos
finitos**

**SANCHEZ RUEDA ANA KARINA
INGENIERA CIVIL**

CARRION ROMERO LEYDEN OSWALDO

**MACHALA
2024**

TESIS-ANA SANCHEZ- PARA PORCENTAJE DE SIMILITUD

4%
Textos
sospechosos



4% **Similitudes**
< 1% similitudes
entre comillas
0% entre las
fuentes
mencionadas
0% **Idiomas no
reconocidos**

Nombre del documento: TESIS-ANA SANCHEZ- PARA PORCENTAJE DE SIMILITUD.pdf
ID del documento: 18233d00b5fdfdaa56e043b856a07c7e1a011b27
Tamaño del documento original: 2,93 MB
Autores: []

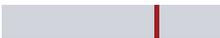
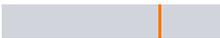
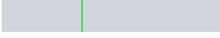
Depositante: Carrión Romero Leyden Oswaldo
Fecha de depósito: 11/2/2025
Tipo de carga: interface
fecha de fin de análisis: 11/2/2025

Número de palabras: 8866
Número de caracteres: 67.052

Ubicación de las similitudes en el documento:



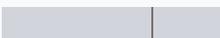
Fuentes principales detectadas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	 todosloshechos.es ¿Qué es la investigación de campo según Tamayo? https://todosloshechos.es/que-es-la-investigacion-de-campo-segun-tamayo#:~:text=Investigación... 5 fuentes similares	1%		 Palabras idénticas: 1% (113 palabras)
2	 definicion.edu.lat Investigación de campo: qué es, características, tipos y técnicas https://definicion.edu.lat/significados/investigacion-de-campo.html 2 fuentes similares	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (84 palabras)
3	 definicion.edu.lat Investigación experimental: qué es, características, tipos y ejem... https://definicion.edu.lat/significados/investigacion-experimental.html 1 fuente similar	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (79 palabras)
4	 gadlavoria.gob.ec https://gadlavoria.gob.ec/wp-content/uploads/2024/06/PDYOT_PARROQUIAL_LA_VICTORIA.pdf 1 fuente similar	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (75 palabras)
5	 gualaceo.gob.ec https://gualaceo.gob.ec/wp-content/Ordenanzas/Ordenanzas_y_Reglamentos/2013/16.0.-ORDEN...	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (51 palabras)

Fuentes con similitudes fortuitas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	 hdl.handle.net Comparación del comportamiento estructural de muros de conten... http://hdl.handle.net/20.500.14074/2533	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (40 palabras)
2	 repositorio.uns.edu.pe Alternativas de contención en las Mz D1 y E1 del Sector Ari... http://repositorio.uns.edu.pe/handle/20.500.14278/2714	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (15 palabras)
3	 hdl.handle.net Aplicación Del Sistema Erdox en la Estabilidad de Talud, Km 11+780... https://hdl.handle.net/20.500.12848/3937	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (13 palabras)
4	 www.studysmarter.es Métodos de Elementos Finitos: Aplicaciones & Introducción https://www.studysmarter.es/resumenes/ingenieria/ingenieria-mecanica/metodos-de-elementos...	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (11 palabras)
5	 repositorio.utmachala.edu.ec Repositorio Digital de la UTMACH: Análisis y model... https://repositorio.utmachala.edu.ec/handle/48000/23561	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (10 palabras)

Fuentes ignoradas Estas fuentes han sido retiradas del cálculo del porcentaje de similitud por el propietario del documento.

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	 repositorio.utmachala.edu.ec https://repositorio.utmachala.edu.ec/bitstream/48000/23561/1/Trabajo_Titulacion_3528.pdf	1%		 Palabras idénticas: 1% (165 palabras)
2	 dx.doi.org Análisis de estabilidad del talud km 8 + 200 vía Soracá (Boyacá), usando ... http://dx.doi.org/10.33132/27114260.1985	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (25 palabras)

CLÁUSULA DE CESIÓN DE DERECHO DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO DIGITAL INSTITUCIONAL

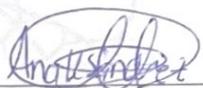
La que suscribe, SANCHEZ RUEDA ANA KARINA, en calidad de autora del siguiente trabajo escrito titulado Análisis y modelamiento de un muro de contención en voladizo para el control de inundaciones usando el método de elementos finitos, otorga a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tiene potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

La autora declara que el contenido que se publicará es de carácter académico y se enmarca en las disposiciones definidas por la Universidad Técnica de Machala.

Se autoriza a transformar la obra, únicamente cuando sea necesario, y a realizar las adaptaciones pertinentes para permitir su preservación, distribución y publicación en el Repositorio Digital Institucional de la Universidad Técnica de Machala.

La autora como garante de la autoría de la obra y en relación a la misma, declara que la universidad se encuentra libre de todo tipo de responsabilidad sobre el contenido de la obra y que asume la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera exclusiva.

Aceptando esta licencia, se cede a la Universidad Técnica de Machala el derecho exclusivo de archivar, reproducir, convertir, comunicar y/o distribuir la obra mundialmente en formato electrónico y digital a través de su Repositorio Digital Institucional, siempre y cuando no se lo haga para obtener beneficio económico.



SANCHEZ RUEDA ANA KARINA

0706566668

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de titulación a las personas que han estado presente en mi formación académica.

A mi hijo Nahim, quien me ha acompañado en mis madrugadas de estudio y ha visto a mamá atravesando dificultades a lo largo de estos años, ha sido mi fuente de inspiración y motivación para atravesar esta gran aventura.

A mis queridos padres José Sánchez y Karina Rueda, quienes con su apoyo y amor incondicional han iluminado mi vida y mi camino hacia el conocimiento. Han sido mis pilares fundamentales a lo largo de estos años y me han permitido cumplir una de las metas más importantes de mi vida.

A mis abuelos Nora y Héctor, quienes han sido mi apoyo en los primeros años de estudio, cuidaron de Nahim y me permitieron estudiar sin tener que pasar por dificultades al ser madre y estudiante a la vez.

A Leonardo Acaro, que ha sido mi compañero de vida y me ha impulsado y brindado su apoyo todos estos años.

En memoria

Mi querido Abuelo Cornelio,
que estaría feliz de verme cumplir
esta meta, su espíritu ha sido mi
compañía en los momentos difíciles.

Sánchez Rueda Ana Karina

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por darme salud y permitirme siempre estar con bien, a mi querido padre quien me ha brindado a manos llenas todos los recursos para que nunca me falte nada en mis estudios.

A mi querida madre que ha sido mi compañía y apoyo en todo este proceso, por escucharme y estar para mi cuando el estrés me ganaba, por ser mi consejera cuando hubo situaciones difíciles en la universidad.

Agradezco a mis amigos por su amistad sincera, por guiarme de manera desinteresada y por brindarme su cariño, llevo en mi corazón todos los momentos compartidos.

A mi tutor el Ing. Leyden Carrión, a la Ing. Elsi Romero y al Ing. Paul Cabrera por sus consejos y enseñanzas a lo largo de este trabajo de titulación, estoy segura que todo el aprendizaje impartido me servirá para mi futuro.

Finalmente agradezco a la Universidad Técnica de Machala por brindarme un espacio para poder lograr mi meta más anhelada.

RESUMEN

En el presente proyecto técnico se enfoca principalmente en el análisis de un muro de contención en voladizo, el cual tendrá una altura de nueve metros con su modelamiento en el software de PLAXIS 3D mediante el método de elementos finitos o métodos numéricos; dicha estructura será utilizada como una alternativa que ayude a prevenir los deslizamientos de tierra y en especial al control de inundaciones del Río Buenavista.

En este presente estudio se llevará a cabo en la parroquia Victoria ubicada en el cantón Santa Rosa de la Provincia de El Oro, el cual comprende proteger a los habitantes del sitio del constante asecho de desbordamiento del río, esto tendrá como objetivo mejorar la calidad de vida de los habitantes y la situación económica, ya que es un sector agrícola y sus sembríos se ven afectados constantemente en las épocas invernales.

Se realizó un análisis analítico y matemático en donde se consideran los parámetros del suelo del terreno, con ello, se obtuvo detalladamente las cargas y fuerzas que actúan sobre el muro, también el peso propio, la presión del suelo, las cargas vehiculares, en donde dicho muro debe de cumplir con tres factores importantes como lo son, la seguridad de volteo, deslizamiento y la capacidad portante del suelo.

Palabras claves: Muro de contención, elementos finitos, factor de seguridad, muro en voladizo, desplazamiento, volteo.

ABSTRACT

This technical project primarily focuses on the analysis of a cantilever retaining wall with a height of nine meters, modeled using PLAXIS 3D software through the finite element method or numerical methods. This structure is intended as an alternative solution to help prevent landslides and, more importantly, to control flooding from the Buenavista River.

The study will be conducted in the Victoria parish, located in the Santa Rosa canton of El Oro Province. The main goal is to protect local residents from the constant threat of river overflows, ultimately improving their quality of life and economic stability. Since this is an agricultural region, frequent flooding during the rainy season severely impacts crops and livelihoods.

A thorough analytical and mathematical study was carried out, taking into account the soil parameters of the terrain. This allowed for a detailed assessment of the loads and forces acting on the retaining wall, including self-weight, soil pressure, and vehicular loads. The wall must meet three critical safety criteria: resistance to overturning, sliding, and the soil's bearing capacity.

Keywords: Retaining wall, finite elements, safety factor, cantilever wall, displacement, overturning.

INDICE

AGRADECIMIENTO	III
RESUMEN	IV
ABSTRACT	V
INTRODUCCIÓN	1
1. CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.1 Antecedentes	3
1.1.1 <i>Ubicación</i>	3
1.1.2 <i>Población</i>	3
1.1.3 <i>Ordenamiento territorial</i>	4
1.1.4 <i>Uso de suelo</i>	4
1.1.5 <i>Amenaza sísmica</i>	4
1.1.6 <i>Riesgos Hidrológicos</i>	5
1.2 Descripción de la situación polémica	6
1.3 Formulación del problema	7
1.4 Alcance del proyecto	8
1.5 Justificación	8
1.6 Objetivos	9
1.6.1 <i>Objetivo General</i>	9
1.6.2 <i>Objetivos Específicos</i>	9
2. CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	11
2.1 Antecedentes contextuales	11
2.1.1 <i>Macro</i>	11
2.1.2 <i>Meso</i>	12
2.1.3 <i>Micro</i>	12
2.2 Antecedentes referenciales o históricos	13
2.3 Antecedentes conceptuales	13
2.3.1 <i>Muros de contención</i>	13
2.3.2 <i>Funcionalidad</i>	13
2.3.3 <i>Fallas de los muros de retención</i>	14
2.3.4 <i>Revisión de la estabilidad de un muro de contención</i>	16
2.3.5 <i>Tipos de Muros</i>	17
2.3.6 <i>Elementos finitos</i>	19
2.3.7 <i>Factor de seguridad</i>	19
2.3.8 <i>Estabilidad de taludes</i>	20
3. CAPITULO III: METODOLOGÍA	21
3.1 Modalidad básica de la investigación	21
3.2 Tipo de investigación	21
3.2.1 <i>Investigación documental</i>	21
3.2.2 <i>Investigación de campo</i>	22
3.2.3 <i>Investigación experimental</i>	22

3.3	Descripción de la población y muestra	22
3.3.1.	Población.....	22
3.3.2	Muestra	23
3.3.3	Coordenadas de la ubicación.....	23
3.4	Métodos teóricos o empíricos con los materiales utilizados	23
3.4.1.	Materiales y equipo.....	23
3.4.2.	Equipos y máquinas.....	24
3.5	Técnicas para el procesamiento de los datos obtenidos	24
3.5.1.	Ensayo Triaxial	24
3.5.2.	Ensayo CBR	24
3.5.3.	Granulometría	24
3.5.4.	Métodos de elementos finitos.....	25
3.5.5.	Modelado analítico	25
4.	CAPITULO IV: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	32
4.1.	Análisis de resultados	32
4.2.	Proceso de modelamiento en PLAXIS 3D	36
4.3.	Cálculos del muro en el modelamiento	40
4.4.	Resultados del modelado del muro	44
	CONCLUSIONES	49
	RECOMENDACIONES	50
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	51
	55	
	ANEXOS	55

Índice de Ilustraciones

<i>Ilustración 1: Mapa del diseño sísmico NEC2014</i>	5
<i>Ilustración 2: Árbol de problemas</i>	7
<i>Ilustración 3: Ubicación del proyecto</i>	8
<i>Ilustración 4: Tipos de fallas en muro de contención</i>	15
<i>Ilustración 5: Esquema de muro</i>	16
<i>Ilustración 6: Simbología del muro de 9 m</i>	32
<i>Ilustración 7: Dimensiones del muro de 9 m</i>	33
<i>Ilustración 8: Unidades</i>	36
<i>Ilustración 9: Crear capas para los materiales</i>	37
<i>Ilustración 10: Materiales creados</i>	37
<i>Ilustración 11: Datos generales</i>	38
<i>Ilustración 12: Geomalla de elementos finitos</i>	38
<i>Ilustración 13: Geomalla de elementos finitos con todos sus nodos</i>	39
<i>Ilustración 14: Elevación de la geomalla</i>	39
<i>Ilustración 15: Condiciones de flujo del modelo</i>	¡Error! Marcador no definido.
<i>Ilustración 16: Presión de poros</i>	¡Error! Marcador no definido.
<i>Ilustración 17: Fases constructivas</i>	¡Error! Marcador no definido.
<i>Ilustración 18: Fase 1</i>	40
<i>Ilustración 19: Fase 2</i>	41
<i>Ilustración 20: Fase 3</i>	41
<i>Ilustración 21: Fase 4</i>	42
<i>Ilustración 22: Cálculo de las fases del muro</i>	43
<i>Ilustración 23: Fases del muro</i>	43
<i>Ilustración 24: Desplazamientos de la malla</i>	44
<i>Ilustración 25: Deformaciones totales</i>	44
<i>Ilustración 26: Desplazamientos horizontales (ARROW)</i>	45
<i>Ilustración 27: Desplazamientos horizontales (SHADINGS)</i>	45
<i>Ilustración 28: Desplazamientos de profundidad (ARROW)</i>	46
<i>Ilustración 29: Desplazamientos de profundidad (SHADINGS)</i>	46
<i>Ilustración 30: Desplazamientos verticales (ARROW)</i>	47
<i>Ilustración 31: Desplazamientos verticales (SHADINGS)</i>	47
<i>Ilustración 32: Factor de seguridad</i>	48

Índice de tablas

<i>Tabla 1: Población parroquial</i>	3
<i>Tabla 2: Tasa de crecimiento poblacional</i>	4
<i>Tabla 3: Descripción de cuencas y microcuencas</i>	6
<i>Tabla 4: tabla de coordenadas de la zona de estudio</i>	23
<i>Tabla 5: Materiales para ensayo</i>	23
<i>Tabla 6: Equipos y máquinas para el proyecto</i>	24
<i>Tabla 7: Condiciones iniciales para el diseño</i>	32
<i>Tabla 8: Análisis de estabilidad de muro de 9 m</i>	34
<i>Tabla 9: Análisis con sismo en muro de 9 m</i>	34
<i>Tabla 10: Factores de seguridad indirectos</i>	35
<i>Tabla 11: Factores de seguridad</i>	48

Índice de ecuaciones

<i>Ecuación 1: Factor de seguridad por deslizamiento</i>	17
<i>Ecuación 2: Coeficiente de empuje activo de Coulomb</i>	26
<i>Ecuación 3: Coeficiente de empuje activo de Rankine</i>	26
<i>Ecuación 4: Empuje activo</i>	26
<i>Ecuación 5: Momento de empuje activo</i>	27
<i>Ecuación 6: Empuje por sobrecarga</i>	27
<i>Ecuación 7: Momento de sobrecarga</i>	27
<i>Ecuación 8: Empuje total del suelo</i>	27
<i>Ecuación 9: Momentos actuantes</i>	27
<i>Ecuación 10: Coeficiente de empuje pasivo</i>	27
<i>Ecuación 11: Empuje pasivo</i>	28
<i>Ecuación 12: Carga</i>	28
<i>Ecuación 13: Peso de la sobrecarga</i>	28
<i>Ecuación 14: Momento de sobrecarga</i>	28
<i>Ecuación 15: Fuerza que emite el relleno</i>	28
<i>Ecuación 16: Peso de relleno</i>	28
<i>Ecuación 17: Momento del peso de relleno</i>	28
<i>Ecuación 18: Fuerzas verticales</i>	29
<i>Ecuación 19: Momento estabilizante</i>	29

<i>Ecuación 20: Momento de volteo.....</i>	<i>29</i>
<i>Ecuación 21: Factor de seguridad de volteo 1</i>	<i>29</i>
<i>Ecuación 22: Factor de seguridad de volteo 2</i>	<i>29</i>
<i>Ecuación 23: Fuerza de rozamiento</i>	<i>29</i>
<i>Ecuación 24: Factor de seguridad de deslizamiento 1</i>	<i>29</i>
<i>Ecuación 25: Resultante</i>	<i>29</i>
<i>Ecuación 26: Excentricidad.....</i>	<i>30</i>
<i>Ecuación 27: Excentricidad máxima</i>	<i>30</i>
<i>Ecuación 28: Esfuerzo máximo.....</i>	<i>30</i>
<i>Ecuación 29: Esfuerzo mínimo</i>	<i>30</i>
<i>Ecuación 30: Esfuerzo admisible.....</i>	<i>30</i>
<i>Ecuación 31: Factor de seguridad de carga.....</i>	<i>30</i>
<i>Ecuación 32: Fuerza sísmica del peso propio</i>	<i>30</i>
<i>Ecuación 33: Momento de la fuerza sísmica</i>	<i>30</i>
<i>Ecuación 34: Coeficiente de presión dinámica activa.....</i>	<i>31</i>
<i>Ecuación 35: Incremento dinámico del empuje activo</i>	<i>31</i>
<i>Ecuación 36: Momento del incremento dinámico</i>	<i>31</i>
<i>Ecuación 37: Empuje total del sismo.....</i>	<i>31</i>
<i>Ecuación 38: Fuerza vertical del sismo.....</i>	<i>31</i>

INTRODUCCIÓN

Importancia del tema

Los muros de contención son estructuras muy eficientes, que en la actualidad son usadas para mitigar el impacto de los desastres naturales y con la construcción de ellos han ofrecido muchos beneficios a las poblaciones. Según (Arévalo Algarra et al., 2021) los aumentos en el caudal con respecto a los periodos de retorno se deben al cambio que sufre el ciclo hidrológico anual por el fenómeno del niño y de la niña. Éste a generada un aumento en los caudales, debido a las lluvias con gran intensidad en poco tiempo, con fenómenos extremos en el fenómeno de la niña y déficit del caudal en el fenómeno del niño.

Actualidad de la problemática

En el presente proyecto de titulación trata, sobre el análisis estructural de un muro de contención en voladizo para la estabilidad de taludes de carreteras de montaña. El trabajo se centra en el diseño de un muro de contención para evitar el desbordamiento del río en la parroquia Victoria, ya que en las épocas invernales la acrecentada del río que atraviesa la zona, sobrepasa los límites esperados y esto a provocado daños estructurales y pérdidas del patrimonio de los habitantes. Este diseño se logrará mediante la recolección de datos de campo establecidos por las normas NEC y se propondrá una estructura de contención eficiente.

Estructura del trabajo

El trabajo está estructurado de la siguiente manera:

En el capítulo 1 trata acerca del planteamiento del problema, en ello están incluido la línea base del proyecto, la descripción de las causas y efectos de la situación problemática, las preguntas científicas, además, del alcance del proyecto, la justificación del porqué se realizará este proyecto y principalmente del objetivo general y los objetivos específicos.

En el capítulo 2 o marco teórico, se menciona los antecedentes contextuales, los referenciales o históricos y los conceptuales, estos le dan validez al proyecto y dan un breve repaso a los acontecimientos en otros países.

En el capítulo 3 y 4 hacen referencia a la metodología con la que se logró el proyecto y el análisis e interpretación de los resultados, que es la parte más importante, ya que se ve reflejado el producto del proyecto. Y como punto final las conclusiones y recomendaciones que le darán al proyecto un desenlace.

1. CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Antecedentes

1.1.1 Ubicación

La parroquia Victoria se ubica al nor-este del cantón Santa Rosa, en la Provincia de El Oro, abarca una extensión de 113,23 km² (11 323,08 Ha). Limita al norte con la parroquia rural de Buenavista, al sur con la parroquia rural de Cerro Azul, al este con la cabecera cantonal de Pasaje y Buenavista y al oeste con la cabecera cantonal de Santa Rosa y Machala.

Se encuentran asentados en la parroquia los sitios de La Quebrada, San Joaquín, El Paraíso, El Pedregal, San Vicente, La Virginia y La Cooperativa Rio negro

1.1.2 Población

En el cantón Santa Rosa según la proyección de censo INEC 2010 para el año 2020 es de 82. 171 habitantes, siendo este el 100% de la población, para este proyecto hemos tomado como objeto de estudio a la parroquia Victoria que representa el 5% de la población del cantón y el número de hogares que fueron proyectados para el año 2020 es de 975 hogares (Tabla 1)

Tabla 1: Población parroquial

Parroquia Victoria			
Población 2010	Población proyectada a 2020	Número de Hogares proyectados	Promedio de personas por familia según Censo 2010
3 187	3 793	975	3,89

Fuente: Autor

Según datos tomados de (PDYOT VICTORIA, 2019) la proyección de la población en el año 2010 basándose en el INEC 2010, la tasa de crecimiento de la población en

la parroquia es del 1,69% (Tabla 2) y se estima que para el año 2025 tenga un total de 4088 habitantes.

Tabla 2: Tasa de crecimiento poblacional

Tasa de crecimiento poblacional			
2010	2020	Tasa de crecimiento	2025
3 187	3 793	1,69 %	4 088

Fuente: Autor

1.1.3 Ordenamiento territorial

El plan de desarrollo y de ordenamiento territorial tiene como función realizar un análisis en donde se verifican el cumplimiento de los proyectos pasados, presentes y de los futuros proyectos y de los recursos financieros que se tienen en esta parroquia. La formulación e implementación de los correspondientes planes deberá propender al mejoramiento de la calidad de vida de los habitantes y fundamentarse en los principios de la función social y ambiental de la tierra, la prevalencia del interés general sobre el particular y la distribución equitativa de las cargas y los beneficios.

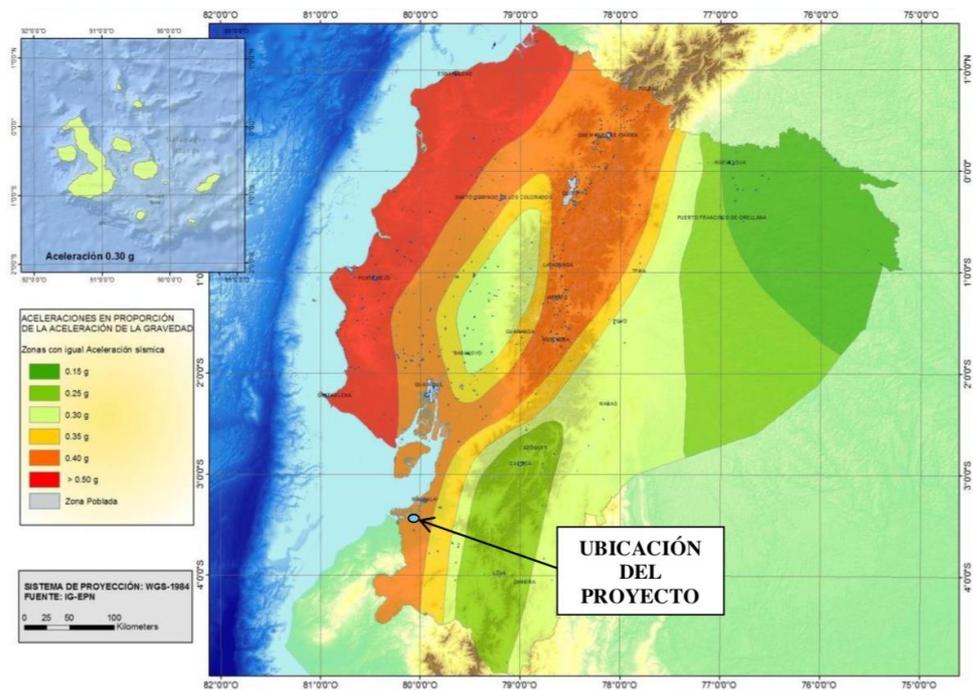
1.1.4 Uso de suelo

El uso potencial del suelo se rige a ciertos factores limitantes del recurso suelo respecto al uso agrícola, pecuario, forestal, de conservación y urbano. Basado en las condiciones ambientales y características del suelo a las que puede destinarse una explícita zona geográfica.

1.1.5 Amenaza sísmica

Según la (NEC, 2014) la parroquia Victoria se encuentra en la zona tipo V de peligro sísmico alto, con un valor de Z 0,4 (Ilustración 1)

Ilustración 1: Mapa del diseño sísmico NEC2014



Fuente: NEC - Peligro sísmico

1.1.6 Riesgos Hidrológicos

La parroquia Victoria alimenta al Río Santa Rosa, su área de drenaje cubre todo el territorio de la parroquia, es decir, 11323.08 ha (tabla 3) y en total la red hídrica tiene una longitud de 186.71 km. (PDYOT VICTORIA, 2019)

Durante las épocas invernales el sector de los poblados La Quebrada y San Joaquín se ven afectadas por la creciente del de las afluentes de la zona, esto ha provocado incertidumbre y miedo en los habitantes del sector. Se ha planteado la idea de la construcción de un muro de contención para salvaguardar la infraestructura del sector y de las viviendas aledañas al río, en los últimos años esto se ha vuelto una necesidad.

Tabla 3: Descripción de cuencas y microcuencas

CUENCA	SUBCUENCA	MICROCUENCA	ÁREA Ha	%	NOMBRE	KM
66, Rio Santa Rosa	6601 Rio Santa Rosa	6601010 Drenajes Menores	1895,92	16,74%	Rio Negro	1,83
					Rio Buenavista	27,06
					Afluentes Varios	3,04
		6601004 E.Culebrero	949,84	8,39%	Afluentes Varios	25,65
		6601001 R.San Agustin	1401,29	12,38%	Rio San Agustin	9,29
					Quebrada Las Pluas	4,90
					Afluentes Varios	11,86
		6601003 R.Negro	7070,72	62,45%	Rio Negro	17,99
					Afluentes Varios	85,09
		6601005 R.Chico	4,84	0,04%		
6601006 R.Caluguro	0,48	0,00%				
AREA MICROCUENCAS			11323,08	100,00%	TOTAL, KM	186,71

Fuente: Informe geotécnico

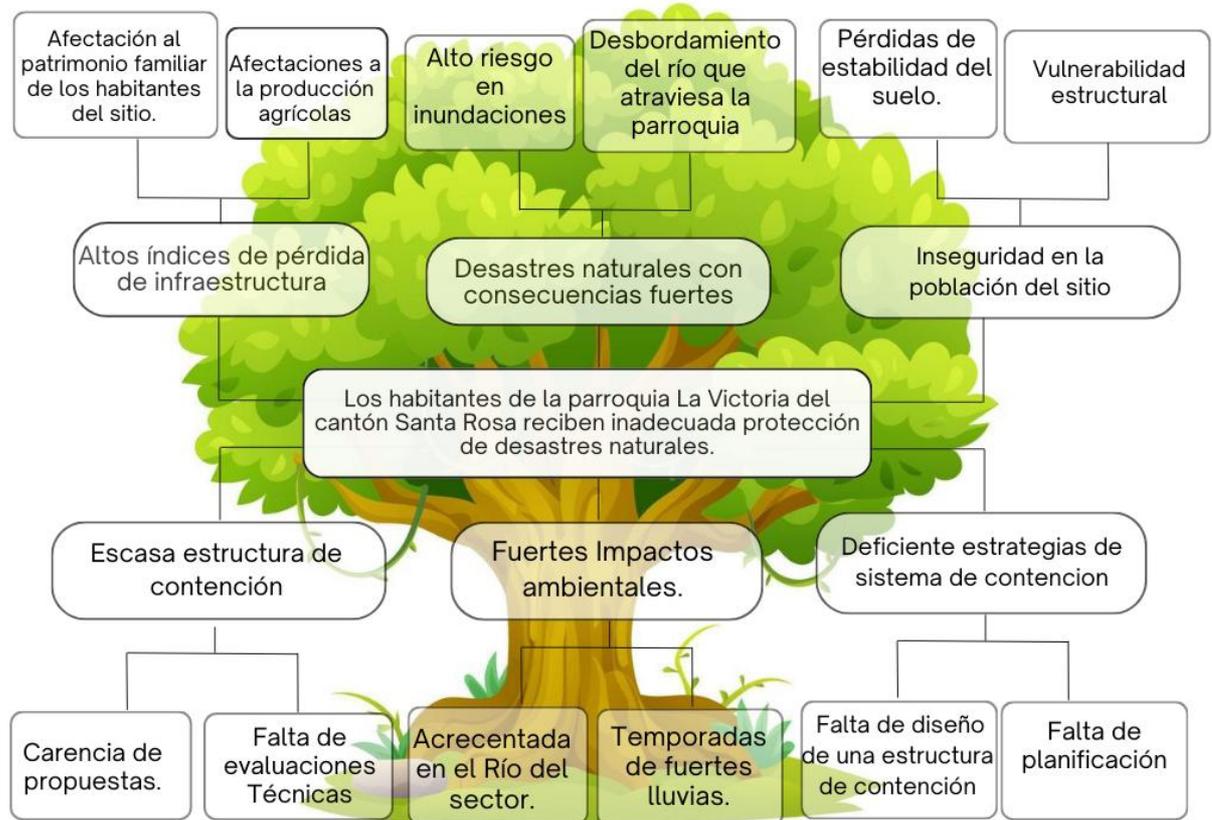
1.2 Descripción de la situación polémica

A lo largo de los años la parroquia Victoria ha venido sufriendo fuertes impactos ambientales, que por la temporada invernal las cuencas de la zona aumentan de altura de una manera de incontrolable y la ausencia de una estructura de contención y protección a causado altas pérdidas en el sector agrícola entre ellos el bananero, cacaotero del cual se sustentan económicamente las familias del sector.

Los fuertes impactos ambientales han provocado desastres naturales con un alto riesgo a inundaciones y desbordamiento del río en dicha parroquia, esto se convertido en un problema en los últimos años siendo el 6,84% de la población con una susceptibilidad muy alta a inundaciones y el 25,07% tiene una susceptibilidad baja.

Por lo tanto, como se observa en la ilustración 2, los fuertes impactos ambientales causados por la acrecentada del río y las temporadas de fuertes lluvias han hecho que, aumente el riesgo de inundaciones, además por la escasa estructura de contención se ha visto afectado el patrimonio de cada familia y a la producción agrícola del sector y sumando a ello, las deficientes estrategias de sistema de contención y protección ya sea por falta de planificación o por la falta de diseño a provocada la vulnerabilidad estructural en el sitio.

Ilustración 2: Árbol de problemas



Fuente: Autor

1.3 Formulación del problema

Un muro de contención en voladizo es una de las opciones más analizadas y por las cuales se han hecho estudios de suelos anteriormente, buscando la manera de poder solucionar los impactos de los desastres naturales que acarrear a esta zona y así evitar pérdidas materiales.

La parroquia Victoria con el pasar de los años se ha ido implementando proyectos que han mejorado la infraestructura de la zona, como es el asfaltado de la vía principal, canchas deportivas y zonas recreativas tanto para adultos como para niños.

Por lo tanto, analizando lo descrito anteriormente en la presente investigación se plantea el siguiente problema ¿Los habitantes de la parroquia Victoria reciben inadecuada protección de los desastres naturales?

1.4 Alcance del proyecto

En el presente trabajo se llevará a cabo una propuesta para un diseño de un muro de contención en la parroquia Victoria, la cual comprende proteger a los habitantes del sitio del constante asecho de desbordamiento del río, esto tendrá como objetivo mejorar la calidad de vida de los habitantes y la situación económica.

Ilustración 3: Ubicación del proyecto



Fuente: Autor

1.5 Justificación

La parroquia “Victoria” es una zona eminentemente agrícola, en la cual se produce el banano, el cacao y ganadera, los cuales son comercializados dentro y fuera de la provincia de El Oro.

Las zonas bananeras, están ubicadas en la cabecera parroquial paraíso, Pedregal, La Virginia y parte de Río Negro. Las zonas cacaoteras se encuentran situadas a lo largo de los sitios de Río Negro, San Joaquín, San Agustín, La Quebrada, la cual se constituyen otra de las fuentes de ingreso del sector.

En el sector agrícola se cultivan variedades cítricas como la naranja, mandarina, limón y una variedad de frutas como las ciruelas, guanábana, pomelo, entre muchas otras más. Además, la parroquia cuenta con atractivos turísticos como lo es el cerro Azul-Dumarí que nace en las estribaciones de la cordillera occidental.

Debido a todas las actividades a que se encuentra inmersas la parroquia Victoria el muro de contención para la protección de los habitantes, ayudaría a potenciar sus actividades agrícolas, pecuarias, artesanales y comerciales, las cuales son fuentes principales para la economía de la parroquia.

Es por ello que, esta propuesta de proyecto de titulación tiene como propósito la obtención del título de ingeniera civil, siendo este el mérito más grande por el cual he estudiado muchos años la universidad.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo General

Proponer una eficiente estructura de un muro de contención en voladizo mediante la aplicación de la normativa vigente para su diseño y evaluación para el control de inundaciones de Río Buenavista de la parroquia Victoria.

1.6.2 Objetivos Específicos

- Proponer una alternativa estructural que contribuya a la reducción de los daños en las edificaciones aledañas en la parroquia Victoria, mediante la aplicación de las normativas vigentes.
- Recopilar y analizar información relevante que sustente el estudio y diseño de una estructura de contención, considerando los principios de estabilidad, resistencia de materiales y mecánica de suelos.

- Elaborar un informe técnico que sintetice los resultados obtenidos del análisis y modelamiento de un muro de contención en voladizo para el control de inundaciones, utilizando el método de elementos finitos.

2. CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes contextuales

2.1.1 Macro

En la autopista de Nanxia ubicada en Guangxi, región de China debido a los deslizamientos de tierra durante las fuertes lluvias afectó significativamente el muelle, al realizar un estudio, se utilizó un muro de contención combinado con una estaca de anclaje para reforzar una pendiente y mejorar la seguridad en las temporadas de fuertes lluvias. Se pudo concluir que esta alternativa se reforzó de manera eficiente y económica el talud ante pequeños deslizamientos. (Qin et al., 2023)

En Gorkha, Nepal debido al terremoto del 2015. Se pudo evidenciar que las estructuras de gaviones, como lo son los muros de contención, mostraron su alta flexibilidad. En dicho estudio de caso se utilizó una mesa vibratoria para analizar el comportamiento de tres muros, el tipo vertical, tipo escalonado y tipo gravitacional, tuvo como resultado que los últimos dos muros mencionados son estructuras eficientes, ya que solo sufrieron una ligera deformación (Nakazawa et al., 2018)

Por lo tanto, en South Gippsland, Victoria, Australia, la inestabilidad de las pendientes es un problema geotécnico muy común, se implementaron dos métodos como lo son los muros de contención reforzados con geomalla revestida de gaviones y estructuras de contención de pilotes con el objetivo de optimizar la infraestructura. Se obtuvo como resultados que los muros de contención optimizados con pilotes pueden estabilizar la carretera y la pendiente de manera económica si perder el margen de seguridad. (Wang et al., 2021)

Así mismo, En North Kuin Street del subdistrito de Kalimantan del Sur perteneciente a Indonesia se consideró la implementación de un muro de contención ya que era necesario para mantener la estabilidad del terreno a las afueras del río Kuin para que no se produzca deslizamientos de tierra, se recopiló datos de investigación de campo y en el laboratorio para la elaboración del diseño. (Yasrifullah & Adriani, 2021)

En cambio, en el Estado de Borno, Nigueria se analizó y diseñó un muro de contención en voladizo ecológico, el cual a tuvo un resultado positivo, basándose en las mediciones de campo y datos de laboratorio los cuales también resultaron satisfactoriamente, esto permitió detener la erosión y la invasión de terrenos y edificios por encima de la pendiente pronunciada por el agua y otros agentes.(Muhammad et al., n.d.)

2.1.2 Meso

En Mérida, Venezuela se realizó un análisis comparativo de la estabilidad de taludes utilizando métodos comprobados y modelos numéricos de simulación, para ello realizaron el estudio de tres tipos de materiales de suelo, entre ellos el tipo 1: Suelo arcilloso, Tipo 2: Suelo Limo-arcilloso y el tipo 3: Suelo arena de media fina, obtuvieron como resultados que los modelos numéricos tiene ventaja en la rapidez del análisis al que permite estudiar varias aspectos a la vez, como lo son las deformaciones laterales y la distribución de esfuerzos. (Briceño & Belandria, 2021)

De la misma forma en Machu Picchu, Perú se analizó la estabilidad de diez muros de contención construidos por los incas en las terrazas agrícolas, estos fueron analizados en condiciones drenadas y saturadas, dando como resultado que los muros de contención Inca tiene. Un factor de seguridad está en un rango de valores están apegados a las normas modernas de diseño geotécnico, es decir, son funcionales y altamente optimizados ya que sirven para sostener las terrazas agrícolas. (Castro et al., 2019)

2.1.3 Micro

Se realizó un estudio sobre la vulnerabilidad a las inundaciones costeras en el Ecuador, se obtuvo como resultado que las inundaciones están asociadas con las lluvias estacionales, fenómenos del El Niño, mareas altas en ciertos lugares, áreas de drenaje bloqueadas, canales desbordados. Por lo cual, resultaron impactos incluyendo daños a propiedades y la infraestructura, cortes de energía y el costo

económico de la reconstrucción de daños, como también, ocurrieron impactos en la salud como brotes de infecciones de la piel, mordeduras de serpientes, entre otros. Es por ello, que en este estudio determinan que la falta de infraestructura adecuada son factores que contribuyen al riesgo de inundaciones.(Tauzer et al., 2019)

2.2 Antecedentes referenciales o históricos

La parroquia La Victoria, es un sitio en donde predomina el sector agrícola y con el pasar de los años se han ido adquiriendo mejoras como son el asfaltado de la carretera principal, polideportivo, además cuenta con 2 subcentros que brindan atención oportuna a los habitantes de la parroquia, sin embargo, en las épocas invernales, las cuencas y microcuencas son una problemática que asecha todos los años, ya que sobrepasan el nivel establecido y se corre el riesgo de inundaciones.

2.3 Antecedentes conceptuales

2.3.1 Muros de contención

Según Feng “Los muros de contención son estructuras que se utilizan para retener materiales de tierra en una pendiente.” (Feng et al., 2023a)

Según Alexiou los muros de contención son estructuras que están relativamente rígidos y que se pueden utilizar para sostener el suelo lateralmente de modo en que pueda mantenerse a diferentes niveles en ambos lados, además aportan un cambio brusco en el nivel de la superficie terrestre, siendo estas muy necesarias para estabilizar y proteger taludes naturales que presentan inestabilidad cinética. (Alexiou et al., 2020)

2.3.2 Funcionalidad

La función más importante de los muros es servir de elemento o estructura de contención ya sea de agua o de tierra, estas previenen que se desborde el material del que están siendo barrera. Además, son estructuras que están en constante empuje ya sea temporal o permanente del suelo. Son construidos de hormigón armado y tienen una base sólida y rígida.

Según Udomchai, Hoy, Horpibulsuk, nos indican que los muros de contención son contruidos para proteger y para retener los suelos de edificios o de otras estructuras, es por ello que es objetivo principal de un muro de contención es evitar el movimiento descendente del suelo o también resistir la presión lateral que existe de la tierra. (Udomchai et al., 2018)

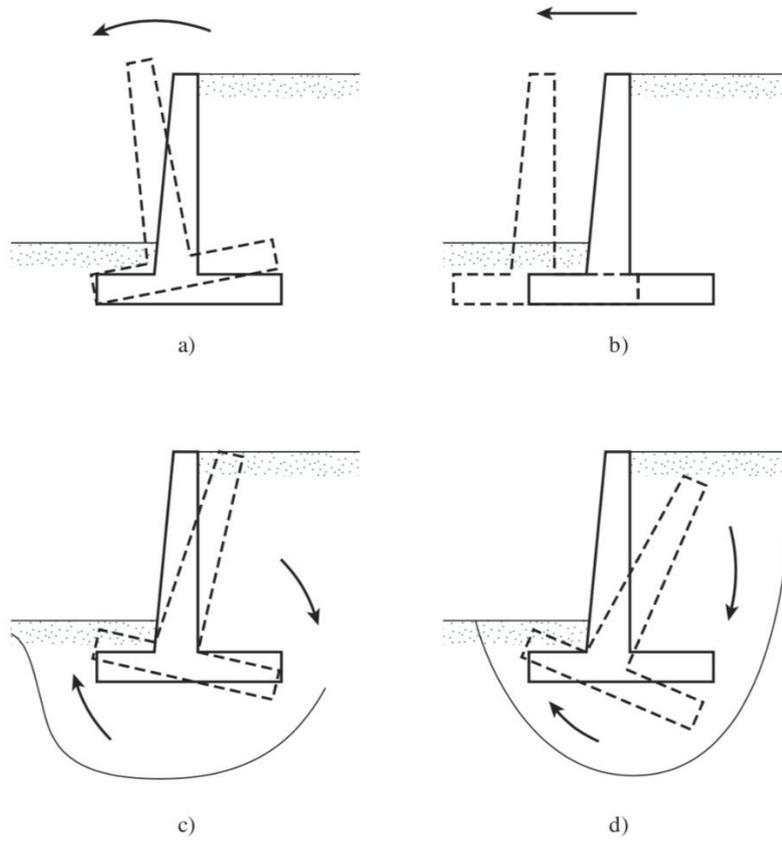
Arevalo nos indica que las inundaciones son consideradas en el mundo como los desastres naturales que causan situaciones devastadoras en la sociedad, la economía y con pérdida de vidas de una población(Arevalo Algarra et al., 2021b), es por ello que se considera los muros de contención como una de las mejores alternativas para minimizar el impacto de las inundaciones ocurridas por los desbordamientos de ríos.

2.3.3 Fallas de los muros de retención

Según (Das, 2011) los muros de retención pueden fallar por, en ilustración 4:

- a. Volcamiento
- b. Deslizamiento
- c. Por capacidad de carga
- d. Por falla cortante por asentamiento

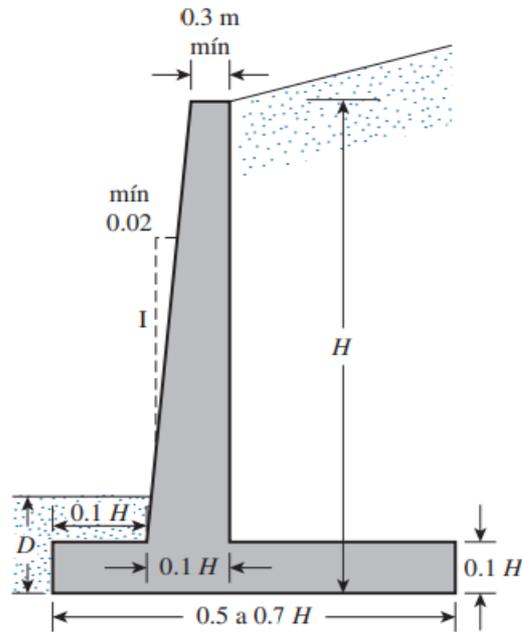
Ilustración 4: Tipos de fallas en muro de contención



Fuente: (Das, 2011)

2.3.4 Revisión de la estabilidad de un muro de contención

Ilustración 5: Esquema de muro



Fuente: (Das, 2011)

- Volcamiento

Según (NEC 2015, n.d.) el factor de seguridad contra volteo respecto a la punta del muro de contención, respecto al punto C en la ilustración 5.

$$Fs(\text{volteo}) = \frac{\sum M_R}{\sum M_0}$$

Dónde:

$\sum M_R$ = Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto al punto C

$\sum M_0$ = Suma de los momentos de las fuerzas que tienen a voltear el muro respecto al punto C

- Deslizamiento

Según Briones, Morante, Chávez, Blanco y Carrión nos dicen que los deslizamientos de tierra son uno de los procesos geológicos más destructivos que llegan a afectar a personas,

causando miles de muertes y daños materiales cada año, sin embargo, hay muchas personas que aún no están conscientes de la importancia que tiene. (Briones-Bitar et al., 2022)

Según Vega y Velásquez indican que los deslizamientos son provocados por un alto grado de saturación de agua, es por ello que ocurre en las superficies donde el suelo tiene un bajo criterio en la cohesión y posee un alto grado de porosidad, en estos fenómenos se involucran mecanismos físicos ya sea: la gravedad, la fricción y rodamiento que sufren los materiales al someterse a una fuerza. (Vega Laguna & Velásquez Espinoza, 2020)

Según (NEC 2015, n.d.) el factor de seguridad se calcula con la siguiente fórmula.

$$Fs(\text{deslizamiento}) = \frac{\sum F_R}{\sum F_d}$$

Ecuación 1: Factor de seguridad por deslizamiento

Dónde:

$\sum F_R$ = Suma de las fuerzas horizontales resistentes

$\sum F_d$ = Suma de las fuerzas horizontales de empuje

Según Ilham, Trides, Hasan, Oktaviani, Ponto, el deslizamiento de tierra es uno de los desastres naturales que ocurren con frecuencia en pendientes que son naturales y en pendientes artificiales, esto ocurre debido al desequilibrio de fuerzas que actúan sobre la pendiente. (Ilham et al., 2023)

2.3.5 Tipos de Muros

En un estudio realizado en Indonesia, tenía como objetivo comparar el costo de los muros de contención por gravedad, voladizos y tablestacas en función de las dimensiones óptimas, se obtuvo como resultados que los muros de contención por gravedad son los más eficientes en comparación con los muros de contención en voladizo y tablestacas, pero la gravedad no es segura para alturas superiores a 7 m

porque no cumple con los requisitos de estabilidad interna. El costo de los muros de contención en voladizo es menos costoso y más eficientes que el de los muros de tablestacas a una altura de 8 a 14 m. (Bari, 2022)

Según Cuesvas dice que la construcción de muros delgados de concreto reforzado (MDCR) son los más utilizados en países como Bolivia, Perú, Venezuela, Ecuador, y Colombia y estas edificaciones se las han diseñado con la normatividad que rige cada uno de dichos países, pero la mayoría de ellos no tiene adecuadas especificaciones técnicas.(Cuesvas Rosero et al., 2020)

- *Muros de gravedad*

Según (Das, 2011) dice que los muros de retención de gravedad se construyen con concreto simple o mampostería de piedra, además, que su estabilidad depende del peso propio y del suelo que repose la mampostería del muro y que no son estructuras económicas para muros altos.

- *Muros en voladizo*

Según (Kalemci et al., 2020) los muros en voladizo son aplicados comúnmente en construcciones de carreteras, puentes y ferrocarriles y se formulan con la ayuda de variables de diseño seleccionadas y se restringe en función de factores de seguridad contra los modos de falla ya sea por deslizamiento, vuelco y tensión de soporte.

Kumar, Bhatia, entre otros, indican que los muros de contención tipo voladizo suelen estar compuestos de hormigón armado, su forma es de una “T” invertida y el principio de palanca es su principal funcionamiento.(Tiwary et al., 2022)

- *Muros de tierra*

Según Liu, Jia, Chen, Li Ling nos indican que los muros de contención de tierra se utilizan comúnmente para la conservación de agua, ingeniería civil, transporte y en otros campos, es por ello, que sometieron a una mesa vibratoria a un muro de bolsas

de Tierra y obtuvieron como resultado, que dichos muros tienen un buen desempeño sísmico, ya que los desplazamientos laterales son pequeños al ser sometidos a múltiples sacudidas.(Liu et al., 2020)

Las estructuras de contención de tierra representan elementos claves de ríos y estructuras marinas, estructuras subterráneas, sistemas de transporte y proyectos de líneas de vida que tienen un papel vital en la provisión de soporte lateral del suelo y los rellenos.(Salem et al., 2020)

2.3.6 Elementos finitos

Shaowu, Roshan, entre otros, nos dicen que la precisión numérica del análisis de elementos finitos (FEA) depende de la cantidad de elementos finitos que sean utilizados en la discretización del espacio, este puede variar dependiendo del tamaño de la malla. Cuanto mayor sea la cantidad de elementos, más precisos serán los resultados.(Shaowu Yuchi et al., 2023)

En una investigación realizada por Akbar, Huali, entre otros, a los elementos finitos (EF) lo utilizaron para analizar el comportamiento pasivo de un muro de contención de hormigón diseñado para resistir las fuerzas de gravedad, lo cual les ayudo a conocer la respuesta sísmica de los muros que investigaron.(Akbar et al., 2024)

2.3.7 Factor de seguridad

Según (NEC 2015, n.d.) el factor de seguridad es el cociente entre el valor calcula de la capacidad máxima de un sistema y el valor del requerimiento esperado real a que se verá sometido. También indica que, se realiza un análisis probabilístico para calcular el factor promedio de seguridad en base a los parámetros del suelo del lugar en donde se va hacer la estructura. Además, en dicho calculo existirán valores mínimos y máximos los cuales se evalúan como las condiciones más favorables y la más desfavorable.

Según Dyson y Tolooiyan Uno de los métodos modernos para estimar el factor de seguridad para la estabilidad de taludes es el método de reducción de la resistencia y se implementa el método de elementos finitos.(Dyson & Tolooiyan, 2018)

Para evaluar la estabilidad de las pendientes se lo realiza mediante el factor de seguridad, que es la relación entre la fuerza pasiva (o momento) que actúa sobre la pendiente y la fuerza activa (momento). Si la fuerza pasiva es mayor que la fuerza activa (es decir, la estabilidad es mayor que 1), la pendiente se considera estable. Si el factor de seguridad es inferior a 1, la pendiente se considera inestable y se está produciendo un movimiento de la pendiente, que es un proceso geodinámico en el que el macizo rocoso se mueve cuesta abajo bajo la influencia de la gravedad. (Harabinova & Panulinova, 2022)

“Las estructuras de muros de contención a menudo se diseñan con un factor de seguridad que es más alto de lo necesario” (Feng et al., 2023b)

Sari indica que, en los resultados de su análisis, muestran que cuanto mayor sea el muro de contención, aumentará el del factor de seguridad.(Sari et al., 2020)

2.3.8 Estabilidad de taludes

Según Figueroa, Porras y Rojas nos dicen que las fallas que afectan la estabilidad de taludes están asociadas con las modificaciones de la topografía, flujos de agua, pérdida de resistencia y cambios en los estados de esfuerzo, que pueden provocar interrupciones en caminos, derrumbes de construcciones y hasta la pérdida de vidas humanas. (Figueroa Cardozo et al., 2021)

3. CAPITULO III: METODOLOGÍA

3.1 Modalidad básica de la investigación

En el presente trabajo de titulación se aplicará la investigación documental, la investigación de campo y la investigación experimental, que a su vez nos permitirán conocer datos, recopilarlos y analizarlos de una mejor manera.

La investigación documental se basará en la revisión de estudios previos, en el análisis de las normativas técnicas y estudios científicos, los mismo que contribuirán a la obtención de un marco sólido de investigación.

Luego, la investigación de campo nos ayudará a determinar datos específicos de la zona de estudio y estos serán tomados para diseñar una estructura optima que mitigue los problemas en la parroquia Victoria.

Y, por último, la investigación experimental se la llevará a cabo con los datos obtenidos en campo, los cuales ayudarán a evaluar el diseño y a su vez verificar si los objetivos de investigación han sido finalizados satisfactoriamente o caso contrario, se busque solución para mejorar el diseño.

3.2 Tipo de investigación

3.2.1 Investigación documental

La investigación documental es una técnica de investigación cualitativa que se encarga de recopilar y seleccionar información a través de la lectura de documentos, libros, revistas, grabaciones, filmaciones, periódicos, bibliografías, etc. La investigación documental es una técnica de investigación cualitativa que se encarga de recopilar y seleccionar información a través de la lectura de documentos, libros, revistas, grabaciones, filmaciones, periódicos, bibliografías, etc.

3.2.2 Investigación de campo

Investigación de campo, estudio de campo o trabajo de campo, es el proceso que permite obtener datos de la realidad y estudiarlos tal y como se presentan, sin manipular las variables. Por esta razón, su característica esencial es que se lleva a cabo fuera del laboratorio, en el lugar de ocurrencia del fenómeno. La investigación de campo usa instrumentos como ficheros o representaciones estadísticas. Combinados con técnicas como la observación o la encuesta, estos permiten recopilar y analizar los datos que se van a estudiar.

3.2.3 Investigación experimental

La investigación experimental es aquella que obtiene datos a través de la experimentación y los compara con variables constantes, a fin de determinar las causas y/o los efectos de los fenómenos en estudio. También suele llamarse método científico experimental. Se usa cuando no se dispone de información documental para explicar el objeto de estudio o cuando la información disponible debe verificarse. También se acude a ella cuando el tiempo es determinante para comprender la relación de causa y efecto en un fenómeno.

3.3 Descripción de la población y muestra

3.3.1. Población

EL cantón Santa Rosa en el año 2020 cuenta con 8 2171 habitantes, en el presente proyecto técnico se ha escogido a la parroquia Victoria contando con 3793 habitantes, siendo a su vez la segunda parroquia con mayor población rural esta representa el 5% de la población del cantón Santa Rosa y con una proyección para el 2025 según el CENSO de 4088 habitantes, en dicho zona se busca mejorar las condiciones de vida y evitar que corran riesgo en las crecientes del río Buenavista que atraviesa a la parroquia Victoria.

3.3.2 Muestra

En la actualidad en el Cantón Santa Rosa tiene 5 ríos de gran relevancia es por ello que la muestra que se ha tomado para este proyecto técnico es el río Buenavista que se encuentra ubicado en la parroquia Victoria, perteneciente al cantón Santa Rosa de la provincia de El Oro.

3.3.3 Coordenadas de la ubicación

Las coordenadas de la zona de estudio según el DATUM WGS 84 son:

Tabla 4: tabla de coordenadas de la zona de estudio

Este	Norte	Cota
E= 626.959	N= 9'627.568	+25,91

Fuente: Autor

3.4 Métodos teóricos o empíricos con los materiales utilizados

3.4.1. Materiales y equipo

Tabla 5: Materiales para ensayo

Ítem	Material
1	Libreta de apuntes
2	Esferos y lápices
3	Flexómetro
4	Cinta Métrica
5	Equipo de protección de topografía
6	Pala y pico
7	Sacos de yute

Fuente: Autor

3.4.2. Equipos y máquinas

Tabla 6: Equipos y máquinas para el proyecto

Ítem	Material
1	Laptop
2	Gps
3	Celular

Fuente: Autor

3.5 Técnicas para el procesamiento de los datos obtenidos

3.5.1. Ensayo Triaxial

El ensayo triaxial es método el cual tiene la mayor precisión y es una de las más confiables, permite medir la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, la cohesión y el ángulo de fricción interna. Con la ayuda de este ensayo se obtiene los parámetros específicos del suelo y se determina un diseño en base a dichos valores.

3.5.2. Ensayo CBR

Mediante el ensayo de CBR se puede determinar la capacidad portante del suelo, dicho ensayo es de mucha importancia para la realización de este proyecto de titulación, ya que se debe de conocer el comportamiento mecánico del suelo de la parroquia La Victoria en los dos escenarios como lo son: Suelos saturados y en suelo no saturado.

3.5.3. Granulometría

El ensayo de granulometría es una herramienta esencial en la ingeniería civil y en la geotecnia para la caracterización y clasificación de suelos. se

lo emplea en este proyecto para conocer las propiedades físicas del suelo de la zona a estudiar.

Según Gutiérrez el análisis granulométrico proporciona información valiosa sobre la distribución de tamaños de partículas y sus propiedades mecánicas, permitiendo evaluar el comportamiento del suelo en diversas aplicaciones, como cimentaciones, pavimentos y terraplenes.(Gutiérrez Rodríguez, 2023)

3.5.4. Métodos de elementos finitos

El método de elementos finitos es una técnica numérica utilizada para resolver problemas complejos en ingeniería y ciencias aplicadas, particularmente en el análisis de estructuras, mecánica de suelos, transferencia de calor, y dinámica de fluidos. Este método divide un dominio complejo en elementos más pequeños y manejables, conocidos como elementos finitos, sobre los cuales se aplican ecuaciones diferenciales que describen el comportamiento físico del sistema.

3.5.5. Modelado analítico

Los cálculos analíticos estarán guiados en el libro de fundamentos de ingeniería en cimentaciones del autor Braja M. Das

Análisis de estabilidad

• *Coefficiente de empuje activo (K_a)- criterio de Coulomb*

Se debe de realizar este cálculo para conocer los coeficientes de la retención de tierra.

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

Ecuación 2: Coeficiente de empuje activo de Coulomb

β : Ángulo de la cara interna del muro con la horizontal

ϕ : Ángulo de fricción interna (relleno)

α : Ángulo de talud de terreno del relleno con la horizontal

δ : Ángulo de fricción del suelo = $(2/3 * \phi)$, según Terzaghi

• **Coeficiente de empuje activo (K_a)- criterio de Rankine**

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

Ecuación 3: Coeficiente de empuje activo de Rankine

ϕ : Ángulo de fricción interna (relleno)

α : Ángulo de talud de terreno arriba del muro

• **Empuje activo (E_a)**

Es la presión que ejerce el suelo sobre el muro de contención

$$E_a = \left(\frac{1}{2} * \gamma^2 * H^2 \right) * K_a$$

Ecuación 4: Empuje activo

γ : Peso específico

H: Altura total del muro

K_a : Coeficiente de empuje activo

• **Momento de empuje activo (M_a)**

Determina el momento de volteo que ejerce el suelo sobre el muro.

$$M_a = E_a * D_v$$

Ecuación 5: Momento de empuje activo

• **Empuje por sobrecarga (Es)**

Son las cargas externas que se aplican al suelo y estas ejercen presión al muro.

$$E_s = \gamma_2 * h_o * H * K_a$$

Ecuación 6: Empuje por sobrecarga

γ_2 : Peso específico

H: Altura total del muro

K_a : Coeficiente de empuje activo

H_o : Carga de vehículo

• **Momento de empuje por sobrecarga (Ms)**

$$M_s = E_s * D_{vs}$$

Ecuación 7: Momento de sobrecarga

• **Empuje total del suelo**

Es la suma del empuje activo de tierra y el empuje de sobrecarga.

$$E_T = E_a * E_s$$

Ecuación 8: Empuje total del suelo

• **Momentos actuantes del suelo**

$$M_{as} = M_a * M_s$$

Ecuación 9: Momentos actuantes

• **Coeficiente de empuje pasivo (K_p)- criterio de Coulomb**

Representa la presión máxima que se ejerce contra el muro de contención.

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

Ecuación 10: Coeficiente de empuje pasivo

• **Empuje pasivo (E_p)**

$$E_p = \left(\frac{1}{2} * \gamma_2\right) * (Df^2 - h1^2) * K_p$$

Ecuación 11: Empuje pasivo

γ_2 : Peso específico

Df: Desplante

K_p : Coeficiente de empuje pasivo

• **Sobrecarga (q)**

$$q = (\gamma_2) * (h_0)$$

Ecuación 12: Carga

$$W_s = q * L$$

Ecuación 13: Peso de la sobrecarga

• **Momento de sobrecarga (M_s)**

$$M_s = M * D_{ws}$$

Ecuación 14: Momento de sobrecarga

• **Peso total de relleno**

$$V_r = h_p * L * 1$$

Ecuación 15: Fuerza que emite el relleno

L= talón de muro

$$W_r = (\gamma_2) * (V_r)$$

Ecuación 16: Peso de relleno

• **Momento del peso de relleno**

$$M_r = W_r * D_{wr}$$

Ecuación 17: Momento del peso de relleno

• **Resultante de las fuerzas verticales**

Es la suma del peso del muro, el peso de relleno, peso de sobrecarga y del empuje activo vertical.

$$R_v = P_{pmc} + W_r + W_s + E_{av}$$

Ecuación 18: Fuerzas verticales

• **Momento de las fuerzas estabilizadoras**

Es la suma de los momentos en el eje X del muro, entre ellos el momento de relleno, momentos de sobrecarga y el momento que es producido por el empuje activo.

$$M_e = M_{ppx} + M_r + M_s + ME_{av}$$

Ecuación 19: Momento estabilizante

• **Factor de seguridad contra volteo**

En dicho factor se observa la estabilidad que tiene el muro.

$$M_v = E_{av} * \left(\frac{H}{3}\right)$$

Ecuación 20: Momento de volteo

$$FSV = \left(\frac{\sum Mx}{My}\right)$$

Ecuación 21: Factor de seguridad de volteo 1

$$FSV = \left(\frac{Me}{Mv}\right)$$

Ecuación 22: Factor de seguridad de volteo 2

• **Factor de seguridad contra deslizamiento**

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

Ecuación 23: Fuerza de rozamiento

$$FSD = \frac{P_{total} * f}{Eah}$$

Ecuación 24: Factor de seguridad de deslizamiento 1

• **Factor de seguridad contra falla por capacidad de carga**

$$Xr = \left(\frac{\sum Mx - Mv}{Rv}\right)$$

Ecuación 25: Resultante

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

Ecuación 26: Excentricidad

$$emax = \frac{B}{6}$$

Ecuación 27: Excentricidad máxima

- **Esfuerzo máximo**

$$\sigma_{max} = \frac{Rv}{B} * \left(1 + \frac{6 - ex}{B}\right)$$

Ecuación 28: Esfuerzo máximo

- **Esfuerzo mínimo**

$$\sigma_{min} = \frac{Rv}{B} * \left(1 + \frac{6 - ex}{B}\right)$$

Ecuación 29: Esfuerzo mínimo

- **Esfuerzos admisibles del suelo**

$$\sigma_{adm} = \left(\frac{q_{ult}}{Fs}\right)$$

Ecuación 30: Esfuerzo admisible

$$FScarga = \left(\frac{q_{ult}}{\sigma_{max}}\right)$$

Ecuación 31: Factor de seguridad de carga

Análisis con sismo

- **Fuerza sísmica del peso propio**

$$Fspp = Kh * Pmc$$

Ecuación 32: Fuerza sísmica del peso propio

- **Momento de la fuerza sísmica**

$$Mspp = Fspp * Xcg$$

Ecuación 33: Momento de la fuerza sísmica

- ***Coefficiente de presión dinámica activa (K_{ae})***

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

Ecuación 34: Coeficiente de presión dinámica activa

- ***Incremento dinámico del empuje activo***

$$\Delta DE_a = (0,5 * \gamma^2 * H^2) * (K_{ae} - K_a) * (1 - K_v)$$

Ecuación 35: Incremento dinámico del empuje activo

- ***Momento de incremento dinámico del empuje activo***

$$M_{sis} = \Delta DE_a * Dvd$$

Ecuación 36: Momento del incremento dinámico

- ***Empuje total***

$$Rv = E_a + \Delta DE_a + F_{spp}$$

Ecuación 37: Empuje total del sismo

- ***Resultante de la fuerza vertical***

$$Rv = P_p + W_r$$

Ecuación 38: Fuerza vertical del sismo

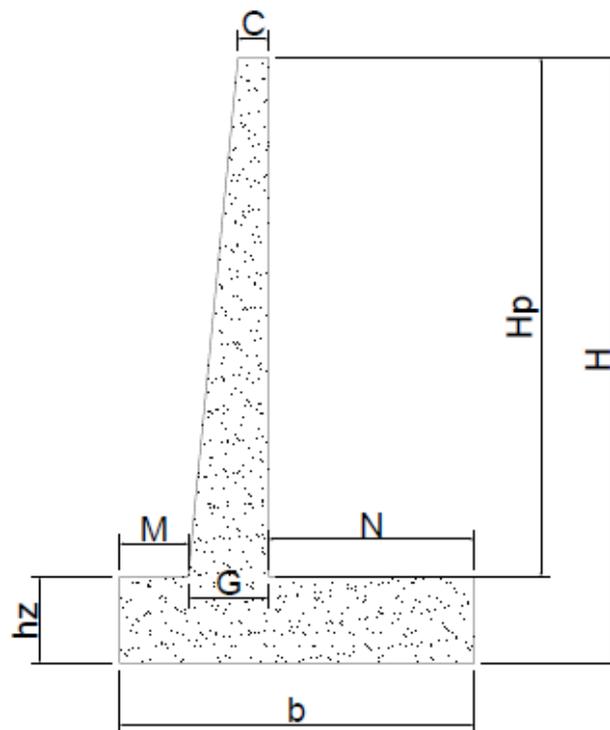
4. CAPITULO IV: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Análisis de resultados

En el presente proyecto técnico luego de definir la zona de estudio, se deberá tener en cuenta las características propias del terreno, para luego proceder a la modelación en el programa de PLAXIS 3D.

CASO 1 (MURO DE 9 m)

Ilustración 6: Simbología del muro de 9 m



Fuente: Elaboración Propia

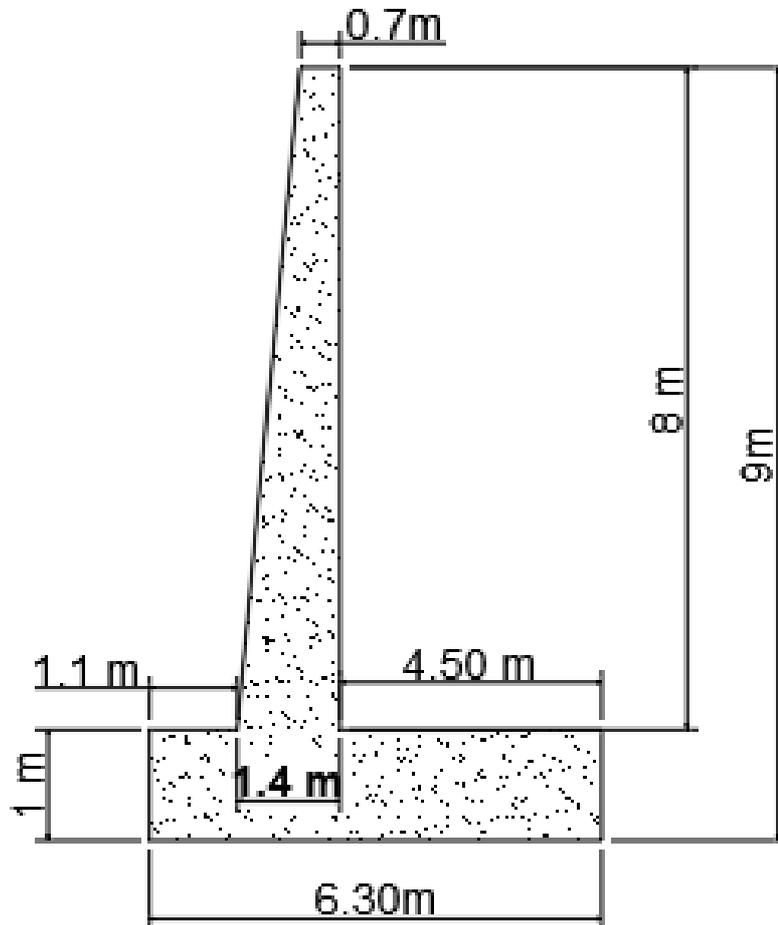
Tabla 7: Condiciones iniciales para el diseño

Base	B	$0.5 H - 0.7 H$
Base central	G	$0.1 * H \text{ min}$
Corona de muro	C	$0.30 - 0.40$
Punta del muro	M	$0.1 * H \text{ min}$
Altura de zapata	hz	$H/6 - H/8$

Fuente: Elaboración Propia

Considerando las dimensiones dadas en la tabla 8 se ajustó a dichos parámetros para obtener las siguientes dimensiones:

Ilustración 7: Dimensiones del muro de 9 m



Fuente: Elaboración Propia

Prajakta Patil nos indica que el estudio del comportamiento sísmico del muro de contención es importante para un diseño seguro y para conocer el comportamiento de cómo la respuesta del suelo influye en el movimiento de la estructura. (Patil & Waghmare, 2022). Luego, de obtener resultados en el análisis de estabilidad, se procede a realizar el análisis con sismo en el muro de 9 m. Obteniendo los siguientes datos:

A continuación, en la tabla 8, se muestran los resultados del momento de volteo, el momento estabilizante y el factor de seguridad mediante el método analítico.

Tabla 8: Análisis de estabilidad de muro de 9 m

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MURO (9m)	
CÁLCULO DEL EMPUJE ACTIVO	
Coeficiente activo (Ka)	0.244
Empuje activo (Eah)	24.746 ton/m
Momento empuje activo (Ma)	74.239 ton-m/m
Empuje por sobrecarga (Es)	4.399 ton/m
Momento empuje por sobrecarga (Ms)	19.797 ton-m/m
Empuje total (Et)	29.146 ton/m
Momentos actuantes del suelo (Mas)	94.037 ton/m
CÁLCULO DE LAS FUERZAS VERTICALES ACTUANTES	
Ppmuro de concreto	35.28 ton/m
Momento de peso del muro en x (Mppx)	87.052 ton-m/m
Momento de peso del muro en y (Mppy)	99.400 ton-m/m
Peso de sobrecarga (Ws)	9 ton/m
Momento por la sobrecarga (Ms)	42.750 ton-m/m
Peso del relleno (Wr)	90.0 ton/m
Momento del relleno (Mr)	427.500 ton-m/m
Resultantes de la fuerza vertical (Rv)	134.280 ton/m
Momento estabilizante (Me)	557.302 ton/m
ESTABILIDAD DEL MURO	
F.S contra el volteo	5.926
F.S contra deslizamiento	3.133
F.S contra capacidad de carga σ_{max}	3.040

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 9, se muestran los resultados del análisis con sismo en el muro de 9 metros, las fuerzas que actúan, los momentos y los factores de seguridad.

Tabla 9: Análisis con sismo en muro de 9 m

ANÁLISIS CON SISMO DE MURO (9m)	
CÁLCULO DEL EMPUJE ACTIVO	
Fuerza sísmica del peso propio (F _{spp})	10.725 ton/m
Momento de la fuerza sísmica (M _{spp})	30.218 ton-m/m
Coeficiente de presión dinámica (k _{ae})	0.593
Incremento dinámico del empuje activo (ΔD_{ea})	23.146 ton/m
Momento del incremento dinámico (M _{sis})	138.877 ton-m/m
Empuje total (E _t)	58.618 ton/m
Resultantes de la fuerza vertical (R _v)	125.280 ton/m
Momentos actuantes del suelo (M _{as})	243.334 ton-m/m
ESTABILIDAD DEL MURO	
F.S contra el volteo	2.290
F.S contra deslizamiento	1.625
F.S contra capacidad de carga σ_{max}	3.208

Fuente: Elaboración Propia

La norma ecuatoriana de la construcción NEC, nos indica que el factor de seguridad debe ser de 3 y con ello se procede a realizar la verificación de la capacidad portante del terreno, en la tabla 11 se reflejan los datos obtenidos en análisis del muro.

Tabla 10: Factores de seguridad indirectos

CONDICIÓN	F.S.I.M ADMISIBLE
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño pseudo estático	1.5

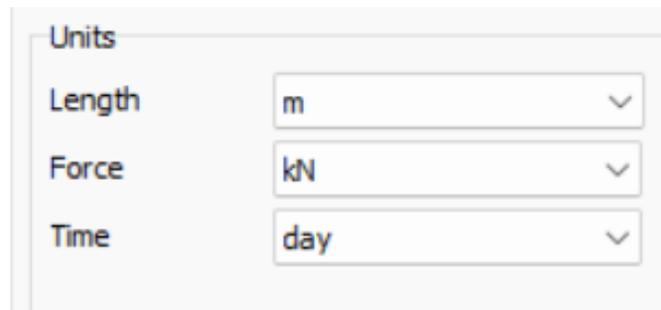
Fuente: NEC

Como consiguiente, para realizar el diseño y el modelamiento del muro, la extensión total del muro es de 2,3 km, es por ello que, se debió de tomar módulos que tienen una longitud de 5 m y de alto 9 m, dando como resultado 460 módulos en toda la sección.

4.2. Proceso de modelamiento en PLAXIS 3D

A. Unidades a utilizar

Ilustración 8: Unidades

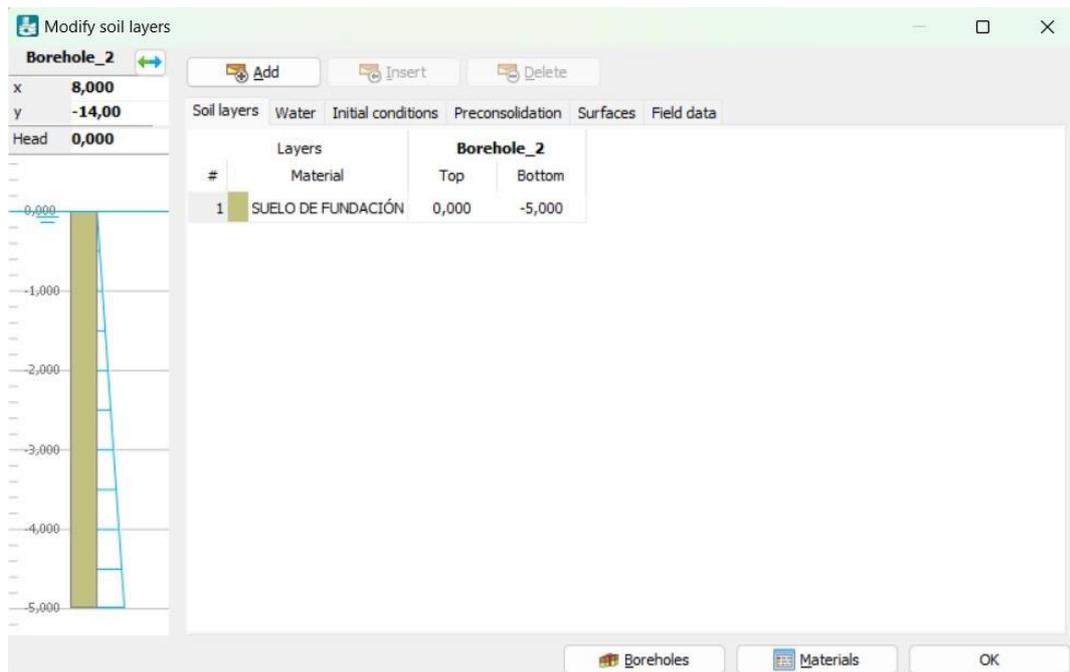


Fuente: PLAXIS 3D

B. Crear Capas

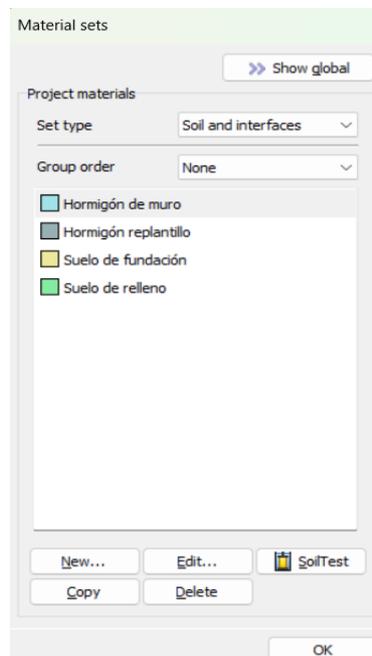
Se debe dar click en Add para crear capas de los materiales que se van a usar en el muro, para el presente muro de estudio se debe de crear 4 capas que son: Suelo de fundación, suelo de relleno, hormigón del muro y hormigón del replantillo. Luego dar click en materials para añadir las propiedades de los materiales.

Ilustración 9: Crear capas para los materiales



Fuente: PLAXIS 3D

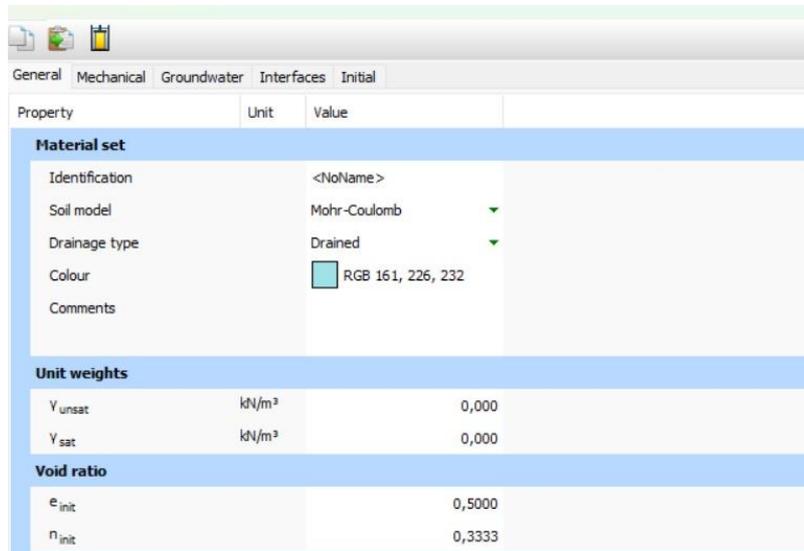
Ilustración 10: Materiales creados



Fuente: PLAXIS 3D

C. Propiedades del hormigón del replantillo.

Ilustración 11: Datos generales



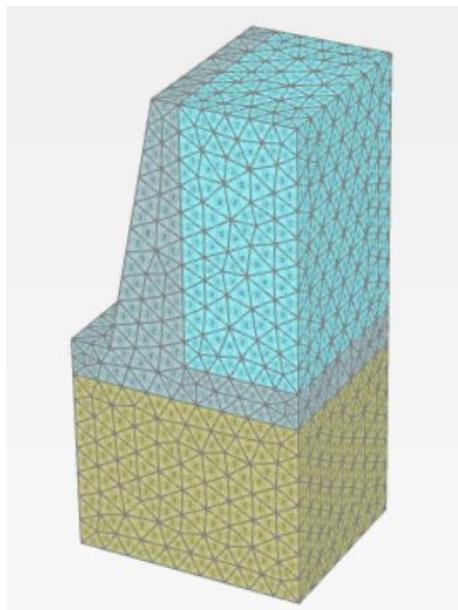
The screenshot shows the 'General' tab of the PLAXIS 3D software interface. The 'Material set' section is highlighted in blue. Below it, the 'Unit weights' and 'Void ratio' sections are also highlighted. The table below summarizes the data shown in the interface.

Property	Unit	Value
Material set		
Identification		<NoName>
Soil model		Mohr-Coulomb
Drainage type		Drained
Colour		RGB 161, 226, 232
Comments		
Unit weights		
γ_{unsat}	kN/m ³	0,000
γ_{sat}	kN/m ³	0,000
Void ratio		
e_{init}		0,5000
n_{init}		0,3333

Fuente: PLAXIS 3D

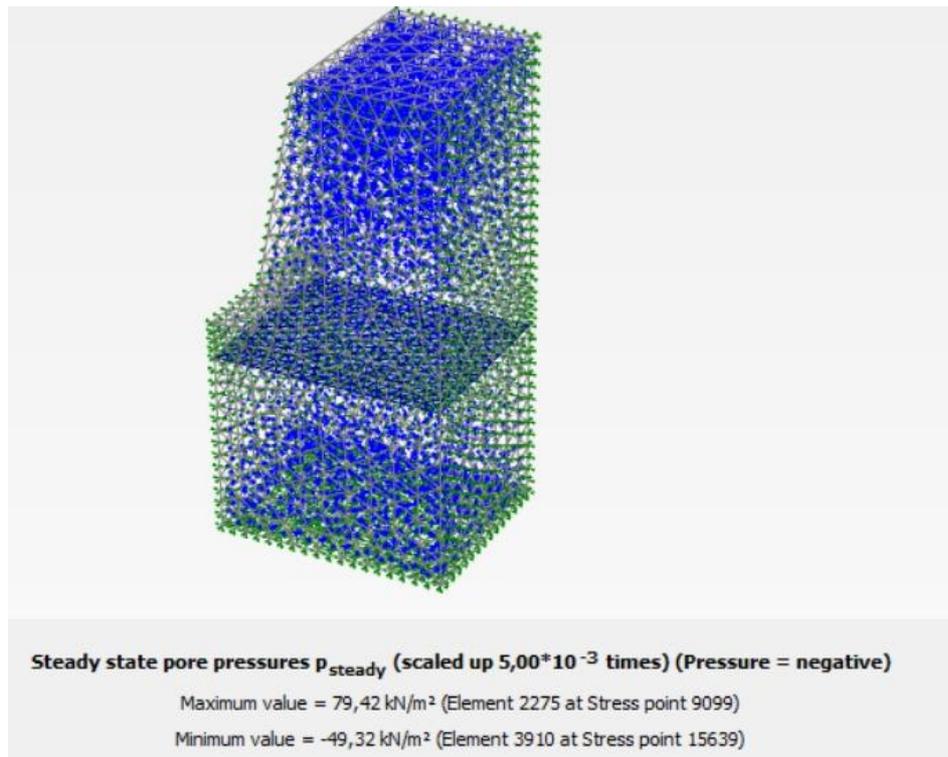
- D. Geomalla: para poder visualizar la geomalla del muro se debe seleccionar los elementos, luego darle click en **Generate Mesh** y para poder visualizar la geomalla se da click en **View Mesh**

Ilustración 12: Geomalla de elementos finitos



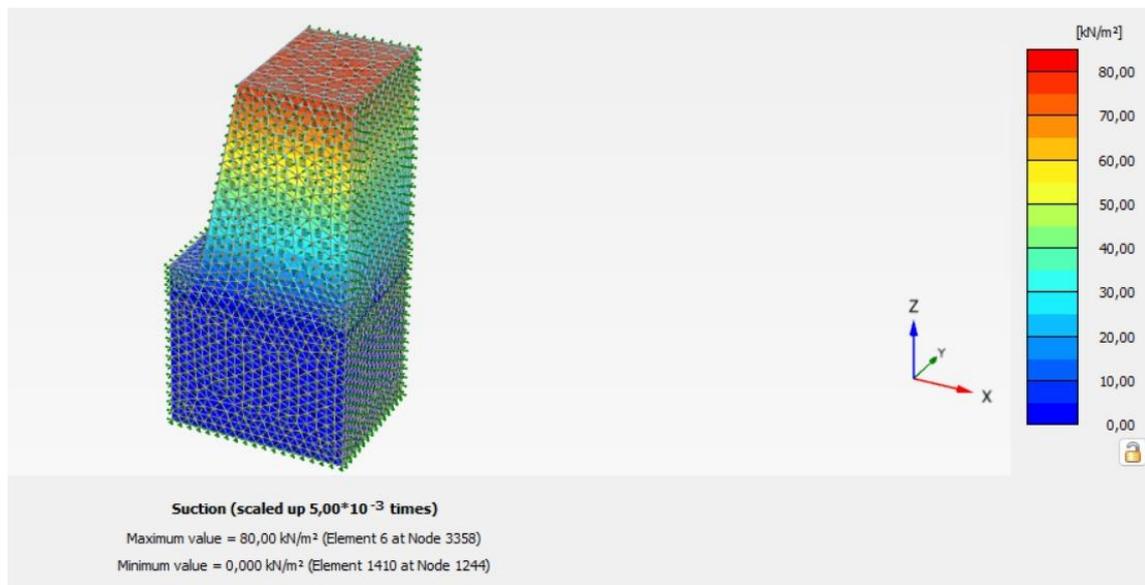
Fuente: PLAXIS 3D

Ilustración 13: Geomalla de elementos finitos con todos sus nodos



Fuente: PLAXIS 3D

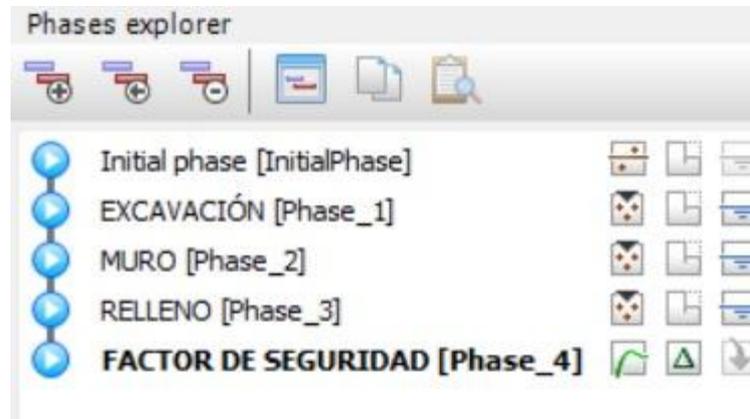
Ilustración 14: Elevación de la geomalla



Fuente: PLAXIS 3D

4.3.Cálculos del muro en el modelamiento

Ilustración 15:Fases constructivas



Fuente: PLAXIS 3D

• Fase_1: Excavación

En la fase 1 se define la excavación de muro en el suelo de fundición

Ilustración 16: Fase 1

Name	Value
General	
ID	EXCAVACIÓN [Phase_1]
Start from phase	Initial phase
Calculation type	Plastic
Loading type	Staged construction
ΣM_{stage}	1,000
ΣM_{weight}	1,000
Pore pressure calculation type	Phreatic
Time interval	0,000 day
Estimated end time	0,000 day
First step	
Last step	
Special option	0
Deformation control parameters	
Numerical control parameters	

Fuente: PLAXIS 3D

- **Fase_2: Muro**

En la fase 2 se debe de definir el muro en voladizo.

Ilustración 17: Fase 2

Name	Value
General	
ID	MURO [Phase_2]
Start from phase	EXCAVACIÓN
Calculation type	Plastic
Loading type	Staged construction
ΣM_{stage}	1,000
ΣM_{weight}	1,000
Pore pressure calculation type	Phreatic
Time interval	0,000 day
Estimated end time	0,000 day
First step	
Last step	
Special option	0
Deformation control parameters	
Numerical control parameters	

Fuente: PLAXIS 3D

- **Fase_3: Relleno**

En la fase 3 se define el relleno que va a sostener el muro.

Ilustración 18: Fase 3

Name	Value
General	
ID	RELLENO [Phase_3]
Start from phase	MURO
Calculation type	Plastic
Loading type	Staged construction
ΣM_{stage}	1,000
ΣM_{weight}	1,000
Pore pressure calculation type	Phreatic
Time interval	0,000 day
Estimated end time	0,000 day
First step	
Last step	
Special option	0
Deformation control parameters	
Numerical control parameters	

Fuente: PLAXIS 3D

• **Fase_4: Factor de seguridad**

En la fase 4 se determina el factor de seguridad global del muro.

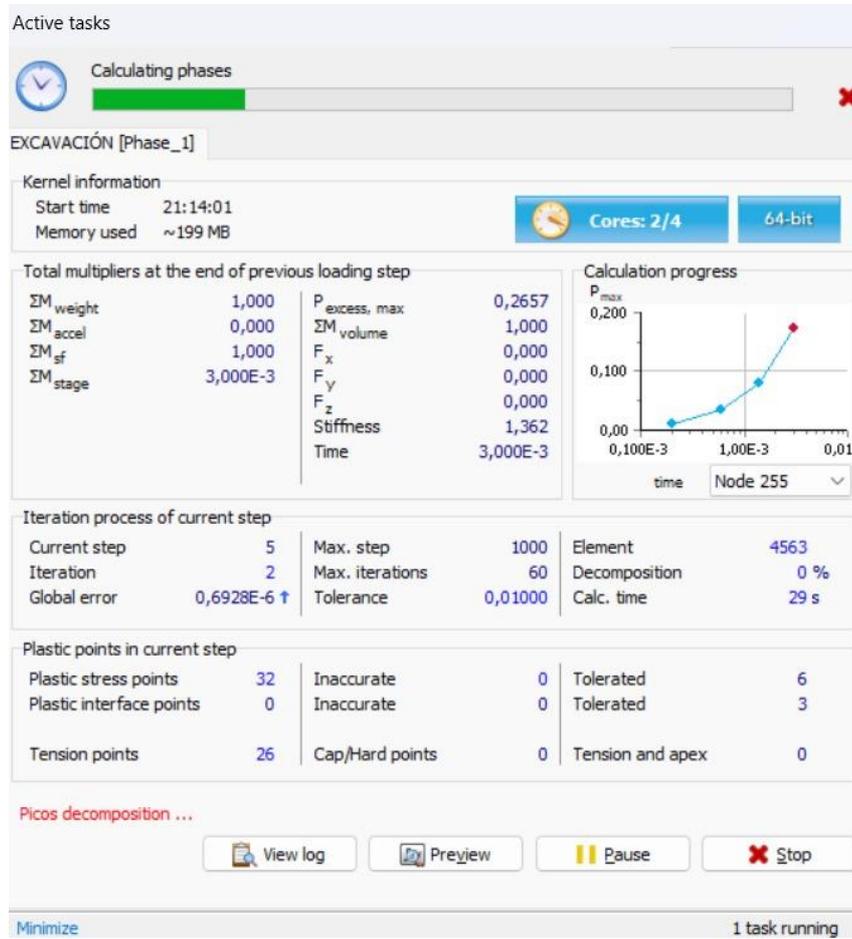
Ilustración 19: Fase 4

Name	Value
General	
ID	FACTOR DE SEGURIDAD [Phase_4]
Start from phase	RELLENO
Calculation type	 Safety
Loading type	 Incremental multipliers
M _{sf}	0,1000
Pore pressure calculation type	 Use pressures from previous phases
First step	
Last step	
Special option	0

Fuente: PLAXIS 3D

Se deben de calcular cada fase luego de ser creadas, tal como lo demuestra la *ilustración 19*

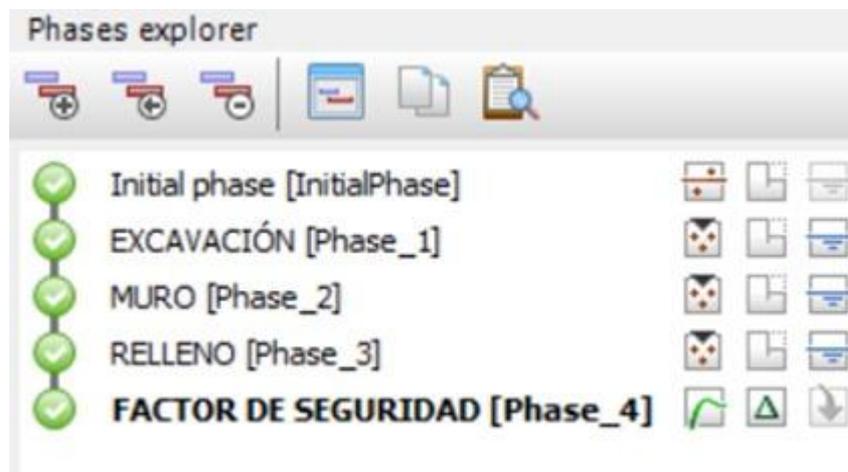
Ilustración 20: Cálculo de las fases del muro



Fuente: PLAXIS 3D

En la *ilustración 20* se observan las fases ejecutadas del muro.

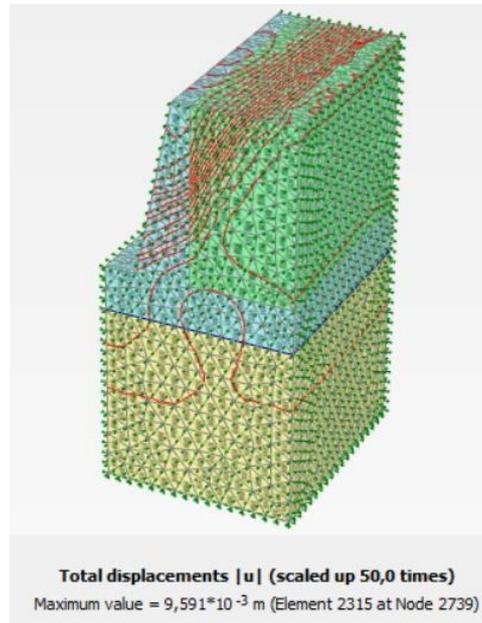
Ilustración 21: Fases del muro



Fuente: PLAXIS 3D

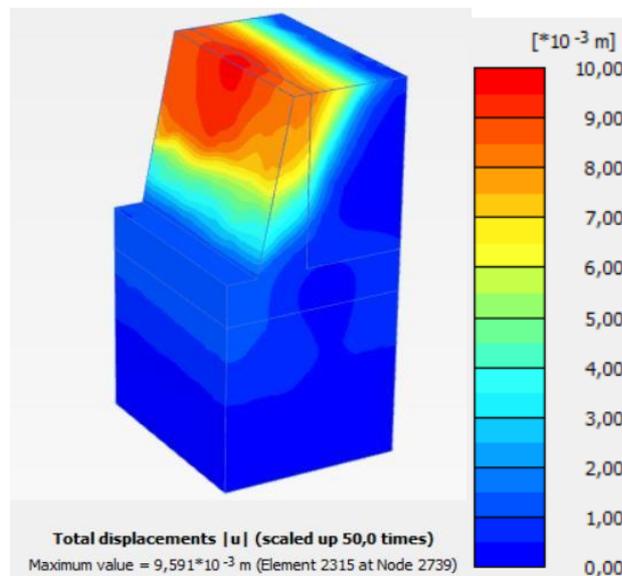
4.4. Resultados del modelado del muro

Ilustración 22: Desplazamientos totales (ARROW)



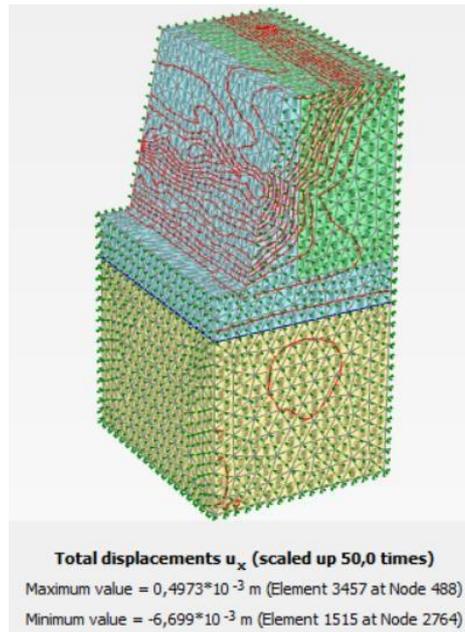
Fuente: PLAXIS 3D

Ilustración 23: Desplazamiento totales (SHADING)



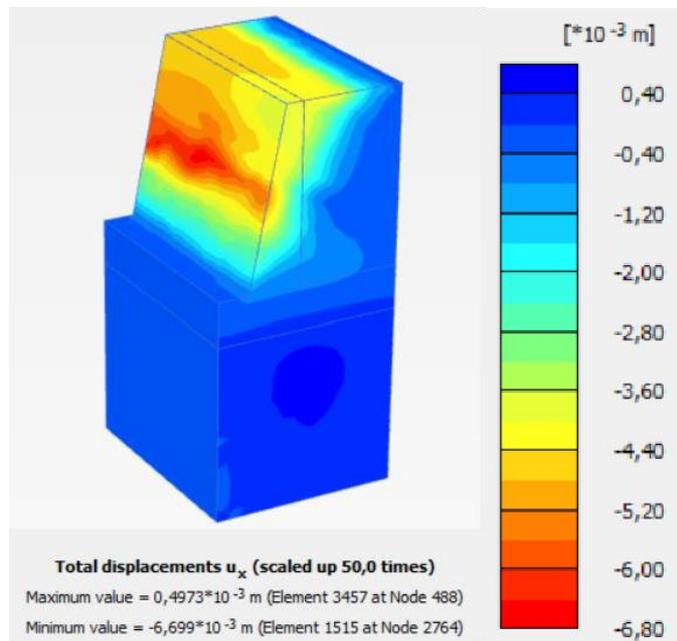
Fuente: PLAXIS 3D

Ilustración 24: Desplazamientos horizontales (ARROW)



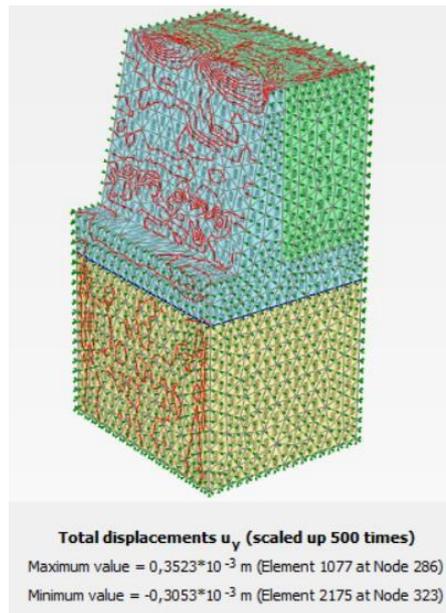
Fuente: PLAXIS 3D

Ilustración 25: Desplazamientos horizontales (SHADINGS)



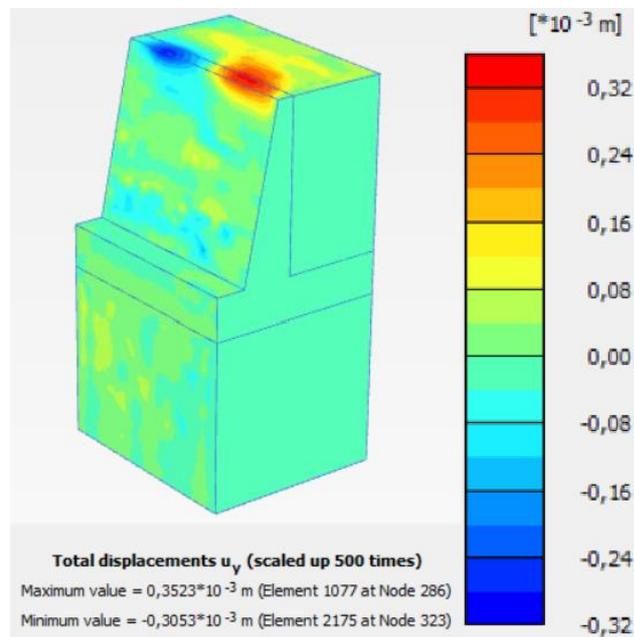
Fuente: PLAXIS 3D

Ilustración 26: Desplazamientos de profundidad (ARROW)



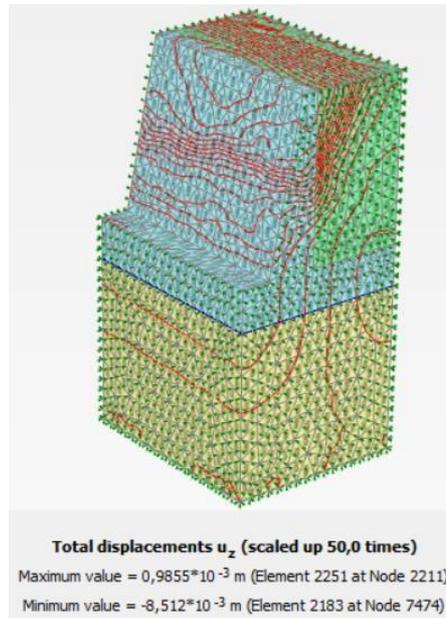
Fuente: PLAXIS 3D

Ilustración 27: Desplazamientos de profundidad (SHADINGS)



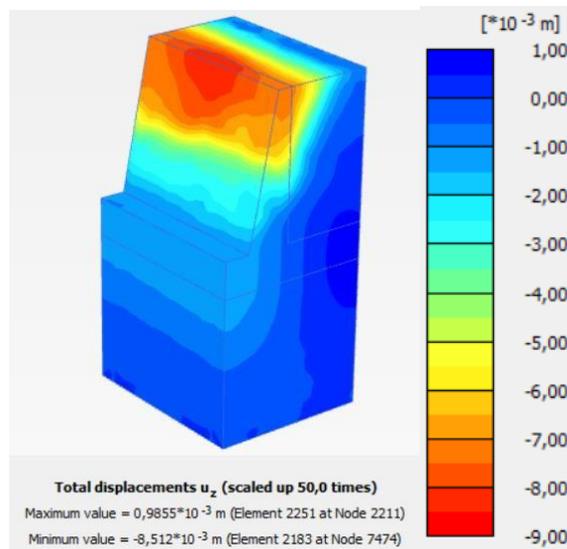
Fuente: PLAXIS 3D

Ilustración 28: Desplazamientos verticales (ARROW)



Fuente: PLAXIS 3D

Ilustración 29: Desplazamientos verticales (SHADINGS)



Fuente: PLAXIS 3D

Ilustración 30: Factor de seguridad

Step info				
Phase	FACTOR DE SEGURIDAD [Phas			
Step	Initial			
Step type	Safety			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	1,000			
Relative stiffness	0,2340E-3			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	2,000
Strength reduction factor	M_{sf}	0,1115E-3	ΣM_{sf}	1,011
Time	Increment	0,000	End time	6,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area}	1,000
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,000	ΣM_{Stage}	0,000
Forces				
F_X	0,000 kN			
F_Y	0,000 kN			
F_Z	0,000 kN			
Consolidation				
Realised $P_{Excess,Max}$	199,7 kN/m ²			

Fuente: PLAXIS 3D

Tabla 11: Factores de seguridad

FACTOR DE SEGURIDAD			
	9 m		NEC
	Empuje de tierra	Empuje de tierra + sismo	
VOLTEO	5.926	2.29	2
DESLIZAMIENTO	3.133	1.625	1.5
σ_{max}	3.040	3.208	1.5
PLAXIS - GLOBAL	1.01		

Fuente: Autor

CONCLUSIONES

- A partir del análisis que se realizó en base al modelamiento del muro en voladizo, se concluye que es una alternativa que va ayudar a reducir daños estructurales en las viviendas aledañas al río Buenavista de la parroquia Victoria.
- Al término de este proyecto técnico, la información obtenida de los artículos científicos fue puesta en práctica en el modelamiento del muro y por lo cual se logró un muro resistente, el cual tiene un $f'c$ de 240 kg/cm². Los factores calculados mediante el empuje + sismo el valor de factor de volteo es de 2.29, el de desplazamiento 1.62 y el factor por capacidad de carga 3.20, se realizó un análisis global con ayuda de un software de ingeniería especializado en geotécnica que realiza análisis de elementos finitos (PLAXIS 3D), el cual nos permitió calcular un factor de seguridad de 1.01.
- En el informe elaborado se presenta los resultados obtenidos en el modelamiento el cual permitirá elaborar futuros proyectos que estén apegados al modelamiento de muros de contención en voladizo.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda considerar la implementación del diseño de muros en voladizo para futuras construcciones en áreas adyacentes a cuerpos de agua, particularmente en zonas propensas a deslizamientos o erosión. Es fundamental realizar un análisis preliminar de las condiciones geotécnicas de cada sitio para ajustar los parámetros del diseño y asegurar la efectividad de la solución.
- Aunque el diseño propuesto cumple con los requisitos normativos y presenta una buena capacidad de carga, es importante realizar un monitoreo continuo de los muros implementados para evaluar su desempeño a largo plazo. El monitoreo de parámetros como el desplazamiento, las tensiones y la estabilidad del terreno circundante permitirá realizar ajustes preventivos en caso de que las condiciones del sitio cambien con el tiempo.
- Se sugiere explorar el uso de nuevos softwares y tecnologías avanzadas de modelado y simulación geotécnica para mejorar la precisión en los análisis y optimizar el diseño de muros de contención en voladizo. La integración de métodos numéricos más complejos y la actualización constante de las normativas locales permitirá mejorar la seguridad y la eficiencia de futuros proyectos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Akbar, M., Huali, P., Guoqiang, O., Arshid, M. U., Ahmed, B., & Umar, T. (2024). Investigation of the displacement-based seismic performance of geogrid earth-retaining walls using three-dimensional finite element modeling. *Results in Engineering*, 21, 101802. <https://doi.org/10.1016/j.rineng.2024.101802>
2. Alexiou, A., Zachos, D., Alamanis, N., Chouliaras, I., & Papageorgiou, G. (2020). Construction Cost Analysis of Retaining Walls. *International Journal of Engineering and Advanced Technology*, 9(4), 1909–1914. <https://doi.org/10.35940/ijeat.D8929.049420>
3. Arevalo Algarra, H. M., Perico Granados, N. R., Reyes Rodríguez, C. A., Vera, M. C., Monroy, J., & Perico Martínez, C. (2021a). Sitios de inundaciones causadas por los ríos La Vega y Jordán, Tunja (Boyacá). *Tecnura*, 25(67), 86–101. <https://doi.org/10.14483/22487638.15248>
4. Arevalo Algarra, H. M., Perico Granados, N. R., Reyes Rodríguez, C. A., Vera, M. C., Monroy, J., & Perico Martínez, C. (2021b). Sitios de inundaciones causadas por los ríos La Vega y Jordán, Tunja (Boyacá). *Tecnura*, 25(67), 86–101. <https://doi.org/10.14483/22487638.15248>
5. Bari, F. (2022). OPTIMAL COST OF SLOPE STABILIZATION WITH RETAINING WALL. *International Journal of GEOMATE*, 22(93). <https://doi.org/10.21660/2022.93.3129>
6. Briceño, J., & Belandria, N. (2021). 16646-21921933511-1-SM. 42, 63–70. https://www.researchgate.net/publication/346688322_Analisis_comparativo_de_estabilidad_en_taludes_utilizando_metodos_comprobados_y_modelos_numericos_de_simulacion
7. Briones-Bitar, J., Morante-Carballo, F., Chávez-Moncayo, M. Á., Blanco-Torrens, R., & Carrión-Mero, P. (2022). Engineering Solutions for the Stabilisation of a Hill Located in an Urban Area. Case Study: Las Cabras Hill, Duran-Ecuador. *International Journal of Sustainable Development and Planning*, 17(3), 823–832. <https://doi.org/10.18280/ijstdp.170312>
8. Castro, J., Vallejo, L. E., & Estrada, N. (2019). The optimal design of the retaining walls built by the Incas in their agricultural terraces. *Journal of Cultural Heritage*, 36, 232–237. <https://doi.org/10.1016/j.culher.2018.09.013>

9. Cuesvas Rosero, E. A., Ortega Caraballo, R., Torres Arbeláez, P. S., Marulanda Casas, J., & Thomson Roach, P. (2020). Simulación numérica del comportamiento sísmico de muros de concreto reforzado. *Hormigón y Acero*. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2865>
10. Das, B. M. (2011). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Séptima edición*.
11. De, N. E., & Construcción, L. A. (2014). *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>
12. Dyson, A. P., & Tolooiyan, A. (2018). Optimisation of strength reduction finite element method codes for slope stability analysis. *Innovative Infrastructure Solutions*, 3(1), 38. <https://doi.org/10.1007/s41062-018-0148-1>
13. Feng, G., Luo, Q., Lyu, P., Connolly, D. P., & Wang, T. (2023a). An Analysis of Dynamics of Retaining Wall Supported Embankments: Towards More Sustainable Railway Designs. *Sustainability*, 15(10), 7984. <https://doi.org/10.3390/su15107984>
14. Figueroa Cardozo, L. A., Porras Forero, M. F., & Rojas Gamba, N. I. (2021). Análisis de estabilidad del talud km 8 + 200 vía Soracá (Boyacá), usando diferentes métodos. *Revista Agunkuyâa*, 11(1), 42–58. <https://doi.org/10.33132/27114260.1985>
15. Gutiérrez Rodríguez, W. Á. (2023). Ensayo granulométrico de los suelos mediante el método del tamizado. *Ciencia Latina Revista Científica Multidisciplinar*, 7(2), 6908–6927. https://doi.org/10.37811/cl_rcm.v7i2.5834
16. Harabinova, S., & Panulinova, E. (2022). Numerical analysis of slope stability. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 1252(1), 012084. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/1252/1/012084>
17. Ilham, A., Trides, T., Hasan, H., Oktaviani, R., & Pontus, A. J. (2023). The Analysis of Slope Stability using The Simplified Bishop Method and Geometry of Retaining Walls in Palaran District, Samarinda City, East Kalimantan Province. *Nusantara Civil Engineering Journal*, 2(1), 43–52. <https://doi.org/10.32487/nuce.v2i1.450>
18. Kalemci, E. N., İkizler, S. B., Dede, T., & Angın, Z. (2020). Design of reinforced concrete cantilever retaining wall using Grey wolf optimization algorithm. *Structures*, 23, 245–253. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.09.013>

19. Liu, S.-H., Jia, F., Chen, X.-L., & Li, L.-J. (2020). Experimental study on seismic response of soilbags-built retaining wall. *Geotextiles and Geomembranes*, 48(5), 603–613. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2020.03.006>
20. Muhammad, I. S., Muhammed, A. S., & Alkali, A. M. (n.d.). Analysis and Design of Ecological Cantilever Retaining Wall: A Case Study of High-steep Slopes Behind New G.R.A Maiduguri, Borno State, Nigeria. *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE) e-ISSN*, 20(2), 28–36. <https://doi.org/10.9790/1684-2002032836>
21. Nakazawa, H., Hara, T., Suetsugu, D., Nishi, T., Kuribayashi, K., Miyoshi, K., & Shimomura, S. (2018). Experimental Evaluation on Earthquake-Resistance of Road Retaining Wall Using Gabion. *Journal of Disaster Research*, 13(5), 897–916. <https://doi.org/10.20965/jdr.2018.p0897>
22. NEC 2015. (n.d.). *Guía práctica para la ejecución de estudios geotécnicos y trabajos de cimentación de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. Retrieved February 17, 2024, from <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/GUIA-6-GEOTECNICA.pdf>
23. Patil, P., & Waghmare, M. V. (2022). Dynamic Analysis of Cantilever Retaining Wall. *SAMRIDDI: A Journal of Physical Sciences, Engineering and Technology*, 14(Spl-2 issue), 207–212. <https://doi.org/10.18090/samriddhi.v14spli02.1>
24. PDYOT LA VICTORIA. (2019). *CRÉDITOS GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO PARROQUIAL DE LA VICTORIA CANTÓN SANTA ROSA-PROVINCIA DE EL ORO PRESENTA: Actualización del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la parroquia La Victoria*. https://www.gadlavictoria.gob.ec/images/cuentas2020/PDYOT_PARROQUIAL_LA_VICTORIA__listo_listo.pdf
25. Qin, D., Xia, H., & Wu, C. (2023). Analysis of Retaining Wall Combined with Micropiles to Reinforce Slope near Overhead Bridge. *Indian Geotechnical Journal*. <https://doi.org/10.1007/s40098-023-00768-7>
26. Salem, A. N., Ezzeldine, O. Y., & Amer, M. I. (2020). Seismic loading on cantilever retaining walls: Full-scale dynamic analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 130, 105962. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105962>

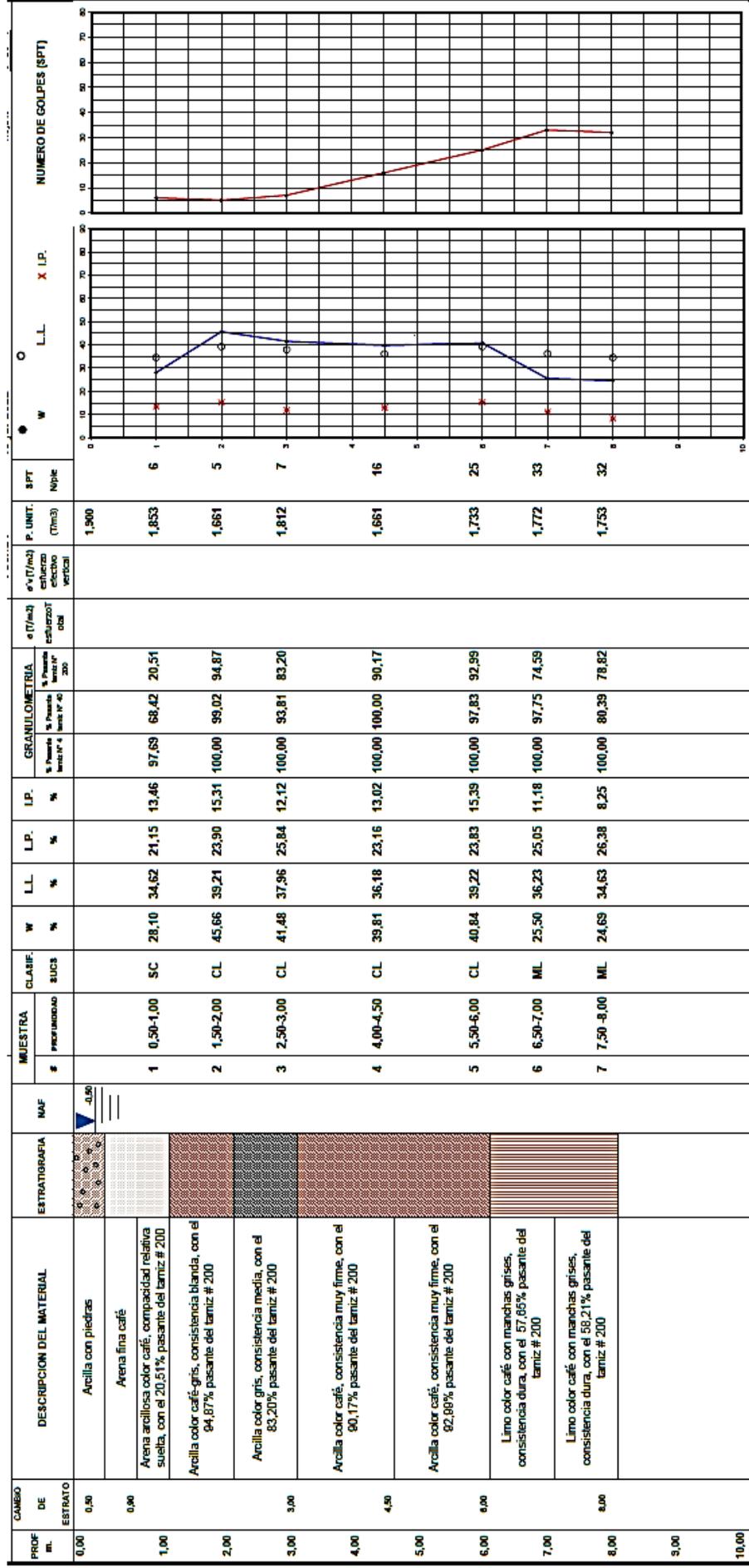
27. Sari, U. C., Sholeh, M. N., & Hermanto, I. (2020). The stability analysis study of conventional retaining walls variation design in vertical slope. *Journal of Physics: Conference Series*, 1444(1), 012053. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/1444/1/012053>
28. Shaowu Yuchi, H., Roshan Joseph, V., & Jeff Wu, C. F. (2023). Design and Analysis of Multifidelity Finite Element Simulations. *Journal of Mechanical Design*, 145(6). <https://doi.org/10.1115/1.4056874>
29. Tauzer, E., Borbor-Cordova, M. J., Mendoza, J., De La Cuadra, T., Cunalata, J., & Stewart-Ibarra, A. M. (2019). A participatory community case study of periurban coastal flood vulnerability in southern Ecuador. *PLOS ONE*, 14(10), e0224171. <https://doi.org/10.1371/journal.pone.0224171>
30. Tiwary, A. K., Bhatia, S., Singh, S., Chohan, J. S., Kumar, R., Sharma, S., Chattopadhyaya, S., & Rajkumar, S. (2022). Performance Comparison and Critical Finite Element Based Experimental Analysis of Various Forms of Reinforcement Retaining Structural System. *Mathematical Problems in Engineering*, 2022, 1–13. <https://doi.org/10.1155/2022/4434679>
31. Udomchai, A., Hoy, M., Horpibulsuk, S., Chinkulkijniwat, A., & Arulrajah, A. (2018). Failure of riverbank protection structure and remedial approach: A case study in Suraburi province, Thailand. *Engineering Failure Analysis*, 91, 243–254. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2018.04.040>
32. Vega Laguna, C. J., & Velásquez Espinoza, G. D. los Á. (2020). Análisis de inestabilidad del talud tramo NIC-7 (km 177-178) Santo Tomás, departamento de Chontales. *Revista Científica de FAREM-Estelí*, 34, 169–179. <https://doi.org/10.5377/farem.v0i34.10016>
33. Wang, Y., Smith, J. V., & Nazem, M. (2021). Optimisation of a Slope-Stabilisation System Combining Gabion-Faced Geogrid-Reinforced Retaining Wall with Embedded Piles. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 25(12), 4535–4551. <https://doi.org/10.1007/s12205-021-1300-6>
34. Yasrifullah, A., & Adriani, A. (2021). THE DESIGN OF THE CONSTRUCTION OF RETAINING WALLS ON THE RIVER SLOPES OF KUIN. *CERUCUK*, 4(1), 83. <https://doi.org/10.20527/crc.v4i1.3580>

ANEXOS

Anexo 1: Perfil del suelo



LABORATORIOS DE SUELOS & INGENIERIA DE CIMENTACIONES



Fuente: Estudio de suelo de la parroquia Victoria

Anexo 2: Estudio de suelo

PERFORACIÓN 1



LABORATORIOS DE SUELOS & INGENIERIA DE CIMENTACIONES

PERFORACION: N° 1		MUESTRA N°: 1			PROFUNDIDAD: 0,50 - 1,00 mts.				
ENSAYOS DE CONSISTENCIA		LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO		HUMEDAD NATURAL
PASO N°.		1	2	3	4	5	1	2	1
Recipiente N°		R- 4	R- 13	R- 8	R- 10		L- 2	L- 1	A- 31
Peso muestra húmeda + recip. (grms)		34,22	32,24	36,28	36,90		13,24	21,40	242,02
Peso muestra seca + recip. (grms)		31,00	30,02	33,25	33,56		12,65	18,90	203,94
Peso del recipiente (grms)		23,21	24,09	24,28	22,89		9,84	7,17	68,41
Peso del agua (grms)		3,22	2,22	3,03	3,34		0,59	2,50	38,08
Peso Seco (grms)		7,79	5,93	8,97	10,67		2,81	11,73	135,53
Contenido de Humedad (%)		41,34	37,44	33,78	31,30		21,00	21,31	28,10
Número de golpes		10	18	28	38		21,15		
<p style="text-align: center;">NUMERO DE GOLPES $y = -7,54b(c) + 58,889$</p>							<p>NORMAS</p> <p>LIMITE LIQUIDO : ASTM D - 423 AASHTO T-89</p> <p>LIMITE PLASTICO : ASTM D - 424 AASHTO T - 90</p> <p>HUMEDAD : ASTM D-2216</p> <p>GRANULOMETRIA : ASTM D - 422 AASHTO T - 88</p>		
GRANULOMETRIA						RESUMEN :			
TAMIZ N°	Milímetros	Peso retenido	Retenido acumulado	PORCENTAJE					
				Retenido	Pasante				
N° 4	4,75	3,13	3,13	2,31	97,69	LIMITE LIQUIDO	34,62%		
N° 8	2,36					LIMITE PLASTICO	21,15%		
N° 10	2,00	4,35	7,48	5,52	94,48	INDICE PLASTICO	13,46%		
N° 30	0,60					HUMEDAD NATURAL	28,10%		
N° 40	425 micron.	35,32	42,80	31,58	68,42	CLASIFICACION SUSCS	CL		
N° 60	250 micron.								
N° 100	150 micron.								
N° 200	75 micron.	64,93	107,73	79,49	20,51	% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA	GRAVA	2,31%	
FONDO		27,80	135,53	100,00	0,00		ARENA	77,18%	
TOTAL		135,53					FINOS	20,51%	
Descripción del material :									
Arena arcillosa color café, compacidad relativa suelta, con el 20,51% pasante del tamiz # 200									

Fuente: Estudio de suelo de la parroquia Victoria

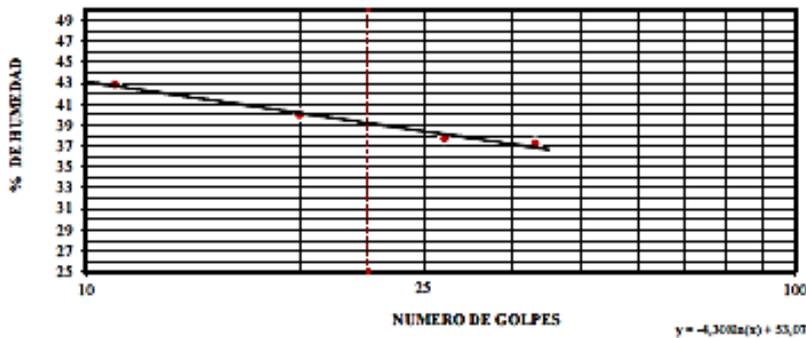


LABORATORIOS DE SUELOS & INGENIERIA DE CIMENTACIONES



PERFORACION: N° 1 MUESTRA N°: 2 PROFUNDIDAD: 1,50 - 2,00 mts.

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO		HUMEDAD NATURAL
	1	2	3	4	5	1	2	1
PASO N°.								
Recipiente N°	R- 4	R- 15	R- 18	R- 2		L 14	L 13	A- 32
Peso muestra húmeda + recip. (grms)	34,70	35,23	38,77	33,81		16,28	14,34	269,55
Peso muestra seca + recip. (grms)	31,25	32,08	34,94	29,99		15,04	13,27	206,92
Peso del recipiente (grms)	23,21	24,21	24,80	19,73		9,88	8,77	69,76
Peso del agua (grms)	3,45	3,15	3,83	3,82		1,24	1,07	62,63
Peso Seco (grms)	8,04	7,87	10,14	10,26		5,16	4,50	137,16
Contenido de Humedad (%)	42,91	40,03	37,77	37,23		24,03	23,78	45,66
Número de golpes	11	20	32	43		23,90		



NORMAS

LIMITE LIQUIDO :
ASTM D - 423 AASHTO T-89
LIMITE PLASTICO :
ASTM D - 424 AASHTO T - 90
HUMEDAD : ASTM D-2216
GRANULOMETRIA :
ASTM D - 422 AASHTO T - 88

GRANULOMETRIA						RESUMEN :
TAMIZ N°	Milímetros	Peso retenido	Retenido acumulado	PORCENTAJE		
			o	Retenido	Pasante	
N° 4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00	LIMITE LIQUIDO 39,21%
N° 8	2,36					LIMITE PLASTICO 23,90%
N° 10	2,00	0,00	0,00	0,00	100,00	INDICE PLASTICO 15,31%
N° 30	0,60					HUMEDAD NATURAL 45,66%
N° 40	425 micron.	1,34	1,34	0,98	99,02	CLASIFICACION SUSCS CL
N° 60	250 micron.					
N° 100	150 micron.					
N° 200	75 micron.	5,69	7,03	5,13	94,87	
FONDO		130,13	137,16	100,00	0,00	% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA
TOTAL		137,16				GRAVA 0,00%
						ARENA 5,13%
						FINOS 94,87%

Descripción del material :
Arcilla color café-gris, consistencia blanda, con el 94,87% pasante del tamiz # 200

Fuente: Estudio de suelo de la parroquia Victoria



LABORATORIOS DE SUELOS & INGENIERIA DE CIMENTACIONES



PERFORACION: N° 1		MUESTRA N°: 3				PROFUNDIDAD: 2,50 - 3,00 mts.			
ENSAYOS DE CONSISTENCIA		LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO		HUMEDAD NATURAL
PASO N°		1	2	3	4	5	1	2	1
Recipiente N°		R- 58	R- 50	R- 8	R- 14		L- 8	L- 6	A- 33
Peso muestra húmeda + recip (grms)		43,16	46,45	35,11	37,05		13,22	13,35	286,96
Peso muestra seca + recip. (grms)		41,12	43,54	32,14	33,70		12,31	12,68	225,11
Peso del recipiente (grms)		36,17	36,17	24,28	24,50		8,70	10,15	76,00
Peso del agua (grms)		2,04	2,91	2,97	3,35		0,91	0,67	61,85
Peso Seco (grms)		4,95	7,37	7,86	9,20		3,61	2,53	149,11
Contenido de Humedad (%)		41,21	39,50	37,80	36,40		25,21	26,48	41,48
Número de golpes		10	17	26	38		25,84		
							NORMAS LIMITE LIQUIDO : ASTM D - 423 AASHTO T-89 LIMITE PLASTICO : ASTM D - 424 AASHTO T - 90 HUMEDAD : ASTM D-2116 GRANULOMETRIA : ASTM D - 422 AASHTO T - 88		
GRANULOMETRIA						RESUMEN :			
TAMIZ N°	Milímetros	Peso retenido	Retenido acumulado	PORCENTAJE					
				Retenido	Pasante				
N° 4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00	LIMITE LIQUIDO	37,96%		
N° 8	2,36					LIMITE PLASTICO	25,84%		
N° 10	2,00	1,70	1,70	1,14	98,86	INDICE PLASTICO	12,12%		
N° 30	0,60					HUMEDAD NATURAL	41,48%		
N° 40	425 micron.	7,53	9,23	6,19	93,81	CLASIFICACION SUSCS	CL		
N° 60	250 micron.								
N° 100	150 micron.								
N° 200	75 micron.	15,82	25,05	16,80	83,20	% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA	GRAVA	0,00%	
FONDO		124,06	149,11	100,00	0,00		ARENA	16,80%	
TOTAL		149,11					FINOS	83,20%	
Descripción del material : Arcilla color gris, consistencia media, con el 83,20% pasante del tamiz # 200									

Fuente: Estudio de suelo de la parroquia Victoria

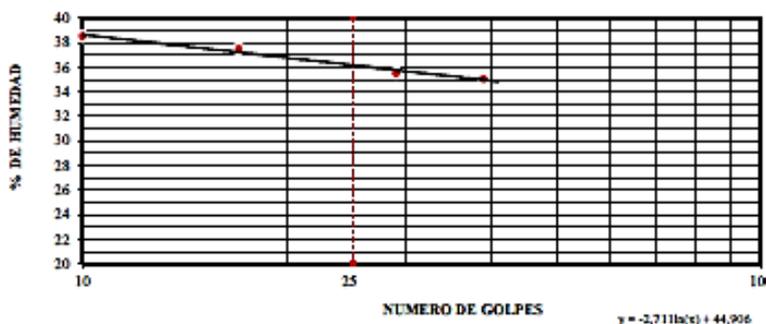


LABORATORIOS DE SUELOS & INGENIERIA DE CIMENTACIONES



PERFORACION: N° 1 MUESTRA N°: 4 PROFUNDIDAD: 4,00 - 4,50 mts.

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO		HUMEDAD NATURAL
	1	2	3	4	5	1	2	1
PASO N°								
Recipiente N°	R- 12	R- 8	R- 24	R- 22		L- 15	L- 13	A- 34
Peso muestra húmeda + recip (grms)	32,50	39,90	42,58	43,60		32,40	14,85	244,25
Peso muestra seca + recip. (grms)	28,81	35,64	39,96	40,33		30,25	13,71	195,86
Peso del recipiente (grms)	19,24	24,28	32,58	31,01		21,00	8,77	74,30
Peso del agua (grms)	3,69	4,26	2,62	3,27		2,15	1,14	48,39
Peso Seco (grms)	9,57	11,36	7,38	9,32		9,25	4,94	121,56
Contenido de Humedad (%)	38,56	37,50	35,50	35,09		23,24	23,08	39,81
Número de golpes	10	17	29	39		23,16		



NORMAS

LIMITE LIQUIDO :
ASTM D - 423 AASHTO T-89

LIMITE PLASTICO :
ASTM D - 424 AASHTO T - 90

HUMEDAD : ASTM D-2216

GRANULOMETRIA :
ASTM D - 422 AASHTO T - 88

GRANULOMETRIA						RESUMEN :
TAMIZ N°	Milímetros	Peso retenido	Retenido acumulado	PORCENTAJE		
			o	Retenido	Pasante	
N° 4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00	LIMITE LIQUIDO 36,18%
N° 8	2,36					LIMITE PLASTICO 23,16%
N° 10	2,00	0,00	0,00	0,00	100,00	INDICE PLASTICO 13,02%
N° 30	0,60					HUMEDAD NATURAL 39,81%
N° 40	425 micron.	0,00	0,00	0,00	100,00	CLASIFICACION SUSCS CL
N° 60	250 micron.					
N° 100	150 micron.					
N° 200	75 micron.	11,95	11,95	9,83	90,17	
FONDO		109,61	121,56	100,00	0,00	% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA
TOTAL		121,56				GRAVA 0,00%
						ARENA 9,83%
						FINOS 90,17%

Descripción del material :
Arcilla color café, consistencia muy firme, con el 90,17% pasante del tamiz # 200

Fuente: Estudio de suelo de la parroquia Victoria



LABORATORIOS DE SUELOS & INGENIERIA DE CIMENTACIONES

PERFORACION: N° 1		MUESTRA N°: 5				PROFUNDIDAD: 5,50 - 6,00 mts.			
ENSAYOS DE CONSISTENCIA		LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO		HUMEDAD NATURAL
PASO N°.		1	2	3	4	5	1	2	1
Recipiente N°		L- 21	L- 15	L- 18	L- 27		L- 5	L- 14	A- 35
Peso muestra húmeda + recip. (grms)		29,48	32,60	32,86	33,09		11,68	16,30	261,13
Peso muestra seca + recip. (grms)		25,42	29,29	29,35	29,09		10,85	15,06	206,19
Peso del recipiente (grms)		15,73	21,00	20,04	18,17		7,35	9,88	71,65
Peso del agua (grms)		4,06	3,31	3,51	4,00		0,83	1,24	54,94
Peso Seco (grms)		9,69	8,29	9,31	10,92		3,50	5,18	134,54
Contenido de Humedad (%)		41,90	39,93	37,70	36,63		23,71	23,94	40,84
Número de golpes		13	22	36	45		23,83		

<p align="center">NUMERO DE GOLPES</p> <p align="right">$y = -4,248\ln(x) + 52,895$</p>	<p align="center">NORMAS</p> <p>LIMITE LIQUIDO : ASTM D - 423 AASHTO T-89</p> <p>LIMITE PLASTICO : ASTM D - 424 AASHTO T- 90</p> <p>HUMEDAD : ASTM D-2216</p> <p>GRANULOMETRIA : ASTM D - 422 AASHTO T - 88</p>
--	---

GRANULOMETRIA						RESUMEN :		
TAMIZ N°	Milímetros	Peso retenido	Retenido acumulad o	PORCENTAJE				
				Retenido	Pasante			
N° 4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00	LIMITE LIQUIDO		39,22%
N° 8	2,36					LIMITE PLASTICO		23,83%
N° 10	2,00	0,00	0,00	0,00	100,00	INDICE PLASTICO		15,39%
N° 30	0,60					HUMEDAD NATURAL		40,84%
N° 40	425 micron.	2,92	2,92	2,17	97,83	CLASIFICACION SUSCS		CL
N° 60	250 micron.							
N° 100	150 micron.							
N° 200	75 micron.	6,51	9,43	7,01	92,99			
FONDO		125,11	134,54	100,00	0,00	% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA	GRAVA	0,00%
TOTAL		134,54					ARENA	7,01%
							FINOS	92,99%

Descripción del material : Arcilla color café, consistencia muy firme, con el 92,99% pasante del tamiz # 200	
--	--

Fuente: Estudio de suelo de la parroquia Victoria

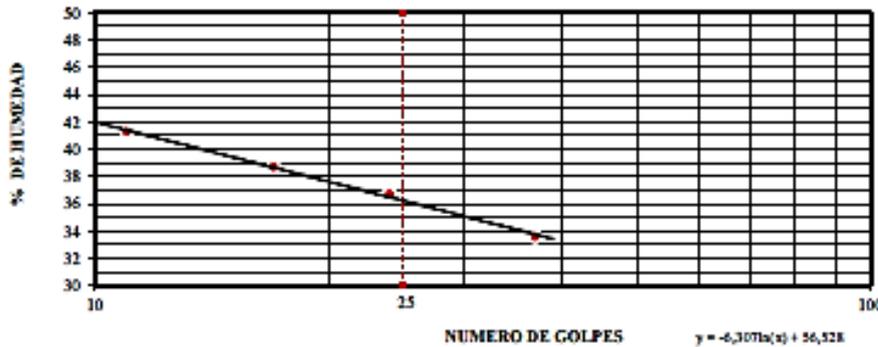


LABORATORIOS DE SUELOS & INGENIERIA DE CIMENTACIONES



PERFORACION: N° 1 MUESTRA N°: 6 PROFUNDIDAD: 6,50 - 7,00 mts.

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO		HUMEDAD NATURAL
	1	2	3	4	5	1	2	1
PASO N°								
Recipiente N°	R- 12	R- 9	R- 11	R- 20		L- 7	L- 1	A- 25
Peso muestra húmeda + recip. (grms)	29,34	35,26	38,97	38,16		14,49	11,10	153,34
Peso muestra seca + recip. (grms)	26,39	31,94	35,03	35,02		13,54	10,31	136,78
Peso del recipiente (grms)	19,24	23,35	24,30	25,66		9,73	7,17	71,84
Peso del agua (grms)	2,95	3,32	3,94	3,14		0,95	0,79	16,56
Peso Seco (grms)	7,15	8,59	10,73	9,36		3,81	3,14	64,94
Contenido de Humedad (%)	41,30	38,70	36,70	33,60		24,93	25,16	25,50
Número de golpes	11	17	24	37		25,05		



NORMAS

LIMITE LIQUIDO :
ASTM D - 423 AASHTO T-89

LIMITE PLASTICO :
ASTM D - 424 AASHTO T - 90

HUMEDAD : ASTM D-2216

GRANULOMETRIA :
ASTM D - 422 AASHTO T - 88

GRANULOMETRIA						RESUMEN :		
TAMIZ N°	Milímetros	Peso retenido	Retenido acumulado	PORCENTAJE				
				Retenido	Pasante			
N° 4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00	LIMITE LIQUIDO		36,23%
N° 8	2,36					LIMITE PLASTICO		25,05%
N° 10	2,00	0,00	0,00	0,00	100,00	INDICE PLASTICO		11,18%
N° 30	0,60					HUMEDAD NATURAL		25,50%
N° 40	425 micron	1,46	1,46	2,25	97,75	CLASIFICACION SUSCS		ML
N° 60	250 micron							
N° 100	150 micron							
N° 200	75 micron	15,04	16,50	25,41	74,59	% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA	GRAVA	0,00%
FONDO		48,44	64,94	100,00	0,00		ARENA	25,41%
TOTAL		64,94					FINOS	74,59%

Descripción del material :
Limo color café con manchas grises, consistencia dura, con el 57,85% pasante del tamiz # 200

Fuente: Estudio de suelo de la parroquia Victoria

Anexo 3: Determinación de capacidad de carga del Suelo

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO -MÉTODO DE TERZAGHI-	
Datos:	
Profundidad de desplante, D_f ; (mts):	1,0
Peso Volumétrico del suelo; G_m (Ton/m ³):	2,5
Cohesión del suelo, c ; (Ton/m ²):	1,0
Ángulo de fricción interna del suelo, F_i (grados):	35
Ancho o Radio del cimiento; B ó R (mts):	6,3
Tipo de suelo: 1-Arcilloso firme / 2-Arcilloso blando / 3-Arenoso	1
Factor de seguridad, F.S.: (3.5 / 3.0 / 2.5)	3,0
Cálculos y Resultados:	
Factores dependientes del ángulo de fricción:	
Factor de cohesión, $N_c =$	57,75
Factor de sobrecarga, $N_q =$	41,44
Factor de piso, $N_g =$	45,41
a) Para cimiento continuo:	
Capacidad de carga última, q_c :	
$q_c = c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot G_m \cdot B \cdot N_g$	
Capacidad de carga admisible; q_a :	
$q_a = q_c / FS$	
$c \cdot N_c = 57,8$	
$G_m \cdot D_f \cdot N_q = 103,6$	
$0.5 \cdot g \cdot B \cdot N_g = 357,6$	
q_c , (Ton/m ²) = 519,0	
q_a, (Ton/m²) = 173,0	
b) Para cimiento cuadrado:	
Capacidad de carga última, q_c :	
$q_c = 1.3c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \cdot G_m \cdot B \cdot N_g$	
Capacidad de carga admisible; q_a :	
$q_a = q_c / FS$	
$1.3 \cdot c \cdot N_c = 75,1$	
$g \cdot D_f \cdot N_q = 103,6$	
$0.4 \cdot g \cdot B \cdot N_g = 45,4$	
q_c , (Ton/m ²) = 224,1	
q_a, (Ton/m²) = 74,7	
c) Para cimiento circular:	
Capacidad de carga última, q_c :	
$q_c = 1.3c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.6 \cdot G_m \cdot R \cdot N_g$	
Capacidad de carga admisible; q_a :	
$q_a = q_c / FS$	
$1.3 \cdot c \cdot N_c = 75,1$	
$g \cdot D_f \cdot N_q = 103,6$	
$0.6 \cdot g \cdot R \cdot N_g = 68,1$	
q_c , (Ton/m ²) = 246,8	
q_a, (Ton/m²) = 82,3	

Fuente: Elaboración Propia

Anexo 4: Dimensionamiento del Muro de 9 m



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA
Calidad, Pertinencia Y Calidez
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
INGENIERÍA CIVIL



Nombre: Ana Karina Sanchez Rueda
Curso: Décimo "A"

PROYECTO: Análisis y modelamiento de un muro de contención en voladizo para estabilidad de taludes en la ciudad de Machala

DATOS GENERALES			
DATOS DEL SUELO DE FUNDACIÓN			
Capacidad portante del suelo (kg/cm ²)	σ	=	4,20
Ángulo de fricción interna del suelo (grados)	$\phi 1$	=	30,00
Peso específico del suelo (Tn/m ³)	$\gamma 1$	=	1,81
Cohesión del suelo de fundación (Tn/m ²)	$C 1$	=	10,50
Profundidad de Desplante (m)	Df	=	2,00
Coefficiente de fricción del suelo	f	=	0,80
(A falta del dato $F = \tan \phi 1$)	f	=	0,58
DATOS DEL SUELO DE RELLENO			
Ángulo de fricción interna del suelo (grados)	$\phi 2$	=	35,00
Peso Especifico del suelo de relleno (Tn/m ³)	$\gamma 2$	=	2,50
Cohesión del suelo de relleno (Tn/m ²)	$C 2$	=	1,00
MATERIALES DEL MURO			
Resistencia del concreto a la compresión (kg/cm ²)	$F'c$	=	240,00
Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm ²)	Fy	=	4200,00
Peso específico del concreto (Tn/m ³)	γc	=	2,40
DATOS DE LAS DIMENSIONES DEL MURO			
Altura total del muro (m)	H	=	9,00
Altura de la pantalla del muro (m)	h_p	=	8,00
Altura de la zapata del muro (m)	h_z	=	1,00
Altura de relleno a sobrecarga vehicular (m)	h_o	=	0,80
Ancho de la base del muro (m)	B	=	6,30
Corona del muro (m)	C	=	0,70
Punta del muro (m)	M	=	1,10
Talón del muro (m)	N	=	4,50
Base central (m)	G	=	1,40
Ancho de sardinel (Ancho = C) (m)	Ancho	=	0,70
Altura de sardinel (alto) (m)	Alto	=	0,30
Recubrimiento efectivo (m)	re	=	0,05
Recubrimiento efectivo en la base del muro (m)	reb	=	0,08
CONDICIÓN DE SITIO			
Ángulo de inclinación del terreno con la horizontal	β°	=	0,00

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO DE CONTENCIÓN

El análisis de esta estructura determina las fuerzas que actúan en la base de fundación, empuje de tierra, peso propio, peso de la tierra de relleno y sobrecargas y revisar el muro por volcamiento deslizamiento.

CÁLCULO DEL EMPUJE EN CONDICIÓN ACTIVA

Para el caso particular de que el ángulo de la pendiente del terreno arriba del muro sea nula:

β°	0
$\text{sen } \phi 2$	0,574

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta * \cos(\delta + \theta) * \left[1 + \frac{\text{sen}(\delta + \phi) * \text{sen}(\phi - \alpha)}{\sqrt{\cos(\delta + \theta) * \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

Ka	0,244
-----------	-------

Θ	0	Ángulo de la cara interna del muro con la horizontal
0	35,00	Ángulo de fricción interna (del relleno)
α	0,000	Ángulo del talud de terreno del relleno con la horizontal
δ°	23,333	

$\cos(\phi - \Theta)$	0,819
$\cos(\Theta)$	1,0000
$\cos(\delta - \Theta)$	0,918
$\text{sen}(\delta + \phi)$	0,851

$\text{sen}(\phi - \beta)$	0,574
$\cos(\delta + \Theta)$	0,9182
$\cos(\Theta - \beta)$	1,000

Fuente: Elaboración Propia

CÁLCULO DEL EMPUJE ACTIVO E_a DEL SUELO, (Por unidad de longitud del muro)

γ_2	2,50 ton/m ³
H	9,00 m

$$E_a = \left(\frac{1}{2} * \gamma_2 * H^2 \right) * K_a$$

Ea	24,746 ton/m
-----------	--------------

Aplicando a: $D_v = \frac{H}{3}$

Dv	3,000 m
-----------	---------

Medido desde la base del muro

Aplicando a: $D_h = B$

Dh	6,300 m
-----------	---------

Medido desde el punto J de la base del muro

CÁLCULO DEL MOMENTO POR EL EMPUJE ACTIVO M_a

$$M_a = E_a * D_v$$

Ma	74,239 ton-m/m
-----------	----------------

Como el E_a varía linealmente con la profundidad; tenemos las componentes horizontal y vertical

E_a	24,75
β°	0,000

En la teoría de Rankine, se supone que la cara interna del muro es vertical ($\Psi=90^\circ$) y que el empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir forma un ángulo α° con la horizontal.

En este sentido esta fuerza no es siempre horizontal.

$$E_{ah} = E_a * \cos \beta$$

Eah	24,746 ton/m
------------	--------------

$$E_{av} = E_a * \sen \beta$$

Eav	0,000 ton/m
------------	-------------

Entonces para valores de $\beta=0$

$$E_{ah} = E_a$$

$$E_{av} = 0^\circ$$

CÁLCULO DEL EMPUJE DE LA SOBRECARGA E_s

γ_2	2,50
h_0	0,80
H	9,00
K_a	0,244

$$E_s = \gamma_2 * h_0 * H * K_a$$

Es	4,399 ton/m
-----------	-------------

Aplicando a: $D_{vs} = \frac{H}{2}$

Dvs	4,500 m
------------	---------

Medido desde la base del muro

CÁLCULO DEL MOMENTO POR EMPUJE DE LA SOBRECARGA M_s

$$M_s = E_s * D_{vs}$$

Ms	19,797 ton-m/m
-----------	----------------

CÁLCULO DEL EMPUJE TOTAL DEL SUELO $E_t = E_a + E_s$

E_a	24,746
E_s	4,399

$$E_t = E_a + E_s$$

Et	29,146 ton/m
-----------	--------------

CÁLCULO DEL MOMENTO ACTUANTES DEL SUELO $M_{as} = M_a + M_s$

M_a	74,239
M_s	19,797

$$M_{as} = M_a + M_s$$

Mas	94,037 ton/m	
------------	--------------	--

Fuente: Elaboración Propia

CÁLCULO DEL EMPUJE EN CONDICIÓN PASIVA

CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO K_p

El coeficiente de empuje Pasivo K_p se puede determinar adecuando la ecuación de Coulomb de la forma siguiente

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta * \cos(\delta - \theta) * \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta - \phi) * \text{sen}(\phi + \alpha)}{\cos(\delta - \theta) * \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

Θ	0
ϕ	30,00
δ°	20,000
β°	0,000

Ángulo de la cara interna del muro con la horizontal
 Ángulo de fricción interna (del relleno)
 ángulo de fricción suelo muro = $(2/3 * \phi)$, según Terzaghi
 Ángulo del talud de terreno del relleno con la horizontal

$\cos(\phi + \Theta)$	0,866
$\cos(\Theta)$	1,000
$\cos(\delta - \Theta)$	0,940
$\text{sen}(\delta - \phi)$	0,342
$\text{sen}(\phi + \beta)$	0,500
$\cos(\delta - \Theta)$	0,940
$\cos(\Theta - \beta)$	1,000

K_p	2,427
-------------------------	-------

CÁLCULO DEL EMPUJE PASIVO E_p . (Por unidad de longitud de muro) y se puede estimar conservadoramente según la expresión de Rankine

$$E_p = \left(\frac{1}{2} * \gamma_1 * Df^2 \right) * K_p$$

E_p	8,787 ton/m
-------------------------	-------------

γ_1	1,81
Df	2,00
K_p	2,427

Como el terreno situado está por encima de la punta, y se ha excavado para la ejecución del muro, es aconsejable utilizar la siguiente expresión:

$$E_p = \frac{1}{2} * \gamma_1 * (Df^2 - h_1^2) * K_p$$

E_p	6,591 ton/m
-------------------------	-------------

$$D_v = \frac{2 * Df}{3}$$

D_v	1,333 m
-------------------------	---------

h1	1,00 m
----	--------

Para suelos cohesivos, el E_p de Rankine se expresa en la siguiente ecuación:

$$E_p = \frac{1}{2} * \gamma_1 * K_p * Df^2 + 2 * C_1 * \sqrt{K_p} * Df$$

E_p	74,225 ton/m
-------------------------	--------------

γ_1	1,81
C_1	10,50
Df	2,000
K_p	2,427

CÁLCULOS DE LAS FUERZAS VERTICALES ACTUANTES

La estabilidad se estudia respecto a la arista inferior de la base en el extremo de la punta del muro de contención y para determinar el peso y su centro de gravedad se dividió la sección transversal en figuras con propiedades geométricas conocidas.

PESO Y MOMENTOS ESTABILIZANTES POR 1 METRO DE LONGITUD DE MURO										
Sección	Base (m)	Altura (m)	Coef. Figura Rec = 1	Area (m ²)	Brazo X (m)	Brazo Y (m)	Peso Específico	Peso (Ton/m)	Momento X (Ton/m)	Momento Y (Ton/m)
1	6,30	1,00	1,00	6,300	3,15	0,50	2,40	15,12	47,63	7,56
2	0,70	8,00	1,00	5,600	2,15	5,00	2,40	13,44	28,90	67,20
3	0,70	8,00	0,5	2,800	1,57	3,67	2,40	6,72	10,53	24,64
4	4,50	8,00	1,00	36,000	4,75	5,00	2,50	90,00	427,50	450,00
5	4,50	0,80	1,00	3,600	4,75	9,00	2,50	9,00	42,75	81,00
Eav					6,30	3,00		0,000	0,00	0,00
TOTAL								134,28	557,30	630,40

CÁLCULO POR PESO PROPIO

CÁLCULO DEL PESO PROPIO P_p , DEL MURO DE CONCRETO (Por metro de longitud del muro, para un peso específico (γ_c) del concreto de 2,40 ton/m³)

$P_{\text{muro de concreto}}$	35,28 ton/m
-------------------------------	-------------

Fuente: Elaboración Propia

CÁLCULO DEL MOMENTO POR PESO PROPIO DEL MURO DE CONCRETO M_{ppx}

ΣM_{ppx}	87,052 ton-m/m	
ΣM_{ppy}	99,400 ton-m/m	

CÁLCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD DE PESO PROPIO DEL MURO: BRAZO X_{cg}, BRAZO Y_{cg}

$$X_{cg} = \frac{\Sigma Mx}{\Sigma Pmc}$$

	Xcg	2,467 m
--	------------	---------

$$Y_{cg} = \frac{\Sigma My}{\Sigma Pmc}$$

	Ycg	2,817 m
--	------------	---------

Se debe cumplir que:

P _{muro de concreto} * X _{cg} = ΣM_{ppx}	87,052 ton-m/m
--	----------------

CÁLCULO POR LA SOBRECARGA

CÁLCULO DE LA SOBRECARGA q:

Es la altura de relleno equivalente a sobrecarga vehicular

$$q = \gamma_2 * h_o$$

γ_2	2,50	q	2,000 ton/m ²
h_o	0,80		

CÁLCULO DEL PESO TOTAL DE LA SOBRECARGA W_s:

Es la sobrecarga aplicada sobre el relleno, limitada por el talón y la corona del muro

$$W_s = q * L$$

L	4,50		W_s	9,000 ton/m
q	2,00			

Aplicando a:

$$D_{ws} = \frac{L}{2} + M + G$$

	D_{ws}	4,750 ton/m
--	-----------------------	-------------

CÁLCULO DEL MOMENTO POR LA SOBRECARGA M_s:

$$M_s = W_s * D_{ws}$$

	M_s	42,750 ton-m/m
--	----------------------	----------------

CÁLCULO DEL PESO TOTAL DEL RELLENO W_r:

CÁLCULO DEL PESO TOTAL DEL RELLENO w_r

Es el relleno colocado sobre el talón de la base; y tiene el volumen V_r por metro de longitud

γ_2	2,50
------------	------

$$V_r = h_p * N * 1$$

	V_r	36,000 m ³ /m
--	----------------------	--------------------------

$$W_r = \gamma_2 * V_r$$

	W_r	90,000 ton/m
--	----------------------	--------------

Aplicando a:

$$D_{wr} = M + G + \frac{N}{2}$$

	D_{wr}	4,750 m
--	-----------------------	---------

CÁLCULO DEL MOMENTO DEL RELLENO POR ENCIMA DEL TALÓN M_r:

$$M_r = W_r * D_{wr}$$

	M_r	427,500 ton-m/m
--	----------------------	-----------------

CÁLCULO DEL PESO TOTAL DEL MURO P_{total}:

P_{total}	134,280 ton/m
--------------------------	---------------

CÁLCULO DE LA RESULTANTE DE LAS FUERZAS VERTICALES R_v :

Las fuerzas que la componen son el peso propio, peso de relleno y el peso total de la sobrecarga

Ppmuro de concreto	35,28 ton/m
W_r	90 ton/m
W_s	9 ton/m
E_{av}	0,000 ton/m

$$R_v = P_{pmc} + W_r + W_s + E_{av} \quad \mathbf{R_v} \quad 134,280 \text{ ton/m}$$

Se debe cumplir que:

$$R_v = P_{total} \quad 134,280 \text{ ton/m} = 134,280 \text{ ton/m} \quad \mathbf{OK}$$

CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE O ESTABILIZANTES DEL MURO M_e :

$$M_e = M_{ppx} + M_s + M_r + E_{av} * B \quad \mathbf{M_e} \quad 557,302 \text{ ton-m}$$

Se debe cumplir que:

$$\sum M_{ppx} + M_s + M_r + M E_{av} = \sum M_{xtotal} \quad 557,302 \text{ ton-m} = 557,302 \text{ ton-m} \quad \mathbf{OK}$$

ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL MURO

FÁCTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VOLTEO FSV

CÁLCULO DEL MOMENTO DE VOLTEO M_v (Momento por empuje activo):

E_{ah}	24,75
H	9,00

$$M_v = E_{ah} * \left(\frac{H}{3}\right) \quad \mathbf{M_v} \quad 74,239 \text{ ton-m/m}$$

Entonces el Factor de Seguridad Contra el Volteo se puede realizar mediante la siguiente expresión:

$\sum M_{xtotal}$	557,30
M_v	74,24

$$FSV = \frac{\sum M_x}{M_y} \quad 7,507 > 2,000 \quad \mathbf{CUMPLE POR VOLTEO}$$

De igual forma el chequeo se puede realizar con el Momento de volteo (M_v) y el Momento Estabilizante (M_e) ya calculados, de la siguiente manera: Momento de volteo (M_v), son las fuerzas que intentan volcar el muro, son el empuje activo y el empuje de la sobrecarga

M_v	94,037 ton-m/m
-------	----------------

Momento estabilizante (M_e)

Son las fuerzas que dan estabilidad al muro, son el Peso Propio del muro, el Peso del Relleno y el Peso Total de la Sobrecarga, (Momento Resistente)

M_e	557,302 ton-m/m
-------	-----------------

Entonces el factor de seguridad contra el volteo sera:

$$FSV = \frac{M_e}{M_v} \quad 5,926 > 1,500 \quad \mathbf{CUMPLE POR VOLTEO}$$

FÁCTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO FSD

Sabemos que los empujes actúan perpendicular a la cara interna del muro y son horizontales, por lo que el FSD se puede calcular mediante la siguiente expresión:

P_{total}	134,28
E_{ah}	24,75
f	0,577

$$FSD = \frac{P_{total} * f}{E_{ah}} \quad 3,133 > 1,500 \quad \mathbf{CUMPLE POR DESLIZAMIENTO}$$

Fuente: Elaboración Propia

De igual forma el chequeo al Deslizamiento se puede realizar calculando La Fuerza de Roce (Fr), que es la resistencia entre el suelo y la base del muro : La Fuerza de Roce se determinó en función del ángulo de fricción interna y el empuje pasivo del suelo de fundación.

C1	10,50
Eav	0,00
B	6,30
Rv	134,28
Ep	6,59

ϕ_1	30,00
δ	20,00
μ	0,364
C'	5,25

Angulo de fricción suelo - muro = $2/3 \phi_1$
 $\tan(2/3 * \phi_1)$

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

Fr	90,540 ton/m
-----------	--------------

Entonces el Factor de Seguridad Contra el Deslizamiento será: (Hacemos $E_{ah} = E_t$)

Fr	90,54
$E_{ah} = E_t$	29,146

$$FSD = \frac{F_r}{E_{ah}}$$

3,106	>	1,5	CUMPLE POR DESLIZAMIENTO
-------	---	-----	--------------------------

FÁCTOR DE SEGURIDAD CONTRA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

CÁLCULO DE LA FUERZA RESULTANTE X_r ; (X_r = Centro de Gravedad de la Resultante Ideal):

Verificamos que el Punto de aplicación de la Fuerza Resultante X_r de la base este dentro del 1 / 3 central de la cimentación del muro:

Rv	134,28
Σm_{total}	557,30
Mv	74,239

Se debe tener cuidado de que X_r no salga negativo

$$X_r = \frac{\Sigma M_x - M_v}{R_v}$$

Xr	3,597 ton/m
-----------	-------------

Es el punto de aplicación de la fuerza resultante X_r , medido desde el punto J, ubicado en la puntera de la base

CÁLCULO DE LA EXCENRICIDAD DE LA FUERZA RESULTANTE e_x :

Para evitar la inclinación del muro por asentamientos diferenciales de la cimentación, es deseable que la resultante de las presiones en el suelo actúen en el núcleo central de la superficie resistente, vale decir en el 1 / 3 central de la base del muro.

Para que exista compresión en toda la base con diagramas de presión trapezoidal, la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base (B/6).

B	6,30
X_r	3,597

$$e_x = \frac{B}{2} - X_r$$

ex	0,447 m
-----------	---------

Medida desde el centro de la base

$$e_{m\acute{a}x} = \frac{B}{6}$$

emáx	1,050 m
-------------	---------

Se debe cumplir que:

$$e_x < e_{m\acute{a}x}$$

0,447 m	<	1,050 m	OK
---------	---	---------	----

CÁLCULO DE LA PRESIÓN DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACIÓN (σ máx, mín)

Rv	134,28
B	6,30
e_x	0,45

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{R_v}{B} * \left(1 + \frac{6 * e_x}{B} \right)$$

$\sigma_{m\acute{a}x}$	3,040 kg/cm2
--	--------------

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{R_v}{B} * \left(1 - \frac{6 * e_x}{B} \right)$$

$\sigma_{m\acute{i}n}$	1,223 kg/cm2
--	--------------

Se debe cumplir que:

$$\sigma_{m\acute{a}x} < \sigma$$

3,040	<	4,2	OK
-------	---	-----	----

Se debe cumplir que:

$$\sigma_{m\acute{i}n} > 1,1$$

1,223	>	1,1	OK
-------	---	-----	----

Fuente: Elaboración Propia

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA DEL SUELO O DE FUNDACIÓN (qu₀):

Utilizando el método de Terzaghi, modificado por Vesic aplicamos la siguiente expresión:

Esfuerzo Efectivo al Nivel de Fondo de la Cimentación q:

$$q = \gamma_1 * Df$$

q	3,620 ton/m ²
----------	--------------------------

Ancho Efectivo de la Cimentación:

$$B' = B - 2e_x$$

B'	5,405 m
-----------	---------

Determinación de los Factores de Capacidad de Carga (según Vesic):

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan(\phi_1)}$$

N_c	30,140
----------------------	--------

$$N_q = e^{\pi * \tan(\phi_1)} * \tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)^2$$

N_q	18,401
----------------------	--------

$$N_y = (N_q + 1) * 2 * \tan(\phi_1)$$

N_y	22,402
----------------------	--------

Determinación de los Factores de Profundidad:

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c * \tan \phi_1}$$

F_{cd}	1,109
-----------------------	-------

$$F_{qd} = 1 + 2 * \tan \phi_1 * (1 - \sin \phi_1)^2 * \left(\frac{Df}{B'}\right)$$

F_{qd}	1,107
-----------------------	-------

$$F_{\gamma d} = 1$$

F_{\gamma d}	1
-----------------------------	---

Determinación de los Factores de Inclinación de Carga:

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

F_{ci}	0,781
-----------------------	-------

$$F_{qi} = F_{\gamma i} = F_{ci}$$

F_{qi}	0,781
-----------------------	-------

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi}{\phi^\circ}\right)^2$$

F_{\gamma i}	0,425
-----------------------------	-------

$$\Psi = \tan\left(\frac{E_a * \cos \beta^\circ}{P_p}\right)^{-1}$$

\Psi	10,442
-------------	--------

Determinación de los Factores de Forma:

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

S_c	1,660
----------------------	-------

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

S_q	1,624
----------------------	-------

$$S_y = 1 - 0,4 * \left(\frac{B'}{L}\right)$$

S_y	0,568
----------------------	-------

Fuente: Elaboración Propia

Datos del suelo de fundación:

γ _l	1,81
C _l	10,50
φ _l	30,00
D _f	2,00
B	6,30
ex	0,45

Longitud del muro "L":

L	5,00
---	------

Además:

Ea	24,75
Pp	134,280

Entonces la Capacidad de Carga Última del Suelo se determina mediante la siguiente expresión:

$$q_{\text{últ}} = C_1 * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_\gamma * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

q_{últ}	37,840 kg/cm ²
------------------------	---------------------------

CÁLCULO DE LOS ESFUERZO ADMISIBLES DEL SUELO DE FUNDACIÓN:

La capacidad admisible del suelo de fundación (σ_{adm}) se determina con un factor de seguridad para cargas estáticas FScarga = 3

q _{últ}	37,84
σ _{máx}	3,040

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{\text{últ}}}{F_S}$$

σ_{adm}	12,613 kg/cm ²
------------------------	---------------------------

$$F_{Scarga} = \frac{q_{\text{últ}}}{\sigma_{\text{máx}}}$$

Fscarga	12,449 kg/cm ²
----------------	---------------------------

Se debe cumplir que:

FScarga > 3

12,449	>	3	OK
--------	---	---	----

Se debe cumplir que:

σ_{máx} < σ_{adm}

3,040	<	12,613	OK	
-------	---	--------	----	--

Fuente: Elaboración Propia

Anexo 5: Cálculos del análisis con sismo

ANÁLISIS CON SISMO DE MURO DE CONTENCIÓN

ANÁLISIS POR SISMO

NOMENCLATURA Y PARÁMETROS

Z	0,4	Factor de zona
f _a	1,14	
K _h	0,304	coeficiente de aceleración horizontal
K _v	0,203	coeficiente de aceleración vertical
Coeficiente q	1,935	

CALCULO DE LA FUERZA SISMICA DEL PESO PROPIO F_{spp}

Ubicada en el centro de gravedad del muro

Ppmuro de concreto	35,28 ton/m
K _h	0,304

$$F_{spp} = K_h * P_{mc}$$

F_{spp}	10,725 ton/m	
------------------------	--------------	--

Aplicado a:

X_{cg}	2,467 m
-----------------------	---------

Y_{cg}	2,817 m
-----------------------	---------

CALCULO DEL MOMENTO DE LA FUERZA SISMICA DEL PESO PROPIO M_{spp}

$$M_{spp} = F_{spp} * X_{cg}$$

M_{spp}	30,218 ton-m/m	
------------------------	----------------	--

CÁLCULO DE COEFICIENTE ETA

$$\eta = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right]$$

η	20,870
----------	--------

CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE PRESIÓN DINÁMICA ACTIVA K_{ae}

Determinado por la Ecuación de Mononobe Okabe:

Para:

$$\alpha < f_2 - q$$

4	<	14,130	OK
---	---	--------	-----------

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

Fuente: Elaboración Propia

Θ	0
ϕ_2	35,00
α	0,000
δ°	23,333
η	20,870

Ángulo de la cara interna del muro con la horizontal
 Ángulo de fricción interna (del relleno)
 Ángulo del talud de terreno del relleno con la horizontal
 Ángulo de fricción suelo muro = $(2/3 * \phi_2)$, según Terzaghi

$\cos(\phi - \Theta - \eta)$	0,970
$\cos(\eta)$	0,9344
$\cos(\Theta)$	1,000
$\cos(\delta + \Theta + \eta)$	0,717

$\sin(\phi + \delta)$	0,851
$\sin(\phi - \alpha - \eta)$	0,2441
$\cos(\delta + \Theta + \eta)$	0,717
$\cos(\alpha - \Theta)$	1,000

K_{ae}	0,593
-----------------------	-------

CÁLCULO DEL EMPUJE ACTIVO E_a DEL SUELO, (Por unidad de longitud del muro)

γ_2	2,50 ton/m ³
H	9,00 m

$$E_a = \left(\frac{1}{2} * \gamma_2 * H^2 \right) * K_a$$

E_a	24,746 ton/m
----------------------	--------------

Como el E_a varía linealmente con la profundidad; tenemos las componentes horizontal y vertical

E _a	24,75
β°	0,000

En la teoría de Rankine, se supone que la cara interna del muro es vertical ($\Psi^\circ=90^\circ$) y que el empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir forma un ángulo α° con la horizontal.

En este sentido esta fuerza no es siempre horizontal.

$$E_{ah} = E_a * \cos \beta$$

E_{ah}	24,746 ton/m
-----------------------	--------------

$$E_{av} = E_a * \sin \beta$$

E_{av}	0,000 ton/m
-----------------------	-------------

CÁLCULO DEL EMPUJE ACTIVO (E_{ae}) - POR UNIDAD DE LONGITUD DE MURO

$$E_{ae} = \left(\frac{1}{2} * K_{ae} * \gamma_2 * H^2 \right) * (1 - k_v)$$

γ_2	2,50
H	9,00
K _v	0,20
K _{ae}	0,59

E_{ae}	47,893 ton/m
-----------------------	--------------

CÁLCULO DEL INCREMENTO DINÁMICO DEL EMPUJE ACTIVO (ΔDE_a)

γ_2	2,50
H	9,00
K _{ae}	0,473
K _a	0,244
K _v	0,203

$$\Delta DE_a = (0,5 * \gamma_2 * H^2) * (K_{ae}(1 - k_v) - K_a)$$

ΔDE_a	23,146 ton/m
---------------------------------	--------------

Aplicado a:

$$D_{vd} = \frac{2}{3} * H$$

D_{vd}	6 m
-----------------------	-----

CÁLCULO DEL MOMENTO DE INCREMENTO DINÁMICO DEL EMPUJE ACTIVO (Momento por Empuje Sísmico); M_{sis}

$$M_{sis} = \Delta DE_a * D_{vd}$$

M_{sis}	138,877 ton-m/m
------------------------	-----------------

CÁLCULO DEL EMPUJE TOTAL (E_t = E_a + ΔDE_a + F_{spp})

Conformado por el Empuje Activo, el Incremento Dinámico del Empuje Activo y la Fuerza Sísmica Inercial del Peso Propio

E _a	24,746 ton/m
ΔDE_a	23,146 ton/m
F _{spp}	10,725 ton/m

$$E_t = E_a + \Delta DE_a + F_{spp}$$

E_t	58,618 ton/m
----------------------	--------------

Fuente: Elaboración Propia

CÁLCULO DE LA RESULTANTE DE LAS FUERZAS VERTICALES R_v

Las fuerzas que la componen son el peso propio, y el peso del relleno.

P _{muro de concreto}	35,28 ton/m
W _r	90 ton/m

$$R_v = P_{muro\ de\ concreto} + W_r$$

R_v	125,280 ton/m
----------------------	---------------

CÁLCULO DEL MOMENTO ACTUANTES DEL SUELO (Mas) (Momento de Volcamiento)

Las fuerzas que intentan volcar al muro son el Empuje Activo, el Incremento Dinámico del Empuje Activo y la Fuerza Sísmica Inercial del Peso Propio

$$M_{as} = F_{spp} * Y_{cg} + \Delta DE_a * D_{vd} + E_a * D_v$$

Mas	243,334 ton-m/m
------------	-----------------

CÁLCULO DEL EMPUJE EN CONDICIÓN PASIVA

CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO K_p

El coeficiente de empuje Pasivo K_p se puede determinar adecuando la ecuación de Coulomb de la forma siguiente

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta * \cos(\delta - \theta) * \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta - \phi) * \text{sen}(\phi + \alpha)}{\cos(\delta - \theta) * \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

Θ	0
φ _l	30,00
δ°	20,000
α	0,000

Ángulo de la cara interna del muro con la horizontal
 Ángulo de fricción interna (del suelo de fundación)
 Ángulo del talud de terreno del relleno con la horizontal

cos (φ + Θ)	0,866
cos (Θ)	1,0000
cos (δ - Θ)	0,940
sen (δ - φ)	0,174

sen (φ + β)	0,500
cos (δ - Θ)	0,9397
cos (Θ - β)	1,000

K_p	1,647
----------------------	-------

ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL MURO

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VOLTEO FSV

MOMENTO DE VOLTEO M_v

Son las fuerzas que intentan volcar al muro, son el Empuje Activo, el Incremento Dinámico del Empuje Activo y la Fuerza Sísmica Inercial del Peso Propio

$$M_v = F_{spp} * Y_{cg} + \Delta DE_a * D_{vd} + E_a * D_v$$

M_v	243,334 ton-m/m
----------------------	-----------------

MOMENTO ESTABILIZANTE M_e

Son las fuerzas que dan estabilidad al muro, son el Peso Propio del muro, y el Peso del Relleno.

M_e	557,302 ton-m/m
----------------------	-----------------

Entonces el Factor de Seguridad Contra el Volteo será:

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

FSV	2,290
------------	-------

2,290	>	1,5	OK
-------	---	-----	-----------

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO FSD

CÁLCULO DE LA FUERZA DE ROCE Fr : (Es la resistencia entre el suelo y la base del muro)

La Fuerza de Roce se determinó en función del ángulo de fricción interna y el empuje pasivo del suelo de fundación.

C _l	1,000 ton/m ²
φ _l	30,00°
E _{av}	0,000 ton/m
R _v	125,280 ton/m
B	6,300 m

E _p	6,591 ton/m
d	20,000
μ	0,364
c'	0,500 ton/m ²

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

Fr	55,339 ton/m
-----------	--------------

Fuente: Elaboración Propia

Entonces el Factor de Seguridad Contra el Deslizamiento será:

Fr	55,339 ton/m
Eah = Et	58,618 ton/m

$$FSD = \frac{F_r}{E_t}$$

FSD	0,944	
------------	-------	--

0,944	>	0,8	OK
-------	---	-----	-----------

CÁLCULO DEL EMPUJE EN CONDICION PASIVA

CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO Kp

El coeficiente de empuje Pasivo Kp se puede determinar adecuando la ecuación de Coulomb de la forma siguiente:

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

Θ	90
φl	30,00
δ°	20,000
β°	0,000

Ángulo de la cara interna del muro con la horizontal
 Ángulo de fricción interna (del relleno)
 ángulo de fricción suelo muro = (2/3*φ2), según Terzaghi
 Ángulo del talud de terreno del relleno con la horizontal

sen(Θ-φl)	0,866
sen Θ	1,000
sen(Θ+δ°)	0,940
sen(φl+δ°)	0,766
sen(φl+β°)	0,500
sen(Θ+β°)	1,000

Kp	6,105
-----------	-------

CÁLCULO DEL EMPUJE PASIVO Ep, (Por unidad de longitud de muro) y se puede estimar conservadoramente según la expresión de Rankine:

Y1	1,81
Df	2,00
Kp	6,105

$$E_p = (0,5 * Y1 * Df^2) * K_p$$

Ep	22,101 ton/m
-----------	--------------

Como el terreno situado está por encima de la punta, y se ha excavado para la ejecución del muro, es aconsejable utilizar la siguiente expresión:

h1	1,00 m
----	--------

$$E_p = \frac{1}{2} * Y1 * (Df^2 - h1^2) * K_p$$

Ep	16,576 ton/m
-----------	--------------

$$D_v = \frac{2 * Df}{3}$$

Dv	1,333 ton/m
-----------	-------------

CÁLCULO DE LA FUERZA DE ROCE Fr: (Es la resistencia entre el suelo y la base del muro)

Se determinó considerando la colaboración del Empuje Pasivo actuando solamente sobre el dentellón, y la fricción suelo - muro

C1	10,500 ton/m2
φl	30,00°
Eav	0,000 ton/m
Rv	125,280 ton/m
B	6,300 m

Ep	16,576 ton/m
d	20,000
μ	0,364
c'	5,250 ton/m2

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

Fr	95,249 ton/m
-----------	--------------

Entonces el Factor de Seguridad Contra el Deslizamiento será:

Fr	95,249 ton/m
Eah = Et	58,618 ton/m

$$FSD = \frac{F_r}{E_t}$$

FSD	1,625
------------	-------

1,625	>	1,5	OK
-------	---	-----	-----------

Fuente: Elaboración Propia

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

CÁLCULO DEL PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA RESULTANTE X_r ; (X_r = Centro de Gravedad de la Resultante Ideal)

Verificamos que el Punto de aplicación de la Fuerza Resultante X_r de la base este dentro del 1/3 central de la cimentación del muro:

Rv	125,280 ton/m
Me	557,302 ton/m
Mas	243,334 ton/m

$$X_r = \frac{\sum M_e - M_{as}}{R_v}$$

X_r	2,506 m
-------	---------

CÁLCULO DE LA EXCENTRICIDAD DE LA FUERZA RESULTANTE e_x

Para evitar la inclinación del muro por asentamientos diferenciales de la cimentación, es deseable que la resultante de las presiones en el suelo actúen en el núcleo central de la superficie resistente, vale decir en el 1/3 central de la base del muro.

Para que exista compresión en toda la base con diagramas de presión trapezoidal, la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base (B/6)

B	6,300 m
X_r	2,506 m

$$e_x = X_r - \frac{B}{2}$$

e_x	0,644 m
-------	---------

Medida desde centro de la base

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

e_{max}	1,050 m
-----------	---------

Se debe cumplir que $e_x < e_{max}$

0,644	<	1,650 m	OK
-------	---	---------	----

CÁLCULO DE LA PRESIÓN DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACIÓN (σ máx, mín)

Rv	125,280 ton/m
B	6,300 m
e_x	0,644 m

$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B} * \left(1 + \frac{6 * e_x}{B} \right)$$

σ_{max}	32,080
----------------	--------

$$\sigma_{min} = \frac{R_v}{B} * \left(1 - \frac{6 * e_x}{B} \right)$$

σ_{min}	0,769
----------------	-------

Se debe cumplir que:	$\sigma_{máx} < \sigma$	3,208	<	5,331 m	OK
----------------------	-------------------------	-------	---	---------	----

Se debe cumplir que:	$\sigma_{mín} > 0$	0,769	>	0,000 m	OK
----------------------	--------------------	-------	---	---------	----

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DEL SUELO DE FUNDACIÓN (q_{ult})

Utilizando el método de Terzaghi, modificado por Vesic aplicamos la siguiente expresión

Esfuerzo Efectivo al Nivel de Fondo de la Cimentación q :

$$q = \gamma_1 * D_f$$

q	3,620 ton/m ²
-----	--------------------------

Ancho Efectivo de la Cimentación:

$$B' = B - 2e_x$$

B'	5,012 m
------	---------

Determinación de los Factores de Capacidad de Carga (según Vesic):

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan(\phi_1)}$$

N_c	30,140
-------	--------

$$N_q = e^{\pi * \tan(\phi_1)} * \tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)^2$$

N_q	18,401
-------	--------

$$N_y = (N_q + 1) * 2 * \tan(\phi_1)$$

N_y	22,402
-------	--------

Fuente: Elaboración Propia

Determinación de los Factores de Profundidad:

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c * \tan \phi_1}$$

Fcd	1,117
------------	-------

$$F_{qd} = 1 + 2 * \tan \phi_1 * (1 - \sin \phi_1)^2 * \left(\frac{Df}{B'}\right)$$

Fqd	1,115
------------	-------

$$F_{yd} = 1$$

Fyd	1
------------	---

Determinación de los Factores de Inclinación de Carga:

$$F_{ci} = \left(1 - \frac{\Psi}{90}\right)^2$$

Fci	0,781
------------	-------

$$F_{qi} = F_{qt} = F_{ci}$$

Fqi	0,781
------------	-------

$$F_{yi} = \left(1 - \frac{\Psi}{\phi^2}\right)^2$$

Fyi	0,425
------------	-------

$$\Psi = \tan \left(\frac{E_a * \cos \beta^a}{P_p}\right)^{-1}$$

Ψ	10,442
----------	--------

Determinación de los Factores de Forma:

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

Sc	1,612
-----------	-------

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

Sq	1,579
-----------	-------

$$S_y = 1 - 0,4 * \left(\frac{B'}{L}\right)$$

Sy	0,599
-----------	-------

Datos del suelo de fundación:

Y1	1,81
C1	10,50
φ1	30,00
Df	2,00
B	6,30
ex	0,64

Longitud del muro "L":

L	5,00
---	------

Además:

Ea	24,75
Pp	134,280

Entonces la Capacidad de Carga Última del Suelo se determina mediante la siguiente expresión:

$$q_{\text{últ}} = C1 * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_y * F_{yd} * F_{yi}$$

qúlt	37,756 kg/cm2
-------------	---------------

CÁLCULO DE LOS ESFUERZO ADMISIBLES DEL SUELO DE FUNDACIÓN:

La capacidad admisible del suelo de fundación (σadm) se determina con un factor de seguridad para cargas estáticas FS_{carga} = 3

qúlt	37,76
σmáx	3,208

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{\text{últ}}}{F_S}$$

σadm	16,739 kg/cm2
-------------	---------------

$$F_{\text{scarga}} = \frac{q_{\text{últ}}}{\sigma_{\text{máx}}}$$

Fscarga	11,769 kg/cm2
----------------	---------------

Se debe cumplir que:

$$F_{\text{Scarga}} > 3$$

11,769	>	3	OK
--------	---	---	----

Se debe cumplir que:

$$\sigma_{\text{máx}} < \sigma_{\text{adm}}$$

3,208	<	16,739	OK
-------	---	--------	----

Fuente: Elaboración Propia

Anexo 6: Diseño de la pantalla

CÁLCULO DE ACERO DE MURO DE CONTENCIÓN

DISEÑO DE LA PANTALLA

La pantalla estará sometida a flexión compuesta: flexión debida al empuje de tierras y compresión debida a los axiles de los pilares perimetrales de la torre central y al peso propio de la pantalla. No obstante, la compresión favorece la resistencia a flexión, por lo que es más desfavorable considerar que la pantalla está sometida a flexión pura.

CÁLCULO DE MOMENTO MÁXIMO EN LA BASE DE LA PANTALLA

G	1,40
C	0,70
hp	8,00
Yc	2,40

Fuerza	ton	Brazo (m)	Momento (Ton/m)	Sent. FUERZA
Ea	24,746	2,000	49,493	←
Ws	9,000	4,000	36,000	←
Δ DEa	23,146	5,000	115,731	←
Pw1	6,72	2,667	17,920	←
Pw2	13,44	4,000	53,760	←
TOTAL	77,053		272,904	
	←		Mmax	Respecto a la base de la pantalla
	Vd			

Momento último (Mayoración)

$$M_u = 1,7CE + CS$$



Mu	332,749 ton-m
-----------	---------------

CARA DE TRASTO (CARA INTERIOR)

REFUERZO VERTICAL CARA TRASTO (CARA INTERIOR)

Cara en contacto con el terreno

CÁLCULO DEL ÁREA DEL ACERO

Mu	33274899,177 kg-cm
f'c	240 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²
b	100,00 cm
d	135,00 cm
FS	0,90

Momento en la base de la pantalla

Peralte efectivo de la base de la pantalla

Factor de seguridad

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

As	66,205 cm ²
-----------	------------------------

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'c * b}$$

a	4,073
----------	-------

ACERO A UTILIZAR EN CARA TRASTO (CARA INTERIOR)

Acero y cuantía mínima

ρ_{min}	0,00180
------------------------	---------

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

As_{min}	24,300 cm ²
-------------------------	------------------------

Acero y cuantía balanceada

$$\rho_{balanceada} = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y}$$

ρ_{balanceada}	0,02429
-------------------------------	---------

$$A_{smin} = \rho_{balanceada} * b * d$$

As_{balanceada}	327,857 cm ²
--------------------------------	-------------------------

Fuente: Elaboración Propia

Acero y cuantía máxima

$$\rho_{max} = \rho_{balanceada} * 0,5$$

ρ_{max}	0,01214
--------------	---------

$$A_{smax} = \rho_{max} * b * d$$

A_{smax}	163,929 cm ²
------------	-------------------------

A_s	66,205 cm ²	CUMPLE CON EL ACERO MINIMO
-------	------------------------	----------------------------

DISTRIBUCIÓN DE ACERO A UTILIZAR EN CARA TRASTO (CARA INTERIOR)

Tabla de diámetros de varillas comerciales

ϕ mm	Área	
8 mm	50,26	0,5026
10 mm	78,54	0,7854
12 mm	113,10	1,131
14 mm	153,94	1,5394
16 mm	201,06	2,0106
18 mm	254,47	2,5447
20 mm	314,16	3,1416
22 mm	380,13	3,8013
25 mm	490,87	4,9087
28 mm	615,75	6,1575
32 mm	804,25	8,0425
36 mm	1017,88	10,1788

Seleccionar acero	
Acero	18 mm
	2,545

Número de varillas		
#var = $\frac{A_s}{A_p}$	26,017	#varillas calculadas
	27,000	#varillas asumido

Número de varillas		
$S_{var} = \frac{\text{Por metro}}{\#_{var}}$	3,704 cm	Separación de varillas calculada
	4,00 cm	Separación de varillas asumida

ACERO VERTICAL EN PANTALLA TRASTO

Usar 27 ϕ 18 mm @ 4 cm

Área de acero utilizado	68,707
Área de acero requerida al 50%	34,353
lc	2,000 m

Se debe escoger entre "d" o "12db" el que resulte mayor

d	135,000 cm
12db	21,600 cm

Resultado	135,000 cm
-----------	------------

Determinación del punto de corte

lc	3,350 m
----	---------

CARA DE TRASTO (CARA EXTERIOR)

REFUERZO VERTICAL CARA TRASTO (CARA EXTERIOR)

En la pantalla (cara exterior): Se colocará vertical y horizontalmente el acero de retracción y temperatura indicado por la norma AASHTO 2002

r	0,0012	Si $\phi \leq 5/8$ " y $F_y > 4200$ kg/cm ²
	0,0015	Otros casos

ϕ	18 mm
--------	-------

$$d = tn - r - \frac{\phi v}{2}$$

Cálculo de peralte efectivo "d"	
dn	64,10 cm
dn	134,10 cm

b	100,00 cm
d _{apex}	99,10 cm

Acero y cuantía mínima

ρ_{min}	0,00120
--------------	---------

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

A_{smin}	11,892 cm ²
------------	------------------------

Seleccionar acero	
Acero	12 mm
	1,131

Número de varillas		
#var = $\frac{A_s}{A_p}$	10,515	#varillas calculadas
	11,000	#varillas asumido

Número de varillas		
$S_{var} = \frac{\text{Por metro}}{\#_{var}}$	9,091 cm	Separación de varillas calculada
	9,0 cm	Separación de varillas asumida

ACERO VERTICAL EN PANTALLA INTRASTO

Usar 11 ϕ 12 mm @ 9 cm

REFUERZO HORIZONTAL DE LA PANTALLA

Para refuerzo horizontal en pantalla de muros en voladizo, deben tener una armadura horizontal mínima, aplicable a la pantalla vertical

r	0,002	Si $\phi \leq 5/8$ " y $F_y > 4200$ kg/cm ²
	0,0025	Otros casos

Para $t \geq 25$ cm, usar doble refuerzo horizontal (2 capas)

Fuente: Elaboración Propia

Arriba (tercio superior)	
ϕ_{var}	16 mm
r	0,0020
d	64,10 cm
b	100,00 cm

Acero

$$A_s = \rho * b * d$$

As	12,820 cm ²
-----------	------------------------

Para $t \geq 25$ cm, usar doble refuerzo horizontal (2 capas)

CARA INTRASTO (CARA EXTERNA)	
$2/3 * A_s$	8,55 cm ²

Seleccionar acero	
Acero	12 mm
	1,131

Número de varillas	
$\#var = \frac{A_s}{A_v}$	7,557
	8,000

#varillas calculadas
#varillas asumido

Número de varillas	
$Svar = \frac{Por\ metro}{\#var}$	12,500 cm
	13,0 cm

Separación de varillas calculada
Separación de varillas asumida

ACERO HORIZONTAL EN PANTALLA (INTRASTO), TERC. SUP.

Usar 8 ϕ 12 mm @ 13 cm

CARA INTRASTO (CARA INTERNA)	
$1/3 * A_s$	4,27 cm ²

Seleccionar acero	
Acero	12 mm
	1,131

Número de varillas	
$\#var = \frac{A_s}{A_v}$	3,778
	4,000

#varillas calculadas
#varillas asumido

Número de varillas	
$Svar = \frac{Por\ metro}{\#var}$	25,000 cm
	25,0 cm

Separación de varillas calculada
Separación de varillas asumida

ACERO HORIZONTAL EN PANTALLA (TRASTO), TER. SUP.

Usar 4 ϕ 12 mm @ 25 cm

Medio (tercio central)	
ϕ_{var}	12 mm
r	0,0020
d _{aprox}	99,10 cm
b	100,00 cm

Acero

$$A_s = \rho * b * d$$

As	19,820 cm ²
-----------	------------------------

CARA INTRASTO (CARA EXTERNA)	
$2/3 * A_s$	13,21 cm ²

Seleccionar acero	
Acero	14 mm
	1,539

Número de varillas	
$\#var = \frac{A_s}{A_v}$	8,583
	9,000

#varillas calculadas
#varillas asumido

Número de varillas	
$Svar = \frac{Por\ metro}{\#var}$	11,111 cm
	11,0 cm

Separación de varillas calculada
Separación de varillas asumida

ACERO HORIZONTAL EN PANTALLA (INTRASTO), TER. CENT.

Usar 9 ϕ 14 mm @ 11 cm

DISEÑO DE ZAPATA / BASE

Sobre la Puntera: La puntera de la base del muro se comporta como un voladizo sometido a una presión o carga vertical hacia arriba correspondiente a la reacción del suelo y al peso propio que actúa hacia abajo, predominando en este caso la reacción del suelo, los momentos flectores resultantes originan tracción en la fibra inferior

Sobre el talón: de la base del muro predomina la carga vertical hacia abajo correspondiente a la suma del peso del relleno y del peso propio del muro, actuando hacia arriba la reacción del suelo, los momentos flectores resultantes originan tracción en la fibra superior.

DISEÑO DE PUNTERIA

La sección crítica es la ac; sobre este voladizo actúa un relleno, hacia abajo y la reacción del terreno hacia arriba, como ya se dijo antes está por otro lado de la seguridad despreciar el efecto del pequeño relleno y por consiguiente la flexión de este voladizo será hacia arriba necesitando armadura de tracción abajo.

Presión actuante en el punto ac y bd

Por relación de triángulos, se tiene:

	Carga	Dist
q _i	32,080	0
q _{pc}	26,613	110
q _{pd}	19,655	250
q ₂	0,769	630

Cálculo de fuerzas verticales actuantes en la PUNTERA, y calculo de Momentos respecto a la seccion critica ac

Analizados en 1 metros de largo

Fuerza	ton	Brazo (m)	Momento (Ton/m)	Sent. FUERZA	
W _{pp}	2,640	0,550	1,452	↓	Puntera
q (triang)	32,281	0,733	23,673	↑	Sección Triangular
q (rect)	29,274	0,550	16,101	↑	Sección Rectangular
W _{spp}	0,535	0,550	0,294	↑	Efecto Sísmico por Peso Propio
TOTAL	59,450		41,520		
			M_{max}		Momento máximo en la sección ac
	Fr				Fuerza cortante resultante en puntera

Fuente: Elaboración Propia

VERIFICACIÓN POR CORTANTE (TALÓN)

Esfuerzo cortante solicitado

Formula

$$Vdu = \frac{1,7CE + CS}{\phi}$$

Datos

ϕ	0,85
--------	------

Respuesta

Vdu	11,920 ton
------------	------------

Esfuerzo cortante solicitado

Formula

$$Vc = 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$f'c$	240 kg/cm ²
b	100,00 cm
d	94,00 cm

Vce	77,181 ton
------------	------------

Verificación

Vdu < Vce

11,920 ton	<	77,181 ton	OK
------------	---	------------	-----------

Peralte efectivo de zapata

Formula

$$d = hz - r - \frac{\phi v}{2}$$

Datos

hz	100,00 cm	
re	5,00 cm	
ϕ_{var}	20 mm	3,14 cm ²

Respuesta

d	94,00 cm
----------	----------

REFUERZO TALÓN (ACERO SUPERIOR)

Mu	7058370,021 ton-m	Momento en la sección crítica ac(Mmax*1,7)
$f'c$	240 kg/cm ²	
f_y	4200 kg/cm ²	
b	100,00 cm	
d	94,00 cm	Peralte efectivo de la zapata
FS	0,90 cm	Factor de seguridad

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

As	19,873 cm ²
-----------	------------------------

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'c * b}$$

a	0,079 cm
----------	----------

ACERO A UTILIZAR EN PUNTERA (ACERO INFERIOR)

Acero y cuantía mínima

ρ_{min}	0,00180
--------------------------------	---------

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

Asmin	16,920 cm ²
--------------	------------------------

Acero y cuantía balanceada

$$\rho_{balanceada} = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$\rho_{balanceada}$	0,02429
---------------------------------------	---------

$$A_{smin} = \rho_{balanceada} * b * d$$

Asbalanceada	228,286 cm ²
---------------------	-------------------------

Acero y cuantía máxima

$$\rho_{max} = \rho_{balanceada} * 0,5$$

ρ_{max}	0,01214
--------------------------------	---------

$$A_{smax} = \rho_{max} * b * d$$

Asmax	114,143 cm ²
--------------	-------------------------

As	16,920 cm ²	CUMPLE CON EL ACERO MINIMO
-----------	------------------------	-----------------------------------

Fuente: Elaboración Propia

DISTRIBUCIÓN DE ACERO A UTILIZAR EN PUNTERA (ACERO INFERIOR)

Tabla de diámetros de varillas comerciales

φ mm	Área	
8 mm	50,26	0,5026
10 mm	78,54	0,7854
12 mm	113,10	1,131
14 mm	153,94	1,5394
16 mm	201,06	2,0106
18 mm	254,47	2,5447
20 mm	314,16	3,1416
22 mm	380,13	3,8013
25 mm	490,87	4,9087
28 mm	615,75	6,1575
32 mm	804,25	8,0425
36 mm	1017,88	10,1788

Seleccionar acero	
Acero	16 mm
	2,011

Número de varillas		
#var = $\frac{A_s}{A_v}$	8,415	#varillas calculadas
	9,000	#varillas asumido

Número de varillas		
$S_{var} = \frac{\text{Por metro}}{\#var}$	11,111 cm	Separación de varillas calculada
	11,00 cm	Separación de varillas asumida

ACERO VERTICAL EN PUNTERA (ACERO INFERIOR)

Usar 9 φ 16 mm @ 11 cm

DISEÑO DE TALÓN

Sobre esta parte de la base actúan las reacciones del terreno hacia arriba y el relleno hacia abajo, como las reacciones en esta parte de la base ya son relativamente pequeñas debido a la excentricidad, generalmente gobierna aquí la flexión hacia abajo y se necesitará armadura de tracción arriba.

Cálculo de fuerzas verticales actuantes en la TALÓN, y cálculo de Momentos respecto a la sección crítica bd

Análisis en 1 metros de largo

Fuerza	ton	Brazo (m)	Momento (Tonm)	Sent. FUERZA	
W _{pp}	10,800	2,250	24,300	↓	Talón
q (triáng)	42,493	1,500	63,740	↓	Sección Triangular
q (rect)	3,461	2,250	7,788	↓	Sección Rectangular
W _{sc}	3,600	2,250	8,100	↓	Sobrecarga
W _{rtrec}	90,000	2,250	202,500	↓	Relleno (sección rectangular)
W _{spp}	2,189	2,250	4,925	↓	Efecto sísmico por peso propio
W _{srect}	18,240	2,250	41,040	↓	Fuerza sísmica por peso propio (Sección triangular) (Peso x coeficiente de aceleración sísmica vertical)
TOTAL	141,983		117,408		
			Mmax		Momento máximo en la sección bd
			Fr		Fuerza cortante resultante en el talón

VERIFICACIÓN POR CORTANTE (TALÓN)

Esfuerzo cortante solicitado

$$V_{du} = \frac{1,7CE + CS}{\phi}$$

Datos	
φ	0,85

Respuesta	
V_{du}	70,620 ton

Esfuerzo cortante solicitado

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Datos	
f'c	240 kg/cm ²
b	100,00 cm
d	94,10 cm

Respuesta	
V_c	77,263 ton

Verificación

V_{du} < V_c	
70,620 ton < 77,263 ton	OK

Peralte efectivo de zapata

$$d = h_z - r - \frac{\phi v}{2}$$

Datos	
h _z	100,00 cm
r _e	5,00 cm
φ _{var}	18 mm

Asumido

Respuesta

d	94,10 cm
----------	----------

REFUERZO TALÓN (ACERO SUPERIOR)

Mu	23176870,930 ton-m	Momento en la sección crítica bd (1,7CE+CS)
f'c	240 kg/cm ²	
f _y	4200 kg/cm ²	
b	100,00 cm	Peralte efectivo de la zapata
d	94,10 cm	
FS	0,90 cm	Factor de seguridad

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

A_s	66,643 cm ²
----------------------	------------------------

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'c * b}$$

a	4,190 cm
----------	----------

ACERO A UTILIZAR EN PUNTERA (ACERO INFERIOR)

Acero y cuantía mínima

ρ_{min}	0,00180
------------------------	---------

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

A_{smin}	16,938 cm ²
-------------------------	------------------------

Acero y cuantía balanceada

$$\rho_{balanceada} = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y}$$

ρ_{balanceada}	0,02429
-------------------------------	---------

$$A_{smin} = \rho_{balanceada} * b * d$$

A_{sbalanceada}	228,529 cm ²
--------------------------------	-------------------------

Acero y cuantía máxima

$$\rho_{max} = \rho_{balanceada} * 0,5$$

ρ_{max}	0,01214
------------------------	---------

$$A_{smax} = \rho_{max} * b * d$$

A_{smax}	114,264 cm ²
-------------------------	-------------------------

A_s	66,643 cm ²	CUMPLE CON EL ACERO MÍNIMO
----------------------	------------------------	-----------------------------------

Fuente: Elaboración Propia

DISTRIBUCIÓN DE ACERO A UTILIZAR EN PUNTERA (ACERO INFERIOR)

Tabla de diámetros de varillas comerciales

φ mm	Área	
8 mm	50,26	0,5026
10 mm	78,54	0,7854
12 mm	113,10	1,131
14 mm	153,94	1,5394
16 mm	201,06	2,0106
18 mm	254,47	2,5447
20 mm	314,16	3,1416
22 mm	380,13	3,8013
25 mm	490,87	4,9087
28 mm	615,75	6,1575
32 mm	804,25	8,0425
36 mm	1017,88	10,1788

Seleccionar acero	
Acero	18 mm
	2,545

Número de varillas		
$\#var = \frac{A_s}{A_v}$	26,189	#varillas calculadas
	27,000	#varillas asumido

Número de varillas		
$Svar = \frac{Por\ metro}{\#var}$	3,704 cm	Separación de varillas calculada
	3,70 cm	Separación de varillas asumida

ACERO VERTICAL EN PUNTERA (ACERO INFERIOR)

Usar 27 φ 18 mm @ 3,7 cm

REFUERZO TRASVERSAL (SUPERIOR E INFERIOR)

ACERO A UTILIZAR EN REFUERZO TRASVERSAL (SUPERIOR E INFERIOR)

Acero y cuantía mínima

ρ_{min}	0,00180
--------------	---------

$A_{smin} = \rho_{min} * b * h_z$

A_{smin}	18,000 cm ²
------------	------------------------

Acero a usar

A_s	18,000 cm ²
-------	------------------------

DISTRIBUCIÓN DE ACERO A UTILIZAR EN REFUERZO TRASVERSAL (SUPERIOR E INFERIOR)

Tabla de diámetros de varillas comerciales

φ mm	Área	
8 mm	50,26	0,5026
10 mm	78,54	0,7854
12 mm	113,10	1,131
14 mm	153,94	1,5394
16 mm	201,06	2,0106
18 mm	254,47	2,5447
20 mm	314,16	3,1416
22 mm	380,13	3,8013
25 mm	490,87	4,9087
28 mm	615,75	6,1575
32 mm	804,25	8,0425
36 mm	1017,88	10,1788

Seleccionar acero	
Acero	18 mm
	2,545

Número de varillas		
$\#var = \frac{A_s}{A_v}$	7,074	#varillas calculadas
	8,000	#varillas asumido

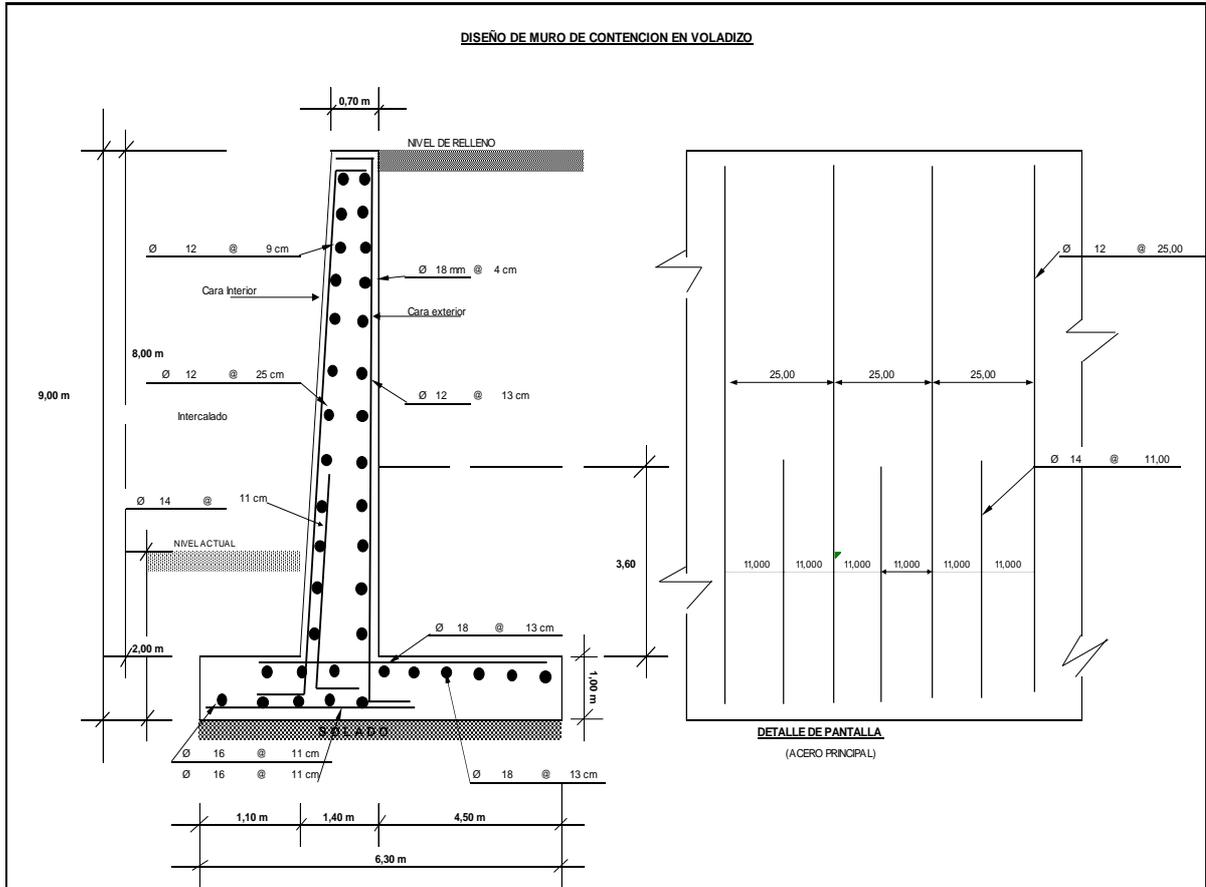
Número de varillas		
$Svar = \frac{Por\ metro}{\#var}$	12,500 cm	Separación de varillas calculada
	13,00 cm	Separación de varillas asumida

ACERO VERTICAL EN PUNTERA (ACERO INFERIOR)

Usar 8 φ 18 mm @ 13 cm

Fuente: Elaboración Propia

Anexo 7: Diseño de Muro de 9 m



Fuente: Autor

Anexo 9: Calculo de Volumen

Altura	9,00 m
Base	6,30 m
Altura de la pantalla	8,00 m
Altura de zapata	1,00 m
Base de la pantalla	1,40 m
Espesor de corona	0,70 m
Longitud de modulo	5,00 m
Longitud total	2300,00 m
f'c	240,00

Volumen de concreto

Volumen del muro por módulo (5m de longitud)

Zapata

$$V_{zapata} = 31,50 \text{ m}^3$$

Cuerpo del muro rectangular

$$V_{cmrec} = 28,00 \text{ m}^3$$

Cuerpo del muro triangular

$$V_{cmtria} = 28,00 \text{ m}^3$$

Volumen total	87,50 m ³
----------------------	----------------------

Volumen total para 2,3km

V_{total}	40250,00 m ³
--------------------------	-------------------------

MODULOS	460
----------------	-----

Anexo 10: Presupuesto de Obra

DETALLE OBRA						TOTAL:	\$23,716,06
NÚMERO	DESCRIPCIÓN DEL RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	PRECIO PARA 460 MODULOS	
1	DESBRUCE Y LIMPIEZA MANUAL DEL TERRENO	m ²	24,00	1,95	46,76		
2	REPLANTEO Y NIVELACIÓN DE EQUIPO TOPOG. - MUROS	m ²	14,00	0,42	5,92		
3	EXCAVACIÓN A MAQUINA H: 4m	m ³	24,00	1,44	34,58		
4	DESALOJO A MAQUINA CON EQUIPO: CARGADORA FRONTAL Y VOLQUETA	m ³	24,00	3,92	94,01		
5	ACERO DE REFUERZO	kg	2055,84	2,02	4155,86		
6	HORMIGÓN SIMPLE REPLANTILLO f'c= 210 kg/m ²	m ³	12,00	163,49	1961,85		
7	HORMIGÓN DE MURO f'c= 210 kg/m ² , PUESTO EN OBRA	m ³	98,83	170,79	16879,37	\$10,909,388,89	
8	ENCOFRADO/DESENCOFrado METÁLICO PARA MURO-DOS CARAS	m ²	10,00	15,61	156,11		
9	RELLENO COMPACTADO	m ³	12,00	12,02	144,20		
10	RELLENO COMPACTADO CON PIEDRA BOLA	m ³	12,00	17,20	206,41		
11	DRENAJE DE MURO TUBERÍA 2" (INCL. MATERIAL FILTRANTE Y GEOMALLA)-PANTALLA	m	12,00	1,96	23,56		
12	JUNTAS ADIBAND PVC 15 cm (1.06 Kg./m)	U	5,00	1,49	7,45		

Fuente: Autor

Anexo 11: Análisis de precio Unitarios

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Rubro: DESBROCE Y LIMPIEZA MANUAL DEL TERRENO					Hoja 1 de 12
Detalle:					Unidad: m ²
					Código: 1
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor (5% MO)				0,077	0,07731
Subtotal M					0,07731
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0,10	4,65	0,47	0,1200	0,05580
Peón	3,00	4,14	12,42	0,1200	1,49040
Subtotal N					1,54620
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Subtotal O					0,00000
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Subtotal P					0,00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,62351
INDIRECTOS 20 %					0,32470
UTILIDAD 0 %					0,00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1,94821
VALOR OFERTADO					1,95

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Rubro: REPLANTEO Y NIVELACIÓN DE EQUIPO TOPOG. - MUROS					Hoja 2 de 12
Detalle:					Unidad: m ³
					Código: 1
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor (5% MO)				0,009	0,00908
Equipo de topografía	1,0	4,20	4,200	0,010	0,04200
Subtotal M					0,05108
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0,20	4,65	0,93	0,0100	0,00930
Cadenero	3,00	4,19	12,57	0,0100	0,12570
Topógrafo	1,00	4,65	4,65	0,0100	0,04650
Subtotal N					0,18150
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Tiras de Eucalipto 0.25X0.25X2.50CM	UNIDAD	0,2000	0,500	0,10000	
Pintura esmalte	gl	0,0010	17,990	0,01799	
Clavos 2" a 4"	kg	0,0010	1,540	0,00154	
Subtotal O					0,11953
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Subtotal P					0,00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					0,35211
INDIRECTOS 20 %					0,07042
UTILIDAD 0 %					0,00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					0,42253
VALOR OFERTADO					0,42

Fuente: Autor

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS+B70:G101

Hoja 3 de 12

Rubro: EXCAVACIÓN A MAQUINA H: 4m

Unidad: m³

Detalle:

Código: 1

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor (5% MO)					
Retroexcavadora	1,0	4,20	4,200	0,055	0,0517
				0,010	0,04200
Subtotal M					0,09717
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Peón	2,00	4,14	8,28	0,0625	0,51750
Ayudante de maquinaria	1,00	4,26	4,26	0,0625	0,26625
Operador de excavadora	1,00	4,65	4,65	0,0625	0,29063
Inspector de obra	0,10	4,65	0,47	0,0625	0,02906
Subtotal N					1,10344
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Subtotal O					0,00000
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Subtotal P					0,00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,20061
INDIRECTOS 20 %					0,24012
UTILIDAD 0 %					0,00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1,44073
VALOR OFERTADO					1,44

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 4 de 12

Rubro: DESALOJO A MAQUINA CON EQUIPO: CARGADORA FRONTAL Y VOLQUETA

Unidad: m³

Detalle:

Código: 1

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor (5% MO)					
Volqueta	1,0	25,00	25	0,0483	0,0483
Cargadora frontal	1,0	35,00	35,000	0,0625	0,06250
				0,0625	2,18750
Subtotal M					2,29830
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Ayudante de maquinaria	1,00	4,26	4,26	0,0625	0,26625
Operador de cargadora frontal	1,00	4,65	4,65	0,0625	0,29063
Chofer de volquetas	1,00	6,08	6,08	0,0625	0,38000
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0,10	4,65	0,47	0,0625	0,02906
Subtotal N					0,96594
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Subtotal O					0,00000
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Subtotal P					0,00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					3,26423
INDIRECTOS 20 %					0,65285
UTILIDAD 0 %					0,00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					3,91708
VALOR OFERTADO					3,92

Fuente: Autor

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Rubro: ACERO DE REFUERZO					Hoja 5 de 12
Detalle:					Unidad: kg Código: 1
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor (5% MO)				0,0004	0,00044
Cizalla / cortadora de hierro	1,0	2,80	2,800	0,0130	0,03640
Subtotal M					0,03684
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0,25	4,65	1,1625	0,0300	0,034875
Ferrero	0,03	4,19	0,13	0,0300	0,00377
Peón	0,04	4,14	0,17	0,0300	0,00497
Subtotal N					0,00874
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Alambre galvanizado	kg	0,05	2,78	0,1390	
Acero de refuerzo	kg	1	1,50	1,5000	
Subtotal O					1,64
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Subtotal P					0,00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,68458
INDIRECTOS 20 %					0,33692
UTILIDAD 0 %					0,00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2,02149
VALOR OFERTADO					2,02

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Rubro: HORMIGÓN SIMPLE REPLANTILLO f'c= 210 kg/m²					Hoja 6 de 12
Detalle:					Unidad: m³ Código: 1
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor (5% MO)				0,684	0,68413
Vibrador de manguera	1,0	2,50	2,500	0,300	0,75000
Subtotal M					1,43413
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Albañil	2,00	4,19	8,38	1,0000	8,38000
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0,25	4,65	1,16	1,0000	1,16250
Peón	1,00	4,14	4,14	1,0000	4,14000
Subtotal N					13,68250
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Hormigón pre-mezclado f'c= 210 kg/m² (VD) incluye Aditivo para curado	m³	1	119,52	119,52000	
	gl	0,1	16,03	1,60300	
Subtotal O					121,12300
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Subtotal P					0,00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					136,23963
INDIRECTOS 20 %					27,24793
UTILIDAD 0 %					0,00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					163,48755
VALOR OFERTADO					163,49

Fuente: Autor

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Rubro: HORMIGÓN DE MURO f'c= 210 kg/m², PUESTO EN OBRA					Hoja 7 de 12
Detalle:					Unidad: m³ Código: 1
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor	(5% MO)			0,974	0,97405
Vibrador de manguera	1,0	2,50	2,500	0,300	0,75000
Subtotal M					1,72405
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Albañil, Cadenero, Electricista, Pintor, Ferrero, Carpintero, Plomero	3,00	4,19	12,57	1,0900	13,70130
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0,25	4,65	1,16	1,0900	1,26713
Peón	1,00	4,14	4,14	1,0900	4,51260
Subtotal N					19,48103
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Hormigón pre-mezclado f'c= 210 kg/m² (VD) incluye Aditivo para curado	m³	1	119,52	119,52000	
	gl	0,1	16,03	1,60300	
Subtotal O					121,12300
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0,00000	
Subtotal P					0,00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					142,32808
INDIRECTOS 20 %					28,46562
UTILIDAD 0 %					0,00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					170,79369
VALOR OFERTADO					170,79

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Rubro: ENCOFRADO/DESENCOFRADO METÁLICO PARA MURO-DOS CARAS					Hoja 8 de 12
Detalle:					Unidad: m³ Código: 1
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor	(5% MO)			0,091	0,09090
Encofrado metálico muro dos caras	1,0	0,37	0,370	30,000	11,10000
Subtotal M					11,19090
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Albañil	2,00	4,19	8,38	0,1400	1,17320
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0,10	4,65	0,47	0,1400	0,06510
Peón	1,00	4,14	4,14	0,1400	0,57960
Subtotal N					1,81790
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
				0,00000	
Subtotal O					0,00000
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				0,00000	
Subtotal P					0,00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					13,00880
INDIRECTOS 20 %					2,60176
UTILIDAD 0 %					0,00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					15,61055
VALOR OFERTADO					15,61

Fuente: Autor

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Rubro: RELLENO COMPACTADO					Hoja 9 de 12
Detalle:					Unidad: m³
					Código: 1
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor	(5% MO)			0,133	0,13256
Compactador	1,0	3,00	3,000	0,250	0,75000
Subtotal M					0,88256
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0,50	4,65	2,33	0,2500	0,58125
Peón	2,00	4,14	8,28	0,2500	2,07000
Subtotal N					2,65125
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Lastre	m³	1,20	1,40	1,68000	
Agua	m³	0,40	1,00	0,40000	
Subtotal O					1,68000
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Lastre	m³	1,20	4,00	4,80000	
Subtotal P					4,80000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					10,01381
INDIRECTOS 20 %					2,00276
UTILIDAD 0 %					0,00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					12,01658
VALOR OFERTADO					12,02

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Rubro: RELLENO COMPACTADO CON PIEDRA BOLA					Hoja 10 de 12
Detalle:					Unidad: m³
					Código: 1
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor	(5% MO)			0,133	0,13256
Subtotal M					0,13256
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0,50	4,65	2,33	0,2500	0,58125
Peón	2,00	4,14	8,28	0,2500	2,07000
Subtotal N					2,65125
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Piedra bola	m³	1,05	7,00	7,35000	
Subtotal O					7,35000
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Piedra bola	m³	1,05	4,00	4,20000	
Subtotal P					4,20000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					14,33381
INDIRECTOS 20 %					2,86676
UTILIDAD 0 %					0,00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					17,20058
VALOR OFERTADO					17,20

Fuente: Autor

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Rubro: DRENAJE DE MURO TUBERÍA 2" (INCL. MATERIAL FILTRANTE Y GEOMALLA)-PANTALLA					Hoja 11 de 12
Detalle:					Unidad: m Código: 1
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor	(5% MO)			0,058	0,05756
Subtotal M					0,05756
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0,10	4,65	0,47	0,2500	0,11625
Peón	1,00	4,14	4,14	0,2500	1,03500
Subtotal N					1,15125
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Tubería de desagüe PVC 50MM L=3m	m	0,16	1,25	0,20	
Ripio	m ²	0,01	15,75	0,16	
Geotextil no tejido NTI 600	m ³	0,10	0,70	0,07	
Subtotal O					0,42750
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Subtotal P					0,00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,63631
INDIRECTOS 20 %					0,32726
UTILIDAD 0 %					0,00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1,96358
VALOR OFERTADO					1,96

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Rubro: JUNTAS ADIBAND PVC 15 cm (1.06 Kg./m)					Hoja 12 de 12
Detalle:					Unidad: U Código: 1
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor	(5% MO)			0,046	0,04559
Subtotal M					0,04559
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Albañil	0,10	4,19	0,42	0,2000	0,08380
Peón	1,00	4,14	4,14	0,2000	0,82800
Subtotal N					0,91180
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Juntas Adiband PVC 15 cm (1.06 Kg./m)	U	0,04	7,09	0,28	
Subtotal O					0,28360
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Subtotal P					0,00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,24099
INDIRECTOS 20 %					0,24820
UTILIDAD 0 %					0,00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1,48919
VALOR OFERTADO					1,49

Fuente: Autor