UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Análisis y modelamiento de un muro de contención en voladizo para vías urbanas en Machala usando el método de elementos finitos.

REYES BELDUMA BETZY DAYANA
INGENIERA CIVIL

MACHALA
2024

UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Análisis y modelamiento de un muro de contención en voladizo para vías urbanas en Machala usando el método de elementos finitos.

REYES BELDUMA BETZY DAYANA
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 vías urbanas en Machala usando el método de elementos finitos.

REYES BELDUMA BETZY DAYANA
INGENIERA CIVIL

CARRION ROMERO LEYDEN OSWALDO

MACHALA
2024

CERTIFICADO DE ANÁLISIS
magister

Trabajo de Titulación II_Betzy Reyes Belduma

3% Textos sospechosos

< 1% Similitudes
0% similitudes entre comillas
0% entre las fuentes mencionadas
2% Idiomas no reconocidos

Nombre del documento: Trabajo de Titulación II_Betzy Reyes Belduma.pdf
ID del documento: e1516da08f292aef22257cdd9a099962dd55102e
Tamaño del documento original: 2,43 MB
Autores: []

Depositante: Carrión Romero Leyden Oswaldo
Fecha de depósito: 7/2/2025
Tipo de carga: interface
fecha de fin de análisis: 7/2/2025

Número de palabras: 12.152
Número de caracteres: 79.502

Ubicación de las similitudes en el documento:

Fuentes principales detectadas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	Documento de otro usuario #722f51 El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (23 palabras)
2	habitatyvivienda.gob.ec https://habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/7.-NEC-SE-GC-Geotecnia-y-Cimenta...	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (22 palabras)

Fuentes con similitudes fortuitas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	Documento de otro usuario #fb9346 El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (40 palabras)
2	www.habitatyvivienda.gob.ec https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/6.-NEC-SE-RE-Riesgo-sismico....	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (14 palabras)
3	Documento de otro usuario #45fba3 El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (10 palabras)
4	hdl.handle.net | Evaluación de sistemas de contención mediante el uso de anclajes ... https://hdl.handle.net/20.500.13084/3857	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (10 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)

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

La que suscribe, REYES BELDUMA BETZY DAYANA, en calidad de autora del siguiente trabajo escrito titulado Análisis y modelamiento de un muro de contención en voladizo para vías urbanas en Machala 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 dispociones 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.

REYES BELDUMA BETZY DAYANA

0750467003

DEDICATORIA

En primer lugar, expreso mi gratitud a Dios, cuya guía y sabiduría han sido fundamentales para afrontar con determinación y resiliencia los desafíos que han surgido a lo largo de este exigente, pero enriquecedor proceso académico y profesional.

Dedico este capítulo tan especial en mi vida a mi ángel en el cielo, mi padre. Aunque físicamente ya no está entre nosotros, su legado perdura en cada uno de mis pasos. Fue, es y siempre será mi inspiración eterna, quien soñó con ver a su hija triunfar y tenía la certeza de que lograría todo lo que se propusiera. Siempre serás mi motivo para seguir adelante, sin importar las adversidades. Tu recuerdo vive en mi corazón y, aunque ya no estés en este plano terrenal, cada meta alcanzada será un homenaje a ti. Vivo y viviré con el propósito de honrar tu apellido y hacerte sentir orgulloso de mí.

Esta dedicatoria también está dirigida a la mujer que me dio la vida, mi madre. A ti, mujer valiente y resiliente, que, a pesar de los golpes que la vida te ha dado, supiste levantarte y luchar con determinación. Me enseñaste que todo en la vida tiene solución y me cobijaste en tus brazos en los momentos más difíciles. Gracias por tu amor incondicional y por estar siempre a mi lado. Te amo profundamente y espero que te llene de orgullo ver que tu niña está cumpliendo lo prometido.

A mi familia, mi más sincero agradecimiento por ser mi pilar en este camino tan complejo. En los momentos más difíciles, comprendí cuánto me aman y que, sin importar las circunstancias, siempre estarán ahí para sostenerme y darme fuerzas para seguir adelante.

Finalmente, dedico estas palabras a mi yo de meses atrás, quien, a pesar de estar completamente devastada por la pérdida del hombre más importante de su vida, encontró la fortaleza para seguir avanzando. A ella le digo que su dolor se convirtió en motivación, que su resiliencia la llevó hasta aquí y que, con cada paso, ha honrado el legado de su padre. Hoy, este logro es testimonio de su fuerza y su determinación.

¡Gracias por todo, los amo papá y mamá¡ Este logro lleva sus nombres “Yovanny Reyes y Diana Belduma”

Betzy Dayana Reyes Belduma

AGRADECIMIENTO

Al concluir este trabajo de titulación, expreso mis más sinceros agradecimientos a todas aquellas personas que han estado conmigo y han contribuido de diversas maneras en este proceso.

Agradezco a mis padres por su apoyo y amor incondicional, siempre tendré presente cada una de sus palabras de aliento hacia mi con el fin de inspirarme a la grandeza, a mis abuelas Carmen Belduma y Mariana de Jesús Salazar por estar presente y brindarme sus sabios consejos y soporte emocional.

A mis queridos amigos que en el transcurso de la carrera supieron acompañarme y ser mi soporte en los momentos en los que creí desfallecer gracias Ericka Avila, Bruno Salinas, Ronny Delgado y Geiner Cubas ustedes fueron testigos de toda mi lucha y siempre estuvieron conmigo a pesar de que en ciertos momentos no fui fácil de acompañar esto también es de ustedes.

A mis mentores Ing. Leyden Oswaldo Carrión Romero, Ing. Elsi América Romero Valdiviezo, Ing. Gilbert Adrián Añazco Campoverde, gracias por su orientación a lo largo de todo este trabajo. Su amplio conocimiento y experiencia han sido fundamentales para lograr el cumplimiento de este proyecto. Agradezco su compromiso conmigo para lograr mi formación académica y profesional.

Betzy Dayana Reyes Belduma

RESUMEN

El presente trabajo de titulación tiene como principal objetivo realizar un análisis y modelamiento de un muro de contención en voladizo tomando en consideración 2 tipos de altura la primera de 4 metros y la segunda de 6 metros esto debido a que la zona a analizar no es totalmente nivelada por lo cual se plantearan dos modelos de muro para tratar de satisfacer las necesidades del sector, el modelamiento se realizara mediante la aplicación de métodos numéricos y elementos finitos en el programa PLAXIS 3D, este tipo de estructuras son comúnmente usadas como una alternativa para mantener la estabilidad de un terreno propenso a deslizamientos.

Este trabajó de titulación se enfoca en zonas urbanas donde haya presencia de canales de drenaje y exista un tráfico bastante agudo, por lo cual se optó como primera alternativa un muro de contención ya que estas estructuras son conocidas por brindar estabilidad al talud.

Para realizar el análisis de un muro de contención en voladizo se deben tomar en consideración las propiedades del suelo en la que realizara el estudio, el método analíticos o matemático, contara con un estudio de las cargas y esfuerzos que actúan sobre la estructura, como el peso propio del muro, presión del suelo, carga vehicular, mediante este método se buscara que la estructura cumpla con tres factores de seguridad por volteo, deslizamiento y capacidad portante del suelo.

Palabras clave: Muro de contención, Métodos numéricos, Elementos finitos, Factor de seguridad, Cargas, Talud.

ABSTRACT

The main objective of this thesis is to analyze and model a cantilever retaining wall taking into consideration two types of height, the first of 4 meters and the second of 6 meters. This is because the area to be analyzed is not completely leveled, so two wall models will be proposed to try to satisfy the needs of the sector. The modeling will be carried out by applying numerical methods and finite elements in the PLAXIS 3D program. These types of structures are commonly used as an alternative to maintain the stability of a land prone to landslides.

This thesis focuses on urban areas where there are drainage channels and there is quite a lot of traffic, so a retaining wall was chosen as the first alternative since these structures are known to provide stability to the slope.

To perform the analysis of a cantilever retaining wall, the properties of the soil in which the study will be carried out must be taken into consideration. The analytical or mathematical method will have a study of the loads and stresses that act on the structure, such as the weight of the wall, soil pressure, vehicle load. Through this method, it will be sought that the structure complies with three safety factors for overturning, sliding and soil bearing capacity.

Keywords: Retaining wall, Numerical methods, Finite elements, Safety factor, Loads, Slope.

ÍNDICE DE GENERAL

DEDICATORIA I
AGRADECIMIENTO II
RESUMEN III
ABSTRACT IV
INTRODUCCIÓN XV
CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 1
1. Antecedentes 1
1.1. Ubicación 1
1.1.1. Geografía 1
1.1.2. Población 2
1.1.3. Sistema de alcantarillado, abastecimiento de agua potable 2
1.1.4. Ordenamiento territorial 4
1.1.5. Hidrografia 4
1.1.5.1. Cuencas y cuerpos de agua existentes 4
1.1.6. Topografía 5
1.1.7. Uso del suelo 5
1.1.8. Geología 6
1.1.9. Amenaza sísmica 6
1.1.10. Fallas geológicas 7
1.1.11. Riesgos hidrológicos 8
1.2. Descripción de la situación problemática (Causas y efectos) 8
1.2.1. Árbol de problemas 8
1.3. Formulación del problema 10
1.3.1. Hipótesis 10
1.3.2. Problema central 10
1.3.3. Problemas complementarios 10

1.4. Justificación 11
1.5. Objetivos 12
1.5.1. Objetivo general 12
1.5.2. Objetivos Específicos 12
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO 13
2. Antecedentes 13
2.1. Antecedentes contextuales 13
2.2. Antecedentes históricos 17
2.3. Antecedentes conceptuales 18
CAPITULO III: METODOLOGÍA 22
3. Metodología 22
3.1 Tipo de Investigación 22
3.1.1 Investigación Inductiva 22
3.1.2 Investigación Deductiva 22
3.1.3 Investigación de Campo 23
3.1.4 Investigación Aplicativa 23
3.2 Descripción de la población 23
3.2.1 Población 23
3.2.2 Muestra 23
3.3 Métodos teóricos o empíricos con los materiales utilizados 25
3.3.1 Materiales y equipo 25
3.4 Ensayos de laboratorio 27
3.4.1 Capacidad de carga del suelo 27
3.4.1.1. Método de Terzagui 27
3.4.2 Ensayo Triaxial 29
3.4.3 CBR 30
3.4.4 Ensayo de corte directo 30

3.4.5 Límites de consistencia 30
3.4.6 Granulometría 30
3.5 Método de elementos finitos 31
3.6 Modelado analítico 31
CAPITULO IV: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS 35
4. Análisis de resultados 35
4.1 Análisis de muro de contención en voladizo modelo matemático 35
4.2 Análisis de muro de contención en voladizo modelo matemático 42
4.3 Resultados del modelamiento 44
4.3.1 Muro de contención en voladizo H = 4m 44
4.3.2 Muro de contención en voladizo H = 6m 55
CONCLUSIONES 62
RECOMENDACIONES 63
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 64

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coordenadas de la zona de estudio 1

Tabla 2. Clasificación por genero del cantón Machala 2

Tabla 3. Tipo de servicio higiénico o excusado 3

Tabla 4. Procedencia del agua recibida 3

Tabla 5. Cuencas y subcuencas hidrográficas del cantón Machala 4

Tabla 6. Geomorfología de la ciudad de Machala 5

Tabla 7. Uso del suelo del cantón Machala 6

Tabla 8. Movimiento en masa – Susceptibilidad cantón Machala 8

Tabla 9. Proceso de desarrollo de la investigación 24

Tabla 10. Materiales y equipos para ensayos 25

Tabla 11. Casos de análisis 35

Tabla 12. Dimensionamiento recomendado para muros de contención en voladizo **¡Error! Marcador no definido.**

Tabla 13. Resultados del análisis de empuje de tierra 38

Tabla 14. Resultados del análisis de empuje de tierra 40

Tabla 15. Factor de seguridad indirectos 41

Tabla 16. Datos de muro de 4m 42

Tabla 17. Resultados del análisis de empuje de tierra 52

Tabla 18. Resultados del análisis de empuje de tierra 54

Tabla 19. Datos de muro de 6m 55

Tabla 20. Factores de seguridad generales 61

ÍNDICE DE ILUSTRCIONES

Ilustración 1. Ubicación geográfica de la vía limón 1

Ilustración 2. Zonificación sísmica 7

Ilustración 3. Árbol del problema 9

Ilustración 4. Recorrido de la vía 24

Ilustración 5. Estado actual de la vía limón 35

Ilustración 6. Simbología de muro de contención en voladizo (4 metros) 36

Ilustración 7. Dimensiones de muro de contención en voladizo de H = 4m 37

Ilustración 8. Fuerzas verticales actuantes 39

Ilustración 9. Fuerzas resultantes en el análisis del muro de contención, empuje de tierra (Muro de 4 m) 39

Ilustración 10. Fuerzas resultantes en el análisis del muro de contención, empuje de tierra + sismo (Muro de 4 m) 41

Ilustración 11. Geomalla de elementos finitos con todos sus Nodos 42

Ilustración 12. Elevación de geomalla 43

Ilustración 13. Condiciones de flujo del modelo 43

Ilustración 14. Presión de poros 44

Ilustración 15. Succión 44

Ilustración 16. Desplazamientos totales (ARROW) 45

Ilustración 17. Desplazamientos totales (SHADINGS) 45

Ilustración 18. Desplazamientos horizontales (ARROW) 46

Ilustración 19. Desplazamientos horizontales (ARROW) 46

Ilustración 20. Desplazamientos de profundidad (ARROW) 47

Ilustración 21. Desplazamientos de profundidad (SHADINGS) 47

Ilustración 22. Desplazamientos verticales (ARROW) 48

Ilustración 23. Desplazamientos verticales (SHADINGS) 48

Ilustración 24. Factor de seguridad 49
Ilustración 25. Muro de 4 m 50
Ilustración 26. Dimensiones de muro de contención en voladizo de H = 6m 51
Ilustración 27. Fuerzas verticales actuantes 53
Ilustración 28. Fuerzas resultantes en el análisis del muro de contención, empuje de tierra (Muro de 6 m) 53
Ilustración 29. Fuerzas resultantes en el análisis del muro de contención, empuje de tierra + sismo (Muro de 6 m) 54
Ilustración 30. Desplazamientos totales (ARROW) 55
Ilustración 31. Desplazamientos totales (SHADINGS) 56
Ilustración 32. Desplazamientos horizontales (ARROW) 56
Ilustración 33. Desplazamientos horizontales (ARROW) 57
Ilustración 34. Desplazamientos de profundidad (ARROW) 57
Ilustración 35. Desplazamientos de profundidad (SHADINGS) 58
Ilustración 36. Desplazamientos verticales (ARROW) 58
Ilustración 37. Desplazamientos verticales (SHADINGS) 59
Ilustración 38. Factor de seguridad 59
Ilustración 39. Muro de 6 m 60

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Sector analizado 69
Anexo 1. Sector analizado 69
Anexo 2. General 70
Anexo 3. Unidades 71
Anexo 4. Inicio del programa PLAXIS 3D 71
Anexo 5. Crear capas de materiales 72
Anexo 6. Capas de materiales 72
Anexo 7. Conjunto de materiales 73
Anexo 8. Conjunto de materiales creados 73
Anexo 9. Datos generales 74
Anexo 10. Módulo de Young y relación de Poisson 74
Anexo 11. Cohesión, ángulo de fricción y ángulo de dilatación 74
Anexo 12. Cálculo de presión de poro excesiva 75
Anexo 13. Datos generales 75
Anexo 14. Módulo de Young y relación de Poisson 75
Anexo 15. Cohesión, ángulo de fricción y ángulo de dilatación 76
Anexo 16. Cálculo de presión de poro excesiva 76
Anexo 17. Datos generales 76
Anexo 18. Módulo de Young y relación de Poisson 77
Anexo 19. Cohesión, ángulo de fricción y ángulo de dilatación 77
Anexo 20. Cálculo de presión de poro excesiva 77
Anexo 21. Cálculo de presión de poro excesiva 78
Anexo 22. Capas de suelo bajo el muro 78
Anexo 23. Polígono creado con coordenadas 79
Anexo 24. Extruir polígono a 5 m de longitud 79
Anexo 25. Muro extruido 80
Anexo 26. Muro con suelo de relleno 80
Anexo 27. Geomalla de elementos finitos 81
Anexo 28. Fases constructivas 81
Anexo 29. Fase I 82
Anexo 30. Fase I - Excavación 82
Anexo 31. Fase II 83

Anexo 32. Fase II - Muro 83
Anexo 33. Fase III 84
Anexo 34. Fase III - Relleno 84
Anexo 35. Fase IV 85
Anexo 36. Cálculo de las fases 85
Anexo 37. Fases ejecutadas 86
Anexo 38. Estudios de suelo 87
Anexo 39. Cálculo de análisis de estabilidad de muro de 4m 100
Anexo 40. Cálculo de análisis de estabilidad + sismo de muro de 4m 107
Anexo 41. Cálculo de acero de muro de 4m 113
Anexo 42. Diseño de muro de 4m 119
Anexo 43. Planilla de acero de muro de 4m 120
Anexo 44. Cálculo de volumen muro de 4 m 121
Anexo 45. Análisis de precios unitarios de muro de 4 m 122
Anexo 46. Presupuesto de muro de 4 m 128
Anexo 47. Cálculo de análisis de estabilidad de muro de 6 m 129
Anexo 48. Cálculo de análisis de estabilidad + sismo de muro de 6 m 136
Anexo 49. Cálculo de acero de muro de 6 m 142
Anexo 50. Diseño de muro de 6 m 148
Anexo 51. Planilla de acero de muro de 6 m 149
Anexo 52. Cálculo de volumen muro de 6 m 150
Anexo 53. Análisis de precios unitarios de muro de 6 m 151
Anexo 54. Presupuesto de muro de 6 m 157
Anexo 3. Unidades 71
Anexo 4. Inicio del programa PLAXIS 3D 71
Anexo 5. Crear capas de materiales 72
Anexo 6. Capas de materiales 72
Anexo 7. Conjunto de materiales 73
Anexo 8. Conjunto de materiales creados 73
Anexo 9. Datos generales 74
Anexo 10. Módulo de Young y relación de Poisson 74
Anexo 11. Cohesión, ángulo de fricción y ángulo de dilatación 74
Anexo 12. Cálculo de presión de poro excesiva 75
Anexo 13. Datos generales 75

Anexo 14. Módulo de Young y relación de Poisson 75
Anexo 15. Cohesión, ángulo de fricción y ángulo de dilatación 76
Anexo 16. Cálculo de presión de poro excesiva 76
Anexo 17. Datos generales 76
Anexo 18. Módulo de Young y relación de Poisson 77
Anexo 19. Cohesión, ángulo de fricción y ángulo de dilatación 77
Anexo 20. Cálculo de presión de poro excesiva 77
Anexo 21. Cálculo de presión de poro excesiva 78
Anexo 22. Capas de suelo bajo el muro 78
Anexo 23. Polígono creado con coordenadas 79
Anexo 24. Extruir polígono a 5 m de longitud 79
Anexo 25. Muro extruido 80
Anexo 26. Muro con suelo de relleno 80
Anexo 27. Geomalla de elementos finitos 81
Anexo 28. Fases constructivas 81
Anexo 29. Fase I 82
Anexo 30. Fase I - Excavación 82
Anexo 31. Fase II 83
Anexo 32. Fase II - Muro 83
Anexo 33. Fase III 84
Anexo 34. Fase III - Relleno 84
Anexo 35. Fase IV 85
Anexo 36. Cálculo de las fases 85
Anexo 37. Fases ejecutadas 86
Anexo 38. Estudios de suelo 87
Anexo 39. Cálculo de análisis de estabilidad de muro de 4m 100
Anexo 40. Cálculo de análisis de estabilidad + sismo de muro de 4m 107
Anexo 41. Cálculo de acero de muro de 4m 113
Anexo 42. Diseño de muro de 4m 119
Anexo 43. Planilla de acero de muro de 4m 120
Anexo 44. Cálculo de volumen muro de 4 m 121
Anexo 45. Análisis de precios unitarios de muro de 4 m 122
Anexo 46. Presupuesto de muro de 4 m 128

Anexo 47. Cálculo de análisis de estabilidad de muro de 6 m..... 129
Anexo 48. Cálculo de análisis de estabilidad + sismo de muro de 6 m..... 136
Anexo 49. Cálculo de acero de muro de 6 m..... 142
Anexo 50. Diseño de muro de 6 m..... 148
Anexo 51. Planilla de acero de muro de 6 m..... 149
Anexo 52. Cálculo de volumen muro de 6 m..... 150
Anexo 53. Análisis de precios unitarios de muro de 6 m..... 151
Anexo 54. Presupuesto de muro de 6 m..... 157

INTRODUCCIÓN

Las vías urbanas son infraestructuras que se han vuelto indispensables para la libre circulación de vehículos y peatones, por lo tanto, deben permanecer en buen estado para garantizar la eficiencia de la misma, proporcionando así una manera segura y eficaz para que bienes y población se puedan movilizar. Mediante el análisis estructural de muros de contención se pretende evaluar su comportamiento ante las cargas que tiene que soportar la estructura, además se considerara las fuerzas de la naturaleza como lo es la presión del agua y peso del suelo, con los datos obtenidos se procederá a proponer un diseño de muro de contención en voladizo para infraestructura vial urbana con un enfoque en condiciones propias de la zona de estudio.

La ciudad de Machala perteneciente a la provincia de El Oro, Ecuador es un sector que se encuentra en constante crecimiento por lo tanto la demanda de infraestructuras viales de buena calidad es extensa debido al desarrollo demográfico, de esta manera hay sectores en la ciudad que presentan infraestructuras viales de mala calidad debido a la inestabilidad de los taludes en vías urbanas, teniendo esto en cuenta los muros de contención son alternativas eficientes para garantizar estabilidad en carreteras además de proteger las áreas urbanas ya que las mismas son altamente transitadas por usuarios del sector o sitios aledaños.

El proyecto se encuentra estructurado por 6 partes: Introducción, Capítulo I, Capítulo II, Capítulo III, Capítulo IV y Conclusiones. En la Introducción se explica la importancia del tema dentro de la comunidad, así como la problemática actual del problema. En el Capítulo I se describen los antecedentes, las causas y efectos que tiene la situación problemática, la formulación del problema central, el alcance que tendrá el proyecto, la justificación y los objetivos alcanzar. En el Capítulo II contiene los fundamentos teóricos donde se detalla los antecedentes contextuales referenciales o históricos y conceptuales, que permitirán comprender detalladamente cada parte del proyecto. En el capítulo III se da a conocer la metodología y modalidad de investigación, el tipo de investigación que se usará para obtener los resultados esperados, la descripción de la población y muestra, los métodos teóricos o empíricos con los materiales utilizados y además las técnicas que se implementarán para el procesamiento de los datos obtenidos. En el Capítulo IV se analizan e interpretan los datos luego de haber realizado los ensayos y pruebas de campo respectivas. Finalmente, se realizan las conclusiones y recomendaciones

CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1. Antecedentes

1.1. Ubicación

La vía limón se encuentra ubicada en el cantón Machala, al sur-oeste en la provincia de El Oro, en la Tabla 1 a continuación se detallan las coordenadas de la zona que se va a analizar.

Tabla 1. Coordenadas de la zona de estudio

Latitud Sur	3°15'28.51"
Longitud Oeste	79°55'39.62"
Elevación	9msnm

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 1. Ubicación geográfica de la vía limón

Fuente: Google Earth

1.1.1. Geografía

La ciudad de Machala se encuentra ubicada en la costa, al sur oeste de Ecuador, este sector es considerado la cabecera cantonal de la provincia de El Oro, por lo tanto, su población es afín a su importancia convirtiéndose así en el centro administrativo, económico, financiero y comercial de esta provincia. La extensión máxima de esta ciudad es de 37.292,38 hectáreas. Las cuales se distribuyen en 7 parroquias urbanas: Jubones, La Providencia, El Cambio, Puerto Bolívar, Jambelí, Machala y 9 de mayo, y una parroquia rural: El Retiro.

Su ubicación geográfica y la conectividad de la red vial, permite que se interactúe con otras ciudades del sur y oeste del Ecuador como lo es Guayaquil (182 km), Cuenca (169 km), Durán (175 km), Loja (239km), Milagro (163 km), Pasaje (20 km), Santa Rosa (31 km) y Huaquillas (74 km), así como también las ciudades del norte de Perú.

Machala, en particular su área metropolitana, se encuentra situada en el sector noroccidental en las llanuras dentro del complejo de humedales de la cuenca del río Jubones. (Alcaldía de Machala, 2022)

1.1.2. Población

Según los datos del Censo de Población y Vivienda de 2010, la población del Cantón Machala alcanzaba los 256.022 habitantes. Sin embargo, según una proyección del Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC) en 2017, se estima que para el año 2020, la población de la ciudad de Machala rondaría los 289.141 habitantes. La población de la Ciudad de Machala, que constituye el Área Urbana del Cantón, alcanza aproximadamente 277.575 habitantes, lo que equivale al 96 % de la población total del Cantón, mientras que el 4 % restante corresponde al Área Rural, que incluye las Parroquias Machala y El Retiro (Alcaldia de Machala, 2022). La población en áreas urbanas y rurales se detallan en la Tabla 2 a continuación.

Tabla 2. Clasificación por genero del cantón Machala

Sexo	Área urbana	Área rural	Total
Hombre	136.234	5.676	141.910
Mujer	141.341	5.889	150.196
Total	277.575	11.566	289.141

Fuente: Elaboración propia

1.1.3. Sistema de alcantarillado, abastecimiento de agua potable

- **Sistema de alcantarillado**

En la ciudad de Machala, el 75 % de los hogares están conectados a la red pública de alcantarillado, mientras que el 13 % utiliza pozos sépticos y el 3 % no tiene conexión alguna. A continuación, en la Tabla 3 se detallarán los tipos de servicios higiénicos.

Tabla 3. Tipo de servicio higiénico o excusado

Tipo de servicio higiénico o excusado	Casos	%
Conectado a red pública de alcantarillado	47.790	74,49%
Conectado a pozo séptico	8.581	13,37%
Conectado a pozo ciego	2.104	3,28%
Con descarga directa al mar, río, lago o quebrada	3.211	5,00%
Letrina	372	0,58%
No tiene	2.102	3,28%
Total	64.160	100,00%

Fuente: Elaboración propia

- **Abastecimiento de agua potable**

La distribución del servicio de agua potable a través de la red pública abarcaba al 81 % de la población, mientras que el 10 % obtenía agua de pozos. Un 8 % utilizaba fuentes como ríos, vertientes y acequias, y un 1 % restante empleaba otras formas de obtención. En la parroquia rural de El Retiro, el 20 % de la población accedía al agua a través de la red pública, en la tabla a continuación se detalla en la Tabla 4 la procedencia del agua recibida.

Tabla 4. Procedencia del agua recibida

Procedencia principal del agua recibida	Casos	%
De red pública	52.010	81,06%
De pozo	6.631	10,34%
Canal	311	0,48%
De carro repartidor	4.420	6,89%
Otro (Agua lluvia/albarrada)	788	1,23%
Total	64.160	100,00%

Fuente: Elaboración propia

Dado que el 81,06 % de los hogares tienen acceso a la red de agua potable, se identificó un déficit del 18,94 %, lo que significa que 12.150 hogares carecen de acceso. Este déficit se concentra principalmente en las áreas urbanas periféricas y en las zonas rurales donde

hay asentamientos. Estos datos apenas difieren de los actuales, según lo informado por la Empresa Pública Aguas Machala EP, que reporta una cobertura del sistema de agua potable del 81,05 %, teniendo en cuenta el crecimiento de la ciudad. (Instituto Nacional de Estadísticas y Censos, 2023)

1.1.4. Ordenamiento territorial

El ordenamiento territorial implica la aplicación de diversos métodos por parte del sector público con el fin de lograr una distribución más efectiva de la población en un área geográfica específica. Este proceso se fundamenta en la aplicación de principios científicos, técnicas administrativas y políticas estratégicas orientadas hacia la gestión del desarrollo territorial.

En los municipios, el ordenamiento territorial tiene como meta la distribución equitativa del territorio para facilitar oportunidades de desarrollo eficientes. Para alcanzar estos objetivos, las autoridades pertinentes suelen establecer un plan espacial o de desarrollo territorial, con el propósito de asegurar la calidad de vida tanto de las generaciones actuales como de las futuras. (Avendaño-Leadem et al., 2019)

1.1.5. Hidrografia

1.1.5.1. Cuencas y cuerpos de agua existentes

En la Tabla 5 a continuación, se muestran las cuencas y subcuencas hidrográficas de la ciudad de Machala, junto con su área y el porcentaje que representan en comparación con la superficie total del cantón.

Tabla 5. Cuencas y subcuencas hidrográficas del cantón Machala

CUENCA	SUBCUENCA	ÁREA (HA)	%
Rio Jubones	Drenajes Menores	11.960,28	32,1
Estero Guajabal	Estero Guajabal	13.429,70	36
Rio Santa Rosa	Río Santa Rosa	11.885,25	31,9
	Río Motuche		
	Río Buenavista		
TOTAL		37.275,23	100

Fuente: Elaboración propia

El 36,06 % de la extensión total de la ciudad de Machala, que equivale a 13.429 hectáreas, se localiza en la Cuenca del Estero Guajabal, situada en la región central del cantón. Esta

área incluye sitios como Los Ceibales, Nuevo Pajonal, Corralitos, Cañas Viejas, Km 15, San Luis, el Sur de Machala y la Unión. Por otro lado, al norte del cantón, donde se encuentran lugares como La Primavera, El Limón, La Iberia, El Portón y la parte norte de Machala, se sitúan en las subcuencas y cuenca del Río Jubones, con una extensión de 11.960 hectáreas, representando el 32,09 % del territorio cantonal. En la zona sur del cantón, se encuentran las subcuencas de los ríos Santa Rosa, Buenavista y Motuche, todas ellas parten de la cuenca del río Santa Rosa, cubriendo una superficie de 11.885 hectáreas, equivalente al 31,89 % del área total del cantón. Entre los poblados que forman parte de esta área se encuentran La María, La Y del Enano, San José, El Retiro, El Recreo y Motuche, así como Guarumal, entre otros. (Alcaldia de Machala, 2021)

1.1.6. Topografía

Ahora nos enfocaremos en las características físicas de la superficie terrestre del Cantón Machala, las cuales están influenciadas por factores climáticos. La evaluación de este aspecto es crucial para comprender las condiciones de drenaje, erosión y deslizamientos, que a su vez moldean la topografía de la región, por lo cual en la Tabla 6 a continuación se muestra la geomorfología de la ciudad de Machala.

Tabla 6. Geomorfología de la ciudad de Machala

GEOMORFOLOGÍA	ÁREA (HA)	%
Llanuras aluviales de depositación	30.875,31	82,83
Nivel aluvial alto	442,09	1,19
Terraza baja	60,14	0,16
Terraza indiferenciada	424,36	1,14
Zonas urbanas	3.694,59	9,91
Cuerpos de agua	1.778,74	4,77
TOTAL	37.275,23	100

Fuente: Elaboración propia

1.1.7. Uso del suelo

En tiempos recientes, se han observado cambios en el uso del suelo debido a la construcción de viviendas, edificios y la apertura de carreteras, entre otros desarrollos. Este crecimiento se ha vuelto una tendencia global, caracterizada por su rapidez y dificultad de control. Ciudades como Quito y Guayaquil son ejemplos destacados de este

fenómeno, con un constante flujo urbano. El problema asociado con la expansión de los asentamientos humanos radica en que el 90% de las nuevas construcciones tienden a extenderse horizontalmente, mientras que solo el 9,99% de las viviendas en el cantón se desarrollan verticalmente, ya sea en casas o edificios.(Figueroa José Eduardo et al., 2022)

En la Tabla 7 siguiente se detallará la cobertura de vegetación natural y áreas dedicadas a la agricultura y ganadería en la ciudad de Machala. Destacan principalmente los pastizales, los cultivos de banano, cacao y diversas frutas, así como las áreas destinadas a la acuicultura de camarones.

Tabla 7. Uso del suelo del cantón Machala

COBERTURA Y USO DEL SUELO	**2000**		**2008**		**2011**	
	ÁREA (HA)	%	ÁREA (HA)	%	ÁREA (HA)	%
Arbórea/arbustiva	3.488,03	9,36	3.252,90	8,73	4.011,44	10,8
Camaroneras	7.914,59	21,2	9.160,17	24,6	8.236,66	22,1
Cuerpos de agua	1.778,74	4,77	1.778,74	4,77	1.778,74	4,77
Otras tierras	542,05	1,45	459,09	1,23	0	0
Tierras agropecuarias	18.755,50	50,3	19.890,86	53,4	19.452,81	52,2
Vegetación arbustiva y herbácea	2.943,23	7,9	89,93	0,24	0	0
Áreas urbanas	1.853,09	4,97	2.643,54	7,09	3.795,58	10,2
TOTAL	**37.275,23**	**100**	**37.275,23**	**100**	**37.275,23**	**100**

Fuente: Elaboración propia

1.1.8. Geología

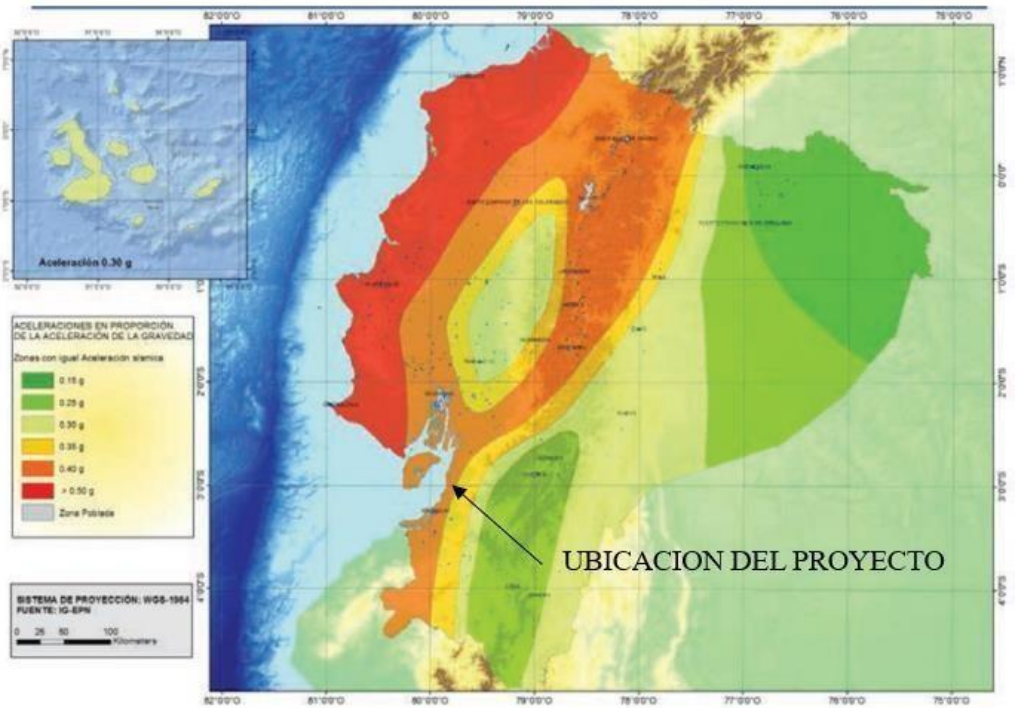
La zona analizada se encuentra al Sur de la República del Ecuador, con un área aproximada de 8228 km^2, situada entre las latitudes 3°20’S y 4°00’S. Incluye gran parte de la provincia de El Oro, el sur de Azuay, la zona norte de Loja y la parte nor-occidental de Zamora

1.1.9. Amenaza sísmica

Para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de

la gravedad. El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor dezona Z, de acuerdo el mapa de la Figura

Ilustración 2. Zonificación sísmica



Fuente: NEC Peligro sísmico diseño sismo resistente

El mapa de zonificación sísmica para propósitos de diseño se deriva del análisis de riesgo sísmico para un nivel de probabilidad del 10% en un período de 50 años (equivalente a un período de retorno de 475 años). Este análisis implica la consideración de valores de aceleración sísmica en roca que alcanzan una intensidad de 0.50 g, los cuales son característicos de la Zona VI en el litoral ecuatoriano. (NEC, 2015)

1.1.10. Fallas geológicas

La ciudad de Machala está situada en una región catalogada como de alta actividad sísmica, lo que implica una probabilidad elevada de ocurrencia de sismos. (SECRETARIA NACIONAL DE PLANIFICACIÓN, 2010)

A continuación, se detallará en la Tabla 8 la susceptibilidad a los movimientos en masa en el Cantón Machala, así como su extensión y el porcentaje en relación con el área total.

Tabla 8. Movimiento en masa – Susceptibilidad cantón Machala

DESCRIPCIÓN	ÁREA (ha)	%
Susceptibilidad Baja a Nula	18.452,06	49,50
Susceptibilidad Media	1.555,06	4,17
Susceptibilidad Muy baja	15.488,98	41,55
Cuerpos de Agua	1.778,74	4,77

Fuente: Elaboración propia

1.1.11. Riesgos hidrológicos

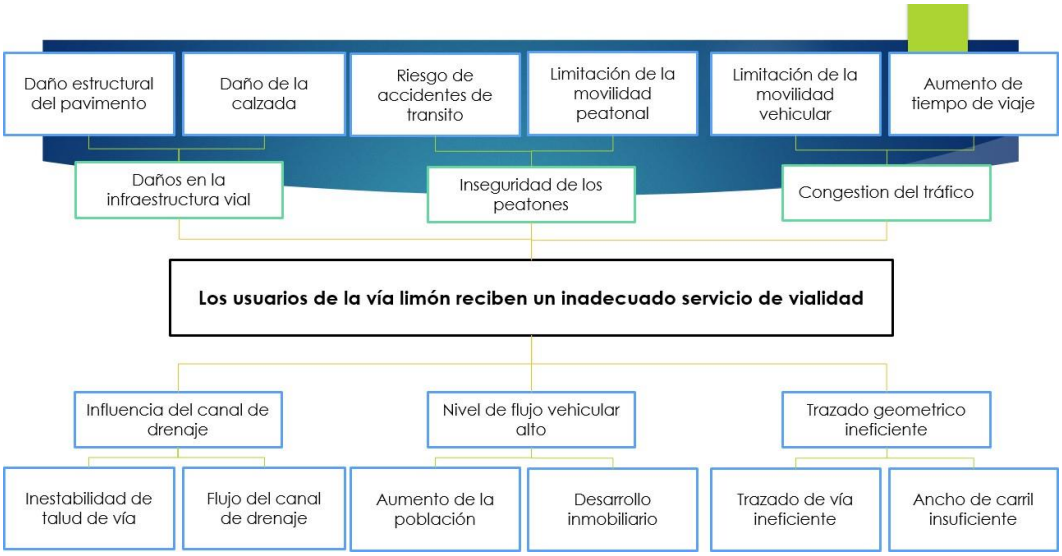
La ciudad de Machala experimenta una tasa de pérdida del 51,92% en su red de suministro de agua potable. De los 3.952 m3/hora destinados al consumo, solo 1.900,12 m3/hora están disponibles para la población, mientras que los restantes 2.051,88 m3/hora se pierden durante la distribución. Aunque la calidad del agua, proveniente mayormente de pozos subterráneos (87% del suministro), cumple con los estándares legales, se suspendió el bombeo de un pozo debido al exceso de arsénico.

Es relevante mencionar que las aguas subterráneas suelen contener hierro, manganeso y arsénico. El contacto prolongado de estos minerales con el agua puede aumentar naturalmente los niveles de arsénico. Actualmente, el abastecimiento de agua en la ciudad proviene principalmente de 20 pozos, que suministran aproximadamente 2.513 m3/hora a la población urbana. No obstante, el suministro de la Planta de La Esperanza (36,3% del total) está en riesgo debido a la deforestación y erosión en la cuenca del Río Casacay, lo que provoca la pérdida de calidad del suelo en las áreas altas del Cantón Pasaje y el arrastre de sedimentos hacia los cauces hídricos de Machala. Estos fenómenos contribuyen a la disminución tanto en la calidad como en la cantidad de agua disponible para la población urbana de Machala. (Empresa Pública Municipal Aguas Machala, 2020)

1.2. Descripción de la situación problemática (Causas y efectos)

1.2.1. Árbol de problemas

Ilustración 3. Árbol del problema



Fuente: Elaboración propia

La primera causa se centra en la influencia que tiene el canal de drenaje "El macho" el cual se encuentra al lado de la vía Limón, en este contexto teniendo en cuenta que las carreteras son propensas a deslizamientos de masas de su talud se debe tener en cuenta que la presencia de agua en el mismo tiende a disminuir la resistencia del terreno, aumenta la carga de materiales y también provocan erosión en la zona. El colapso del talud como resultado de la erosión del suelo provoca daños en la infraestructura vial lo cual conlleva a la interrupción de las actividades cotidianas de los conductores y peatones. (J. Briceño et al., 2023)

La segunda causa se relaciona con el nivel del flujo vehicular el cual en las carreteras es un fenómeno bastante frecuente en zonas urbanas de gran concentración, esto debido al incremento que se ha dado en la población. (Godoy-Pérez et al., 2020). El que se congestionen vehículos en este tramo da conocimiento de que la capacidad de la vía es insuficiente, por tal se necesita brindar opciones para que esta problemática pueda tener una solución viable y de una calidad de vida digna para los habitantes del sector.

La tercera causa a analizar tiene que ver con un trazado geométrico insuficiente en la vía, al momento de realizar un diseño de vía se debe ejecutar una aproximación que permita identificar los factores de riesgo que se presentan en las vías. Debido a que diversos profesionales se han interesado en que estas infraestructuras se encuentren óptimas para el uso de conductores se han adoptado nuevas tecnologías que con el pasar de los años han surgido con el único fin de actualizarse y seguir a la vanguardia de grandes países

logrando que la infraestructura vial no sea ineficiente ya que esto trae consigo afecciones negativas en la economía local por ende los usuarios sufren las consecuencias. (Bobermin et al., 2021)

La problemática central se basa en el inadecuado servicio de vialidad que se presenta en la Vía limón, debido a la falta de mantenimiento vial adecuado los efectos adversos son muy claros, siendo de gran preocupación la eficiencia del transporte público y privado, así también la seguridad de los usuarios. Es importante tener en cuenta que la falta de mantenimiento de las vías de comunicación tiene un aspecto negativo en el desarrollo integral de las comunidades. Por lo tanto, es necesario tomar en consideración el tema y trabajar para disminuir el impacto negativo de esta problemática tan grave que tiene presencia en la ciudad de Machala. (González Silva et al., 2023)

1.3. Formulación del problema

1.3.1. Hipótesis

Analizar la inestabilidad de talud en la vía Limón ubicada en la ciudad de Machala, al sur-oeste en la provincia de El Oro.

1.3.2. Problema central

¿Los usuarios de la vía limón ubicada en la ciudad de Machala perteneciente a la provincia de El Oro reciben un inadecuado servicio de vialidad?

1.3.3. Problemas complementarios

- **1er. Problema complementario**

¿Qué métodos pertinentes se usarán para un estudio técnico especializado del tramo de la vía Limón ubicada en la ciudad de Machala perteneciente a la provincia de El Oro que permita brindar un mejor servicio de vialidad?

- **2do. Problema complementario**

¿En qué condiciones se encuentra actualmente la vía Limón ubicada en la ciudad de Machala perteneciente a la provincia de El Oro?

- **3er. Problema complementario**

¿Qué alternativas existen para mitigar el impacto de la inestabilidad de taludes de la vía Limón ubicada en la ciudad de Machala perteneciente a la provincia de El Oro?

1.4. Justificación

El presente trabajo se encuentra fundamentado en una investigación bibliográfica, la cual se centra en el análisis de artículos científicos, tesis de maestría, y documentos certificados de la ciudad de Machala. Con la finalidad de justificar la información obtenida relacionada a los muros de contención para infraestructura vial urbana en la ciudad de Machala.

Machala es una ciudad que cuenta con varios canales de drenaje, por lo que las vías de las zonas urbanas que se encuentran aledaños a dichos canales están expuestas a afecciones por el deslave del talud. Estas afecciones están relacionadas con el deterioro de la infraestructura vial ya que las vías sirven de conexión para el desplazamiento de vehículos y personas, entre otros.

La presencia de precipitaciones fuertes en temporada de invierno, dan lugar a una mayor presencia de erosión del suelo debido a la creciente del caudal del canal de drenaje el macho, lo cual conlleva a las afecciones ya antes mencionadas. De esta manera las personas afectadas debido a la inestabilidad del talud aumentan ya que hay una gran cantidad de comerciantes que transitan por este lugar, por esto es de suma importancia proponer alternativas que traten de mitigar esta problemática y tengan en cuenta el sistema hidrológico y las características físicas de la zona estudiada.

En este contexto, se tiene la necesidad de proponer medidas sostenibles que permitan brindar soluciones a la inestabilidad de talud de la vía Limón en la ciudad de Machala. Para lo cual se plantea el análisis estructural de muros de contención, con la finalidad de mitigar el impacto que conlleva en las infraestructuras vial urbanas y por ende reducir la vulnerabilidad en temporada invernal. Además, los muros de contención aportan la capacidad de mejorar la gestión de carreteras mejorando así la movilidad y la calidad de vida de las personas.

El motivo por el cual se realizó esta investigación es para poder obtener mi título de ingeniera civil en la Universidad Técnica de Machala, para poder ejercer libremente mi profesión y con la misma pretendo poner en alto la institución que me instruyo por este largo camino de mi carrera universitaria.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo general

Proponer un modelo de muro de contención en voladizo mediante criterios técnicos para reducir la inestabilidad de taludes de la carretera de la vía limón ubicada en la ciudad de Machala.

1.5.2. Objetivos Específicos

- Identificar los métodos para realizar un estudio técnico especializado en el tramo de la vía limón a partir de investigaciones bibliográficas, determinando los efectos de la inestabilidad de taludes en la seguridad de los usuarios.
- Proponer un diseño de muro de contención en voladizo que permita la estabilización de taludes y seguridad estructural del muro en La vía Limón ubicada en la ciudad de Machala perteneciente a la provincia de El Oro.
- Elaborar un informe que presente los resultados del análisis estructural de muros de contención y el modelado de un muro de contención en voladizo mediante el método de elementos finitos, con aplicación en la infraestructura vial urbana de la ciudad de Machala.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2. Antecedentes

2.1. Antecedentes contextuales

MACRO

INVESTIGACIÓN DE DISEÑOS ÓPTIMOS PARA MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO EN VOLADIZO EN DIFERENTES TIPOS DE SUELOS

En el estudio realizado por Uray, Carbas, Erkan & Olgun se emplearon algoritmos como el de colonias de abejas artificiales para realizar el diseño de muros de contención. Se tomaron en cuenta limitaciones de diseño relacionadas con la estabilidad, como los factores de seguridad contra el deslizamiento, vuelco y capacidad de carga, así como varios aspectos geométricos asociados a las características propias del muro. Se evaluó el impacto de la presencia de la clave en el diseño de los muros sobre la función objetivo, considerando las propiedades variables de los suelos de cimentación y relleno. La función objetivo en el análisis de optimización fue el hormigón del muro, se realizaron análisis basados en diferentes variables de diseño discretas. Como resultado, se obtuvieron diseños óptimos de muros de contención en voladizo de hormigón que cumplen con las restricciones de estabilidad y geometría para diversos tipos de suelos. (Uray et al., 2020)

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE UN TALUD CONSIDERANDO DOS PROCESOS DE REFUERZO

El análisis de estabilidad de taludes es un factor importante para lograr la estabilización del mismo y brindar seguridad a carreteras por lo cual los autores Chen, Li, Ma, Fu & Du introducen un método sistemático para evaluar y garantizar la seguridad de los taludes, centrándose específicamente en un talud reforzado dos veces con pilotes y un muro de contención, seguido de un rejuntado poroso perforado con tubos de acero. Los autores examinan la estabilidad del talud en distintas etapas de su refuerzo, realizan cálculos de factores de seguridad, identifican superficies de deslizamiento y mecanismos de fallo, finalizan analizando el fenómeno de daño del refuerzo primario. Además, proponen un nuevo enfoque cuantitativo basado en el monitoreo de los datos de desplazamiento para predecir el tiempo de fallo del talud sin necesidad de reforzarlo aún más. El artículo presenta los resultados del análisis de estabilidad de un talud en una zona minera de carbón que había sido reforzado dos veces, principalmente con pilotes y un muro de

contención, seguido de un rejuntado poroso perforado con tubos de acero. Se calcularon los factores de seguridad y se identificaron las superficies de deslizamiento y los mecanismos de fallo del refuerzo primario. (Chen et al., 2020)

EL ESTUDIO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL DISEÑO DE VARIACIÓN DE MUROS DE CONTENCIÓN CONVENCIONALES EN PENDIENTE VERTICAL

El estudio de los muros de contención gravitacionales convencionales presentes en pendientes verticales, es una evaluación importarte de realizar ya que pretende examinar su estabilidad con el fin de establecer una relación cercana entre el peso y la estabilidad de la estructura. Teniendo en cuenta que el diseño del muro se basa en el peso del mismo, se realiza un proceso de prueba y error. Los resultados de la investigación realizada por Undayani, Moh & Hermanto , revelan que tanto el tamaño como la configuración del muro de contención tienen un impacto importante al momento de su diseño. Los muros de contención de grandes dimensiones y los que tienen paredes inclinadas en la parte frontal tienden a presentar factores de seguridad de mayor cantidad, lo que deriva a una mayor resistencia ante posibles deslizamientos de tierra en pendientes verticales de gran inclinación. (Undayani et al., 2020)

ANÁLISIS COMPARATIVO DE ESTABILIDAD EN TALUDES UTILIZANDO MÉTODOS COMPROBADOS Y MODELOS NUMÉRICOS DE SIMULACIÓN

En la actualidad existen varias herramientas que permiten realizar una evaluación de la estabilidad de taludes de manera profesional y certeras en este caso se destacaran los métodos tradicionales que se centran específicamente en el método de equilibrio limite (MEL) para este estudio se usaran softwares como Fellenius 1963, Bishop 1955, Janbu 1954, así también se presentaran modelos numéricos de simulación para cual se usaran softwares como Slide y Plaxis V.8. Según el artículo realizado por Briceño, Muñoz, Zea, Belandria, León & Verjel mediante la aplicación de todas estas herramientas mencionadas con anterioridad se podrán obtener resultados como el factor de seguridad, que permite identificar que método es el apropiado para proponer un diseño viable. Una vez que todas estas metodologías nos brinden el resultado deseado se pretende escoger el factor de seguridad que asegure la estabilidad y la integridad del talud. (J. Briceño et al., 2021). Ciertamente el uso de modelos numéricos brinda una ventaja ya que permite realizar el análisis con mayor rapidez, y también se pueden examinar múltiples aspectos

simultáneamente, como lo son las deformaciones laterales y la manera en que se van a distribuir los esfuerzos,

MESO

ASENTAMIENTOS EN FUNDACIONES CONTINUAS CON MODELOS NUMÉRICOS DE SIMULACIÓN CON ELEMENTOS FINITOS

Los autores Briceño, Uzcátegui, Belandria, León & Verjel proponen realizar un estudio de los asentamientos en fundaciones continuas con modelos numéricos de simulación con elementos finitos, teniendo en cuenta que el análisis de los asentamientos elásticos y la capacidad de carga en fundaciones aisladas puede llevarse a cabo a través de dos metodologías confiables, una de estas se basa en métodos tradicionales y la otra en métodos numéricos de simulación como ya se mencionó anteriormente, una ventaja que puede existir entre ambos métodos si nos centramos en los modelos numéricos es que tienden a brindar resultados de manera más rápida. Al realizar este estudio se pretende conocer una estimación de asentamientos elásticos y la capacidad de carga que tiene el suelo, en distintos perfiles de suelo a analizar. (J. Briceño et al., 2020). Este estudio resulta de gran relevancia para el análisis que se pretende realizar, ya que al hablar de suelos debemos tener en cuenta que existe una gran variedad de los mismos y no todas las estructuras van a actuar de la misma manera en cada uno de ellos, por tal el diseño debe ser óptimo para que logre funcionar dentro de las características propias de la zona estudiada.

EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD EN MURO CICLÓPEO Y VOLADIZO UTILIZANDO MODELOS NUMÉRICOS

Al revisar el trabajo que realizo Matos, Brinceño, Belandria & León, se observó que existe gran importancia en examinar la estabilidad externa en diferentes modelos de muros de concreto modelados en programas que pretenden simular la manera en la que actúa la estructura, estos incluyen los muros ciclópeos en voladizo, tomando en cuenta varios factores como la “cohesión del suelo de relleno, el empuje pasivo generado por el suelo delante del muro, el análisis sísmico, las condiciones de contorno, la carga vehicular y la geometría de los muros, lo que conduce a una variedad de casos de estudio”, Estos escenarios surgen al tener en consideración la cohesión, el empuje pasivo y el análisis sísmicos, al considerar los puntos antes mencionados se realiza el diseño de muro con un

factor de seguridad mínimo de 1.50, hay que tener en cuenta que esta cantidad se puede modificar ya que se pretende hallar un valor que brinde estabilidad y ahorro al momento de su elaboración en la vida real. (Matos et al., 2022)

USO DE MODELADO 2D Y 3D PARA EVALUAR EL ESTADO TENSIÓN-DEFORMACIÓN DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONFIGURACIONES COMPLEJAS

En el estudio realizado por (Bondareva, Nosenk & Malaman PLAXIS 3D permitió analizar el estado de tensión-deformación (SSS) en sistemas complejos como el "macizo de suelo - estructuras de contención" bajo configuraciones tridimensionales. A diferencia del modelado 2D, PLAXIS 3D puede considerar la rigidez espacial de las estructuras, lo cual brinda mayor precisión en proyectos con geometrías complejas, como fosos de cimentación con muros de contención flexibles. Aunque el análisis tridimensional requiere más tiempo y recursos computacionales, resulta crucial para optimizar el diseño y prever con mayor detalle desplazamientos y esfuerzos en diferentes etapas constructivas. De este modo, PLAXIS 3D permite evaluar de manera integral la estabilidad del talud y seleccionar refuerzos más eficientes, logrando un diseño estructural más confiable en obras civiles. (Bondareva et al., 2022)

MICRO

DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN CON HORMIGÓN ARMADO AL MARGEN DERECHO DEL ESTERO PALOYA DIAGONAL AL TERMINAL TERRESTRE-JIPIJAPA

El trabajo realizado por Peralta Delgado & Bowen propone una estructura que se ha diseñado siguiendo los parámetros y criterios establecidos en el American Concrete Institute 318S-08, la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11 y las especificaciones del método de diseño por factores de carga y resistencia sus siglas en inglés (LRFD). El cálculo de la estructura se llevó a cabo usando métodos de resistencia última y mayoración de esfuerzos y cargas, los cuales fueron aplicados en el diseño de las zapatas y los muros (que funcionan como vigas empotradas). Los aspectos más importantes de este trabajo incluyen el uso de Hormigón Simple Clase "B" con una resistencia característica a la compresión de 210 kg/cm2 para los muros, y Acero de refuerzo con una resistencia de fluencia de 4200 kg/cm2 para los mismos muros, lo que

en conjunto representa el 82.02% del proyecto. (Peralta Delgado & Bowen, 2019). Gracias a este trabajo se puede tener una idea de lo que se pretende realizar puesto que nos estamos enfrentando a este estudio que se realizó en Ecuador, siendo que nuestro país tiene características climáticas cambiantes y además que se realizó en la costa del país se pueden analizar ciertas características que pueden ser de gran ayuda para mi diseño.

2.2. Antecedentes históricos

La investigación del comportamiento sísmico de los muros de contención es crucial para garantizar un diseño seguro y comprender cómo la respuesta del suelo afecta el movimiento de la estructura. Los muros de contención, siendo estructuras relativamente rígidas, se emplean para resistir lateralmente la presión del suelo. (Patil & Waghmare, 2022)

En el transcurso de los años, el análisis estructural de muros de contención en voladizo para infraestructuras vial urbana ha adquirido una relevancia significativa en el ámbito de la ingeniería civil. Este tema es particularmente crucial considerando el constante crecimiento demográfico de las ciudades, especialmente en lugares como Machala, situada en la costa ecuatoriana. El estudio de este tema es de vital importancia dado que la expansión urbana continúa sin pausa, y las infraestructuras viales deben mantenerse en óptimas condiciones para satisfacer las necesidades de la población.

Gracias a los avances tecnológicos, se han desarrollado diversos softwares que permiten crear modelos de muros de contención con mayor eficacia. Estas herramientas proporcionan la información necesaria para determinar el diseño adecuado para cada área de estudio. Es importante destacar que cada zona presenta sus propias particularidades, ya sea en términos de calidad del suelo o condiciones climáticas, lo que influye en las variaciones de los estudios realizados.

En el caso concreto de Machala, se enfrenta a diversos desafíos vinculados a su topografía, la naturaleza del suelo y las condiciones climáticas. Estas circunstancias han motivado el desarrollo de técnicas especializadas que posibiliten un análisis más detallado de los muros de contención adaptados a las características particulares de esta región. (Condori Choque & Torres, 2022)

El estudio realizado por Mamani & Rivera se puede apreciar que se realizó un análisis y modelamiento de un muro de contención debido a que en la carretera estudiada debido a

que se presenta una falla geológica ocurren deslizamientos de tierra lo cual provoca incomunicación y pérdidas humanas (Mamani & Rivera, 2018), por lo cual tomare de ejemplo este trabajo para realizar mi investigación.

2.3. Antecedentes conceptuales

2.3.1. Cargas aplicadas

Los muros de contención de hormigón armado están diseñados para cumplir con la función de resistir fuerzas laterales que son generadas por masa retenida, aunque también se tiene en cuenta las cargas sísmicas. La determinación de que tipo de cargas aplicar para lograr un diseño optimo depende de varios factores, como la característica propia del lugar de estudio, la función que cumplirá el muro, las condiciones del canal de drenaje, la durabilidad y los límites de servicio. Los límites y el factor de seguridad se encuentran establecidos por normas y códigos de construcción. (Shakeel et al., 2022)

Así mismo se deberán tener en cuenta las cargas verticales ya que los muros están asociados a esta ya que afectan su estructura, en términos generales las cargas sísmicas y ambientales cumplen un papel crucial al momento de determinar el muro a diseñar. Estas cargas si se encuentran bien determinadas aseguran la integridad de la estructura. (Yong et al., 2021)

Teniendo en cuenta la investigación de (Juneja & Sharma) se puede apreciar cómo actúan cierto tipo de zapatas en el software plaxis 3D se tomó en consideración este estudio ya que para el presente trabajo se optó por una zapara del tipo rectangular. (Juneja & Sharma, 2022)

2.3.2. Método de análisis

Tomando en cuenta el estudio realizado por Dyson & Tolooiyan se asume que el método de elementos finitos es uno de los más factibles para este análisis, el cual proporciona una gran gama de respuestas para los distintos problemas planteados. Esto incluye la obtención de desplazamientos y tensiones en los elementos estructurales y en el suelo circundante. También se usará un software que permite obtención de datos de manera rápida como lo es el Plaxis 3D, la distinción principal entre ambos métodos radica en la incorporación del comportamiento elastoplástico del suelo en el modelo y la adición de un análisis de tiempo-historia. Esta diferencia facilita la observación del papel que desempeñan estas variables en el diseño práctico de muros de hormigón armado.

Mediante diversas comparaciones de resultados, se identifican las variables más sensibles a los factores que garantizan la estabilidad del sistema. (Dyson & Tolooiyan, 2018)

Existen estudios como los de (Hemeda) el cual se centra en el análisis de subsuelo de estructuras subterráneas en el programa PLAXIS 3D lo cual nos da una idea de cómo se comportará la estructura que se está analizando en este caso, por ende, se deben tomar en consideración ciertos aspectos mostrados en este trabajo. (Hemeda, 2022)

2.3.3. Mecánica del suelo

La mecánica de suelos pretende determinar la distribución de presión lateral que el suelo ejerce sobre un muro de contención para asegurar un diseño adecuado. A menudo, se supone que la distribución es lineal, pero con el pasar del tiempo varios investigadores han demostrado que la forma de distribución varía según la cinemática del muro. La complejidad de la cinemática del muro puede aumentar cuando se combinan dos o más movimientos elementales, lo que presenta un problema sin resolver hasta la fecha. Además, la naturaleza del suelo agrega cierta capacidad adicional de complicación al momento de la distribución de la presión lateral, ya que debido a la naturaleza de los suelos pueden arquearse. (Cahuana Ayala & Yanqui Murillo, 2019)

2.3.4. Factor de seguridad

La estabilidad de una pendiente se suele evaluar mediante el factor de seguridad, que representa la relación entre las fuerzas pasivas (o momentos) y las fuerzas activas (momentos) que actúan sobre la pendiente. Cuando las fuerzas pasivas superan a las activas (es decir, el factor de seguridad es mayor que 1), se considera que la pendiente es estable. Por otro lado, si el valor del factor de seguridad es inferior a 1, se considera que la pendiente es inestable y que existe la posibilidad de movimiento de la misma, lo que implica un proceso geodinámico en el que los materiales de la pendiente se desplazan debido a la gravedad. (Arqueñiva & Romero, 2021)

2.3.5. Erosión de suelos

El cambio climático de define como uno de los principales retos globales de nuestro tiempo. En paralelo, se proyecta un continuo proceso de urbanización en todas las regiones del mundo. Como resultado, los desafíos del desarrollo sostenible se centrarán cada vez más en las ciudades, donde el crecimiento demográfico y los efectos del cambio climático presentan escenarios complejos. Especialmente, los responsables de la gestión

del agua se verán confrontados con fenómenos meteorológicos que intensificarán las precipitaciones, incrementando así el riesgo de inundaciones urbanas. (Iliadis et al., 2024)

2.3.6. Inestabilidad de talud

Según Cano & Vergara inestabilidad del talud dificulta la transpirabilidad vehicular en carreteras de gran importancia por ende se pretende proporcionar una alternativa que permita mitigar los efectos negativos que están presentes. (Cano & Vergara, 2023)

Mediante la investigación de Vega & Velásquez se supo que la inestabilidad de talud provocado por el nivel de saturación alto de agua que se presentan en superficies en donde el suelo posee un alto grado de porosidad se involucran mecanismo físicos, así mismo se debe considerar la pendiente que tenga la superficie, el objeto de su investigación fue reunir datos para poder describir los factores condicionales ante un posible desprendimiento de masa en el talud de tal manera que se puedan brindar medidas necesarias para la estabilización del mismos. (Vega Laguna & Velásquez Espinoza, 2020)

A partir de la investigación de (Zhao & You) se pudo definir que en materiales arcillosos el exceso de agua presente en el mismo reduce la resistencia al corte y por ende puede causar flujo platico, en este caso debido a que el tipo de suelo en el que se llevó a cabo la investigación es del tipo arcilloso se puede generar una zona de saturación que debilita la cohesión del material. (Zhao & You, 2020)

2.3.7. Muros de contención en materiales arcillosos

Los muros de contención son construcciones destinadas a contener masas en una pendiente. Usualmente, están diseñados para soportar cargas estáticas, aunque en el caso de infraestructuras viales, las fuerzas dinámicas generadas por los vehículos de deben tener en cuenta. Por lo cual, es natural que estas estructuras sean diseñadas con un factor de seguridad mayor al requerido, dado que resulta desafiante calcular con precisión las tensiones dinámicas esperadas durante el periodo de diseño. (Feng et al., 2023)

2.3.8. Canales de drenaje

Un correcto diseño de canal de drenaje es crucial para garantizar la integridad de las carreteras. Las alcantarillas desempeñan un papel fundamental, ya que no solo permiten el paso del agua, sino también el transporte de sedimentos arrastrados por la corriente, tanto en el lecho como en suspensión. Por ende, el diseño sostenible de las alcantarillas

debe facilitar el transporte natural de estos sedimentos, que están asociados con los sistemas fluviales. (Briceño et al., 2021)

La obstrucción de los canales de drenaje representa un riesgo significativo para la estabilidad de la infraestructura vial, ya que si en algún punto los sedimentos se acumulan disminuye la capacidad hidráulica de las alcantarillas, lo cual afecta a su comportamiento teniendo en cuenta que al aumentar el caudal aguas arriba puede llegar hasta 2.3 veces la altura de la alcantarilla y así mismo la velocidad aumentara hasta 3 veces más al contrario de cuando la alcantarilla no este obstruida. (Taha et al., 2020)

2.3.9. Carreteras

Según Rodríguez, Bustos, Cadena & Salazar las carreteras que se encuentran aledañas a canales de drenaje tienden a enfrentar ciertos desafíos particulares debido a la naturaleza de su ubicación, ya que las mismas están constantemente expuestas a la interacción entre el flujo del caudal y el suelo adyacente al mismo. Durante la temporada invernal, es bastante común que el caudal incremente y el agua se acumule en dichos canales, esto se atribuye al diseño del mismo, así mismo la falta de mantenimiento puede provocar la erosión del suelo, esta se encuentra directamente relacionada con la estabilidad de la infraestructura vial por lo cual surge la necesidad de encontrar estrategias que ayuden a minimizar los efectos negativos que se presentan. (Rodríguez-Mejía et al., 2019)

CAPITULO III: METODOLOGÍA

3. Metodología

En este apartado se implementaron tres metodologías: inductiva, deductiva, de campo y aplicativa, con el propósito de obtener una visión integral del problema presente en la vía Limón, específicamente en relación con la inestabilidad del talud y los riesgos asociados al elevado flujo vehicular en la zona. La investigación inductiva permitió generar un razonamiento basado en la observación directa del área de estudio, conduciendo a conclusiones generales orientadas a proponer soluciones al problema. Posteriormente, la investigación deductiva facilitó la obtención de conclusiones específicas mediante la realización de los cálculos correspondientes, los cuales respaldan la propuesta planteada. Finalmente, la investigación de campo proporcionó datos del sitio, permitiendo diseñar una estructura funcional que considere las características geotécnicas del terreno, para luego mediante la investigación aplicativa modelar el muro propuesto.

3.1 Tipo de Investigación

3.1.1 Investigación Inductiva

La investigación inductiva consiste en la revisión exhaustiva de fuentes especializadas, como artículos científicos, revistas técnicas, libros, tesis de maestría y normativas vigentes, relacionadas con el diseño de muros de contención en voladizo, con el fin de garantizar la seguridad estructural, considerando las especificaciones técnicas y los factores de seguridad establecidos. Además, se busca realizar una comparación con proyectos previos, identificando problemas recurrentes y adoptando soluciones basadas en experiencias anteriores. Este enfoque permite extraer conclusiones a partir del análisis contextual y de las condiciones específicas del entorno, lo que contribuye significativamente a fundamentar la propuesta técnica en datos empíricos y experiencias directas del sitio de estudio.

3.1.2 Investigación Deductiva

La investigación deductiva se basa en aplicar principios teóricos generales y leyes estructurales previamente establecidas en casos particulares, bajo este contexto se deben tomar en cuenta los criterios de diseño de muros de contención en voladizo, análisis de estabilidad de taludes y normativas vigentes, como la NEC 2015 y la AASHTO para la clasificación de suelos, a partir de estas premisas se obtendrán ecuaciones para el cálculo de empuje de tierra, factores de seguridad y diferentes métodos de análisis estructural.

3.1.3 Investigación de Campo

A partir de la investigación de campo, se recopilarán datos esenciales para el cálculo del muro de contención en voladizo, ya que se requiere información precisa sobre las propiedades del suelo de fundación y de relleno para desarrollar una propuesta técnica funcional. Además, se obtendrá información detallada sobre el tipo de suelo presente en el área de estudio, lo que permitirá seleccionar los parámetros adecuados para el análisis sísmico del muro. Para garantizar la precisión de estos datos, es fundamental realizar estudios de laboratorio, específicamente ensayos triaxiales, ya que estos proporcionan información clave sobre la resistencia al corte, la cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo, todos elementos críticos para el diseño del muro de contención.

3.1.4 Investigación Aplicativa

En este caso, la investigación aplicativa se orienta a optimizar la estabilidad de los taludes y el diseño del muro de contención en voladizo, integrando tanto conocimientos teóricos como datos de campo, con el objetivo de garantizar la seguridad y eficiencia estructural. Para ello, se utilizará un software de modelado especializado como lo es PLAXIS 3D que permitirá analizar el comportamiento del muro bajo diversas condiciones de carga, evaluando su respuesta ante situaciones críticas y asegurando el cumplimiento de los parámetros de diseño establecidos.

3.2 Descripción de la población

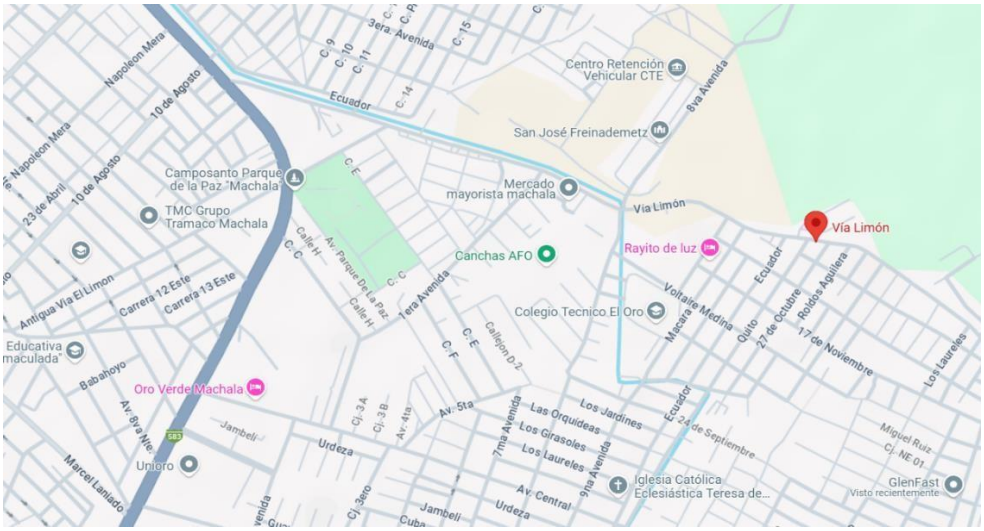
3.2.1 Población

Para el siguiente trabajo, la población serán todas las carreteras en zonas urbanas que se encuentren aledañas a canales de drenaje de la ciudad de Machala que presenten problemas con la inestabilidad de talud y corran el riesgo de colapsar ocasionando daños en la infraestructura urbana.

3.2.2 Muestra

El área de estudio abarca aproximadamente 2.3 km de la vía, iniciando en la intersección de la Av. Edgar Córdova Polo y la vía Limón, frente al establecimiento Tía (coordenadas 617568.98 m E; 9640275.06 m S), y finalizando en la intersección con la Calle 40 NE - Juan Pablo II (coordenadas 619633.54 m E; 9639482.94 m S).

Ilustración 4. Recorrido de la vía



Fuente: Google maps

Tabla 9. Proceso de desarrollo de la investigación

PROCESO	DESCRIPCIÓN
Investigación Inductiva	Observación directa del terreno
	Investigar las normativas ecuatorianas (NEC 2015) y de la AASHTO para muros de contención en voladizo.
	Recopilación de datos mediante la revisión de artículos científicos, revistas técnicas, libros, tesis de maestría y normativas vigentes
Investigación Deductiva	Formulación de premisas generales
	Realización de cálculos estructurales específicos, como dimensionamiento del muro de contención en voladizo, presión de la tierra y evaluación de estabilidad del talud bajo condiciones de carga vehicular y de acción climática.
Investigación de Campo	Recopilación de datos del suelo mediante ensayos triaxiales.
Investigación Aplicativa	Cálculo de las dimensiones del muro mediante el uso de elementos finitos.
	Modelamiento del muro de contención en voladizo mediante el uso del software PLAXIS 3D.

Fuente: Elaboración propia

3.3 Métodos teóricos o empíricos con los materiales utilizados

3.3.1 Materiales y equipo

Tabla 10. Materiales y equipos para ensayos

MATERIALES	
Papel, esferos y lápices	
Flexómetro	
Cinta métrica	
Equipo de protección (EPP)	
Calculadora	

Pala	
Sacos	
EQUIPOS	
Laptop	
Teléfono celular	
Máquina de ensayo de tracción	

Fuente: Elaboración propia

3.4 Ensayos de laboratorio

3.4.1 Capacidad de carga del suelo

La capacidad de carga del suelo se puede expresar como la máxima presión que un terreno puede soportar sin experimentar ningún fallo estructural o asentamientos excesivos que comprometan la estabilidad de la construcción. Bajo este concepto esta terminología es crucial en este trabajo ya que determina la vulnerabilidad y seguridad de los cimientos del muro en voladizo propuesto.

Se debe tener en cuenta que la capacidad de carga depende de diferentes factores como el tipo de suelo, su compactación, la profundidad de los cimientos, las condiciones de humedad entre otros, por ende, una buena evaluación de la capacidad garantizara la vida útil del trabajo.

3.4.1.1. Método de Terzagui

El método de Terzaghi es una de las técnicas más usadas en geotecnia para poder calcular la capacidad de carga de los suelos bajo cimientos superficiales, este método considera diferentes tipos de fallos del suelo, como lo es el deslizamiento y asentamiento, así mismo evalúa la capacidad de carga basándose en tres factores clave: la cohesión del suelo, su peso unitario y la profundidad y forma de la cimentación.

El método de Terzaghi introduce coeficientes de la capacidad de carga que ajustan el cálculo según la forma que tenga la cimentación (rectangular, cuadrada o circular) y las condiciones en las que se encuentra el suelo.

A continuación, se procederá a detallar los cálculos que se tuvieron que llevar a cabo para la determinación de la capacidad de carga del suelo por el método de Terzaghi.

Datos:

Profundidad de desplante, Df (m)	3
Peso volumétrico del suelo, Gm $\left(\frac{ton}{m^3}\right)$	2
Cohesión del suelo, c $\left(\frac{ton}{m^2}\right)$	1
Angulo de fricción interna del suelo, (Fi)	23°
Ancho o radio de cimentación, B o R (m)	1.4

Tipo de suelo, (1 Arcilloso firme) (2 Arcilloso blando) (3 Arenoso)	1
Factor de seguridad, (FS) (3.5/3/2.5)	3

Cálculos y resultados:

Factores dependientes del ángulo de fricción:

Factor de cohesión, Nc	21,75
Factor de sobrecarga, Nq	10,23
Factor de piso, Ng	6

a) Para cimiento continuo

Capacidad de carga ultima, qc:

$$qc = c * Nc + Gm * Df * Nq + 0.5 * Gm * B * Ng$$

$$c * Nc = 21{,}8$$

$$Gm * Df * Nq = 61{,}4$$

$$0.5 * g * B * Ng = 8{,}4$$

$$qc = 91{,}5 \frac{ton}{m^2}$$

Capacidad de carga admisible, qa:

$$qa = \frac{qc}{FS}$$

$$qa = \frac{91{,}5 \frac{ton}{m^2}}{3}$$

$$qa = 30.5 \frac{ton}{m^2}$$

b) Para cimiento cuadrado

$$qc = 1.3 * c * Nc + Gm * Df * Nq + 0.4 * Gm * B * Ng$$

$$1.3 * c * Nc = 28{,}3$$

$$Gm * Df * Nq = 61{,}4$$

$$0.4 * g * B * Ng = 4{,}8$$

$$qc = 94{,}5 \frac{ton}{m^2}$$

Capacidad de carga admisible, qa:

$$qa = \frac{qc}{FS}$$

$$qa = \frac{94{,}5 \frac{ton}{m^2}}{3}$$

$$qa = 31{,}5 \frac{ton}{m^2}$$

c) Para cimiento circular

$$qc = 1.3 * c * Nc + Gm * Df * Nq + 0.6 * Gm * R * Ng$$

$$1.3 * c * Nc = 28{,}3$$

$$Gm * Df * Nq = 61{,}4$$

$$0.6 * g * R * Ng = 7{,}2$$

$$qc = 96{,}9 \frac{ton}{m^2}$$

Capacidad de carga admisible, qa:

$$qa = \frac{qc}{FS}$$

$$qa = \frac{96{,}9 \frac{ton}{m^2}}{3}$$

$$qa = 32{,}3 \frac{ton}{m^2}$$

3.4.2 Ensayo Triaxial

Un ensayo triaxial es una prueba de laboratorio bastante usada en geotecnia que logra determinar las propiedades mecánicas de los suelos, como su resistencia a corte, cohesión y ángulo de fricción interna. Este ensayo permitirá obtener parámetros clave para el

diseño del muro de contención en voladizo, proporcionando una comprensión detallada del comportamiento del suelo bajo distintas condiciones de esfuerzo.

3.4.3 CBR

Mediante el ensayo CBR (California Bearing Ratio) se podrá determinar la capacidad portante del suelo, el cual es un parámetro importante para el diseño estructural de muros de contención en voladizo. Este ensayo es de suma importancia realizarlo en condiciones de suelos saturados y no saturados para capturar el comportamiento mecánico del suelo bajo diversas condiciones de humedad, garantizando así su seguridad de diseño ante posibles variaciones del terreno.

3.4.4 Ensayo de corte directo

El uso del ensayo de corte directo se encuentra destinado a determinar la resistencia de corte de los suelos, proporcionando así parámetros críticos como la cohesión y el ángulo de fricción interna. Teniendo en cuenta la importancia de la estabilidad de estructuras geotecnias cabe destacar que este ensayo es esencial para la misma, ya que permite analizar la capacidad del suelo para resistir esfuerzos cortantes bajo condiciones de carga.

Mediante los resultados obtenidos luego de realizar este ensayo se procederá a realizar la verificación de seguridad de cimientos, taludes y muros de contención en voladizo sometidas a solicitaciones cortantes.

3.4.5 Límites de consistencia

Este ensayo consiste en una serie de pruebas que permiten determinar las propiedades de consistencia del suelo en sus estados plástico y líquido, evaluando parámetros clave como el límite plástico, el límite líquido y el índice de plasticidad. Estos parámetros son fundamentales para clasificar el suelo y comprender su comportamiento bajo diferentes condiciones de humedad, influyendo directamente en la evaluación del desplante y la elección de criterios de diseño adecuados para cimentaciones y otras estructuras geotécnicas.

3.4.6 Granulometría

Este ensayo es ampliamente usado para determinar la distribución granulométrica del suelo, esencial para caracterizar sus propiedades físicas. Este análisis permite identificar la proporción de partículas de diferentes tamaños, desde gravas hasta arcillas, y proporciona información crucial sobre la estructura y comportamiento mecánico del

suelo, incluyendo su cohesión y compacidad, factores determinantes en la evaluación de su capacidad de soporte y estabilidad estructural.

3.5 Método de elementos finitos

El método de elementos finitos (MEF) 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. Al ensamblar y resolver estas ecuaciones en todo el dominio, el MEF permite obtener una aproximación precisa del comportamiento de estructuras y materiales bajo diferentes condiciones de carga y restricción.

3.6 Modelado analítico

El siguiente análisis se basa en el libro Fundamentos de Ingeniería en cimentaciones Braja M. Das.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS	PREGUNTAS DE INVESTIGACIÓN	ACTIVIDAD	MÉTODOS	TÉCNICAS	INTRUMENTO	FUENTE	MEDIO DE VERIFICACIÓN	REFERENCIA
Identificar los métodos para realizar un estudio técnico especializado en el tramo de la vía limón a partir de investigaciones bibliográficas, determinando los efectos de la inestabilidad de taludes en la seguridad de los usuarios.	¿Qué métodos son eficientes para poder llevar a cabo un estudio técnico especializado en la vía Limón ubicada en la ciudad de Machala perteneciente a la provincia de El Oro, para poder determinar los efectos de la inestabilidad de taludes en la seguridad de los moradores del sector a partir de investigaciones bibliográficas y estudios de campo?	Investigar los diferentes métodos existentes para un estudio técnico mediante revisión de artículos de revista y tesis de grado.	Método inductivo y deductivo	Análisis documental	Fichas bibliográficas	Tesis de maestría y Artículos científicos	Marco teórico	(Uray et al., 2020)
								(Chen et al., 2020)
								(Undayani et al., 2020)
		Conocer la naturaleza del proyecto mediante visitas de campo	Método de observación directa	Método de observación directa	Ficha de observación			(J. Briceño et al., 2021)

OBJETIVOS ESPECÍFICOS	PREGUNTAS DE INVESTIGACIÓN	ACTIVIDAD	MÉTODOS	TÉCNICAS	INTRUMENTO	FUENTE	MEDIO DE VERIFICACIÓN	REFERENCIA
Proponer un diseño de muro de contención en voladizo que permita la estabilización de taludes y seguridad estructural del muro en La vía Limón ubicada en la ciudad de Machala perteneciente a la provincia de El Oro.	¿Los usuarios de la vía limón ubicada en la ciudad de Machala perteneciente a la provincia de El Oro reciben un inadecuado servicio de vialidad?	Definir los métodos que permiten evaluar las condiciones de la vía y talud.	Método deductivo	Análisis comparativo	Matriz de ventajas y desventajas	Naturaleza del proyecto	Diseño metodológico	(J. Briceño et al., 2020)
		Evaluar las condiciones del talud	Método experimental	Análisis documental y ensayos de laboratorio	Resultados obtenidos	Resultados de laboratorio	Diseño metodológico	(Matos et al., 2022)
		Análisis de resultados	Método inductivo y deductivo	Análisis documental	Ficha de memoria técnica y planos	Tesis de grado y Artículos científicos	Análisis e interpretación de resultados	(Rosero et al., 2020)

OBJETIVOS ESPECÍFICOS	PREGUNTAS DE INVESTIGACIÓN	ACTIVIDAD	MÉTODOS	TÉCNICAS	INTRUMENTO	FUENTE	MEDIO DE VERIFICACIÓN	REFERENCIA
Elaborar un informe que presente los resultados del análisis estructural de muros de contención y el modelado de un muro de contención en voladizo mediante el método de elementos finitos, con aplicación en la infraestructura vial urbana de la ciudad de Machala.	¿Qué diseño de muro de contención en voladizo es el más óptimo para lograr la estabilidad de talud y poder garantizar la seguridad de la infraestructura vial de la vía Limón ubicada en la ciudad de Machala perteneciente a la provincia de El Oro, considerando las características propias del sector y efectos de las diferentes cargas aplicadas?	Identificar las condiciones del talud	Método inductivo y deductivo	Análisis de contenido	Ficha de memoria técnica y planos	Tesis de grado, Artículos científicos y resultados de laboratorio	Análisis e interpretación de resultados	(Peralta Delgado & Bowen, 2019)
		Definir una propuesta para mejorar el servicio de vialidad	Método deductivo	Análisis comparativo	Matriz de ventajas y desventajas	Tesis de grado, Artículos científicos y resultados de laboratorio	Análisis e interpretación de resultados	
		Enunciar las conclusiones y recomendaciones	Método inductivo y deductivo	Análisis de contenido	Ficha de memoria técnica y planos	Tesis de grado, Artículos científicos y resultados de laboratorio	Conclusiones y recomendaciones	

CAPITULO IV: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

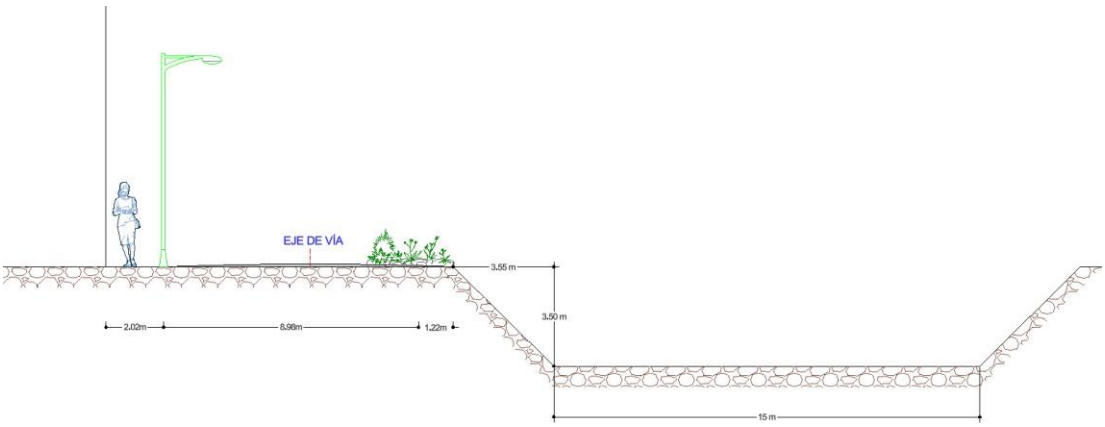
4. Análisis de resultados

Luego de haber definido la zona de estudio del trabajo se tomarán en cuenta las características propias del sector para el análisis y modelamiento del muro de contención en voladizo, mediante la aplicación de estos métodos se observarán los resultados arrojados de los mismos.

4.1 Análisis de muro de contención en voladizo modelo matemático

La vía Limón, localizada en la ciudad de Machala, presenta un alto volumen de tránsito vehicular y peatonal debido a las características socioeconómicas y funcionales del sector. En el tramo analizado, la vía se caracteriza por su discontinuidad longitudinal y variaciones significativas en la topografía. Con base en estas condiciones, se plantea el diseño y análisis de dos tipologías de muros de contención: el primero con una altura de 4 metros y el segundo con una altura de 6 metros, considerando factores como estabilidad, capacidad portante del suelo y las cargas dinámicas inducidas por el tránsito.

Ilustración 5. Estado actual de la vía limón



Fuente: *Elaboración propia*

Tabla 11. Casos de análisis

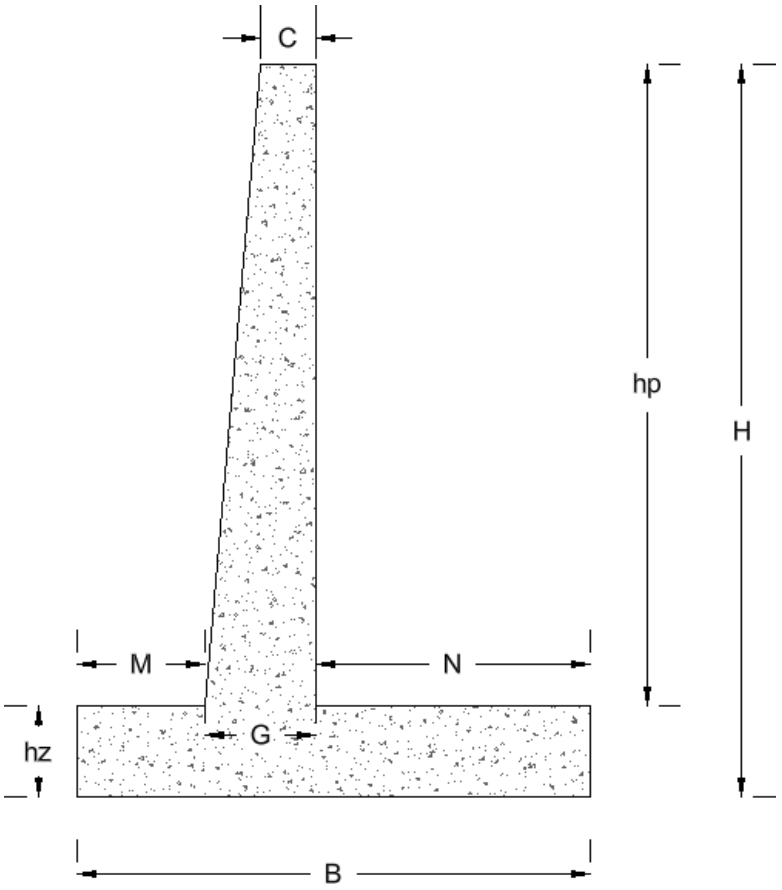
CASO	ALTURA
1	4 m
2	6 m

Fuente: *Elaboración propia*

CASO 1 (MURO DE 4 m)

A continuación, se puede apreciar el dimensionamiento del muro de contención en voladizo en función a su altura:

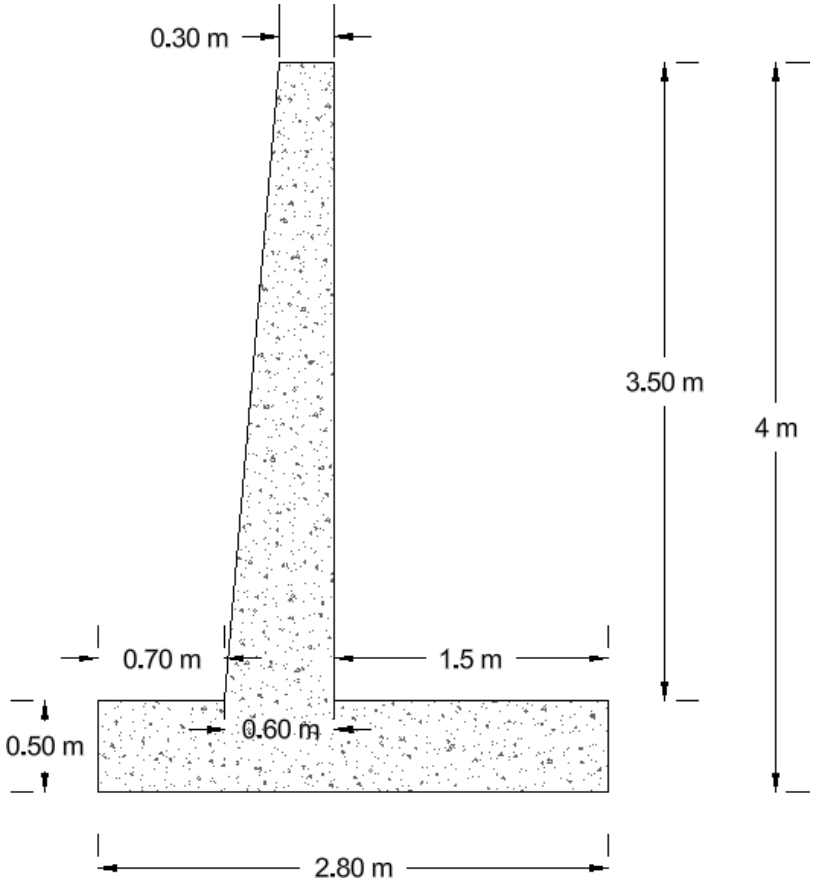
Ilustración 6. Simbología de muro de contención en voladizo (4 metros)



Fuente: *Elaboración propia*

Considerando el dimensionamiento preliminar previamente propuesto, se ajustan las magnitudes de los parámetros estructurales hasta garantizar la estabilidad global del sistema, conforme a los criterios establecidos por el análisis estático y utilizando el método analítico para la verificación de factores de seguridad frente a deslizamiento, volteo y capacidad portante del terreno.

Ilustración 7. Dimensiones de muro de contención en voladizo de H = 4m



Fuente: *Elaboración propia*

Tras definir las dimensiones finales del modelo estructural, se procedió a realizar los cálculos necesarios para verificar, mediante el método analítico, el cumplimiento de los factores de seguridad requeridos. Estos incluyen la evaluación de la estabilidad frente al volteo, el deslizamiento y la capacidad portante del terreno, asegurando que el diseño cumpla con los estándares establecidos en las normativas vigentes.

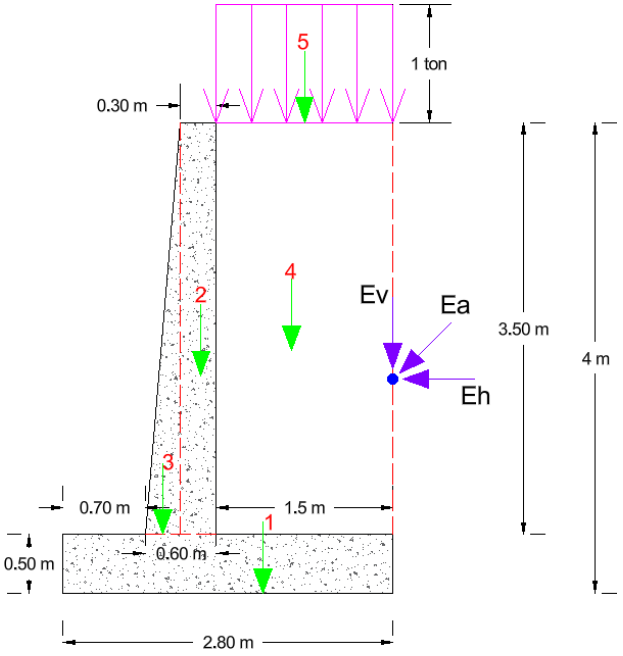
A continuación, se puede observar en la Tabla 12 los resultados de momentos de volteo, momentos estabilizantes y el factor de seguridad mediante el método analítico

Tabla 12. *Resultados del análisis de empuje de tierra*

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MURO (4m)	
CÁLCULO DEL EMPUJE ACTIVO	
Coeficiente activo (Ka)	0.361
Empuje activo (Eah)	5.773 ton/m
Momento empuje activo (Ma)	7.697 ton-m/m
Empuje por sobrecarga (Es)	2.886 ton/m
Momento empuje por sobrecarga (Ms)	5.773 ton-m/m
Empuje total (Et)	8.659 ton/m
Momentos actuantes del suelo (Mas)	13.470 ton/m
CÁLCULO DE LAS FUERZAS VERTICALES ACTUANTES	
Ppmuro de concreto	7.14 ton/m
Momento de peso del muro en x (Mppx)	8.736 ton-m/m
Momento de peso del muro en y (Mppy)	8.610 ton-m/m
Peso de sobrecarga (Ws)	3 ton/m
Momento por la sobrecarga (Ms)	6.150 ton-m/m
Peso del relleno (Wr)	10.50 ton/m
Momento del relleno (Mr)	21.525 ton-m/m
Resultantes de la fuerza vertical (Rv)	20.64 ton/m
Momento estabilizante (Me)	36.411 ton/m
ESTABILIDAD DEL MURO	
F.S contra el volteo	2.703
F.S contra deslizamiento	1.864
F.S contra capacidad de carga σmax	0.751

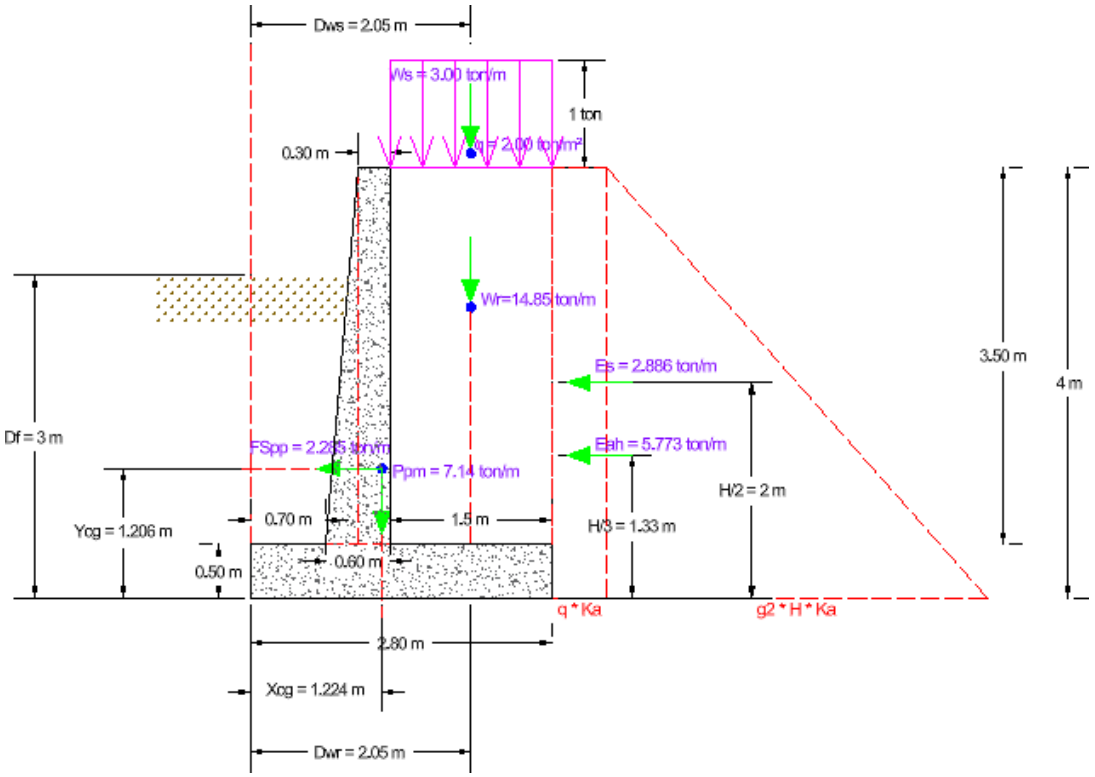
Fuente: *Elaboración propia*

Ilustración 8. Fuerzas verticales actuantes



Fuente: *Elaboración propia*

Ilustración 9. Fuerzas resultantes en el análisis del muro de contención, empuje de tierra (Muro de 4 m)



Fuente: *Elaboración propia*

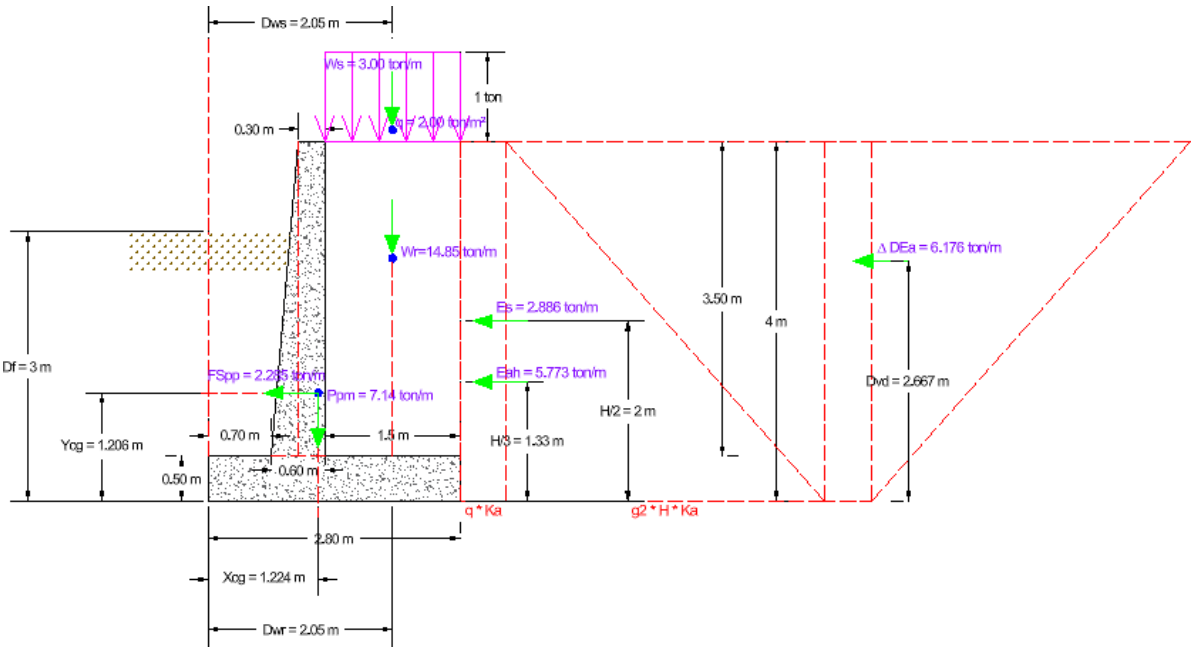
Una vez completadas las verificaciones correspondientes al análisis del empuje activo de tierras sobre el muro en voladizo, empleando el método analítico, se procede a desarrollar el siguiente escenario de carga. Este análisis considera la interacción combinada del empuje de tierras y las fuerzas dinámicas generadas por un evento sísmico, evaluando el comportamiento estructural bajo condiciones de carga estática y dinámica según los parámetros especificados en las normativas de diseño sísmico.

Tabla 13. *Resultados del análisis de empuje de tierra*

ANÁLISIS CON SISMO DE MURO (4m)	
CÁLCULO DEL EMPUJE ACTIVO	
Fuerza sismica del peso propio (Fspp)	2.285 ton/m
Momento de la fuerza sismica (Mspp)	2.755 ton-m/m
Coeficiente de preión dinamica (kae)	0.949
Incremento dinamico del empuje activo (ΔDea)	6.176 ton/m
Momento del incremento dinamico (Msis)	16.469 ton-m/m
Empuje total (Et)	13.656 ton/m
Resultantes de la fuerza vertical (Rv)	17.640 ton/m
Momentos actuantes del suelo (Mas)	26.152 ton-m/m
ESTABILIDAD DEL MURO	
F.S contra el volteo	1.392
F.S contra deslizamiento	1.003
F.S contra capacidad de carga σmax	1.735

Fuente: *Elaboración propia*

Ilustración 10. Fuerzas resultantes en el análisis del muro de contención, empuje de tierra + sismo (Muro de 4 m)



Fuente: *Elaboración propia*

De acuerdo con los parámetros establecidos por la normativa NEC, se seleccionó un factor de seguridad de 3 para la verificación de la capacidad portante del terreno, considerando las condiciones de carga combinada de carga muerta y carga viva típica. Este valor garantiza una reserva adecuada frente a posibles fallas en la fundación, cumpliendo con los criterios de estabilidad global y las exigencias de diseño estructural para condiciones de servicio.

Tabla 14. *Factor 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*

Para el diseño y modelado del muro, se adopta un enfoque modular, donde cada módulo tendrá una longitud estándar de 5 metros. Este enfoque facilita el análisis estructural y constructivo del muro. Dado que el tramo analizado posee una extensión total de 2.3 km,

se requerirá la disposición de 460 módulos a lo largo de toda la sección. Este planteamiento permite optimizar el diseño y la ejecución, asegurando uniformidad y eficiencia en el proceso constructivo.

Medidas:

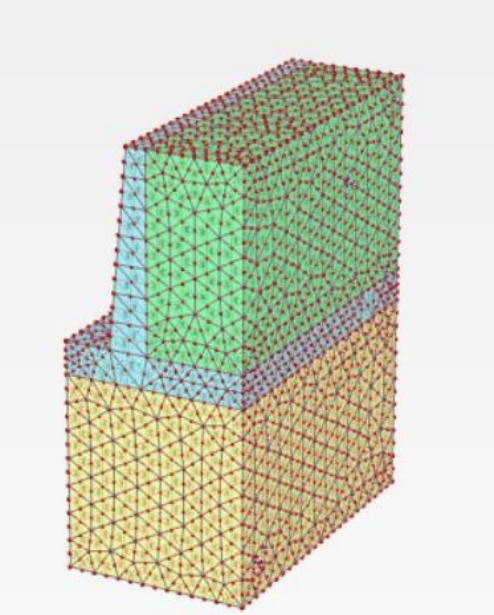
Tabla 15. *Datos de muro de 4m*

Ancho	5 m
Alto	4 m
Ancho de carril	9 m
Volumen del módulo	17.50 m³

Fuente: *Elaboración propia*

4.2 Análisis de muro de contención en voladizo modelo matemático

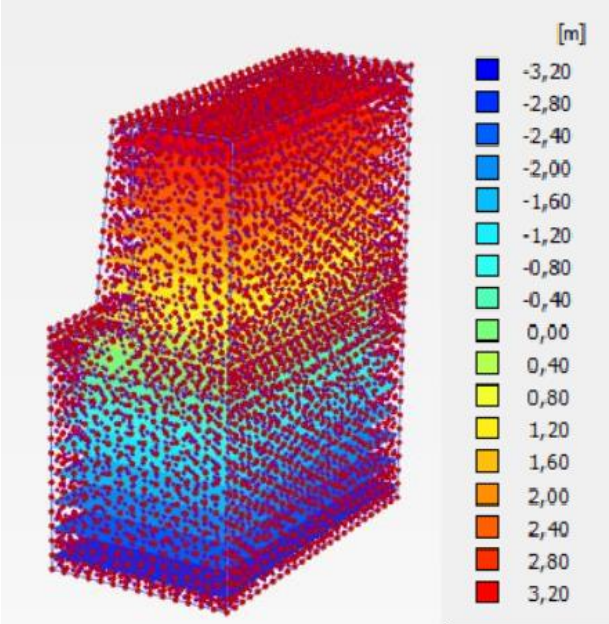
Ilustración 11. Geomalla de elementos finitos con todos sus Nodos



Fuente: *PLAXIS 3D*

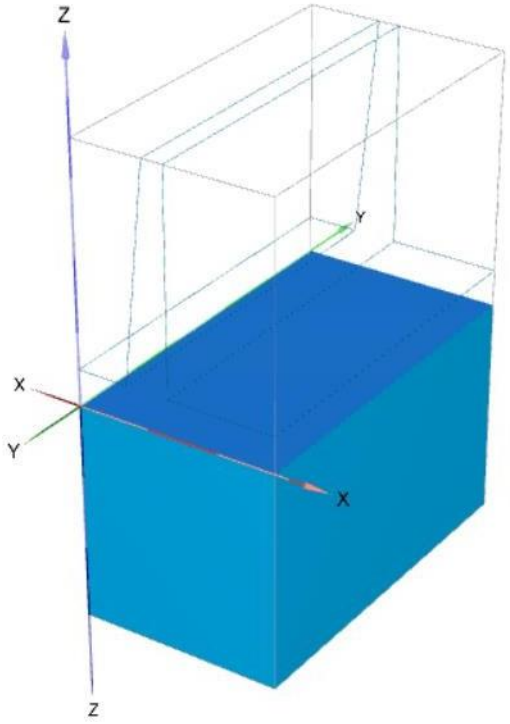
Se tiene un total de nodos de elementos finitos de 8878

Ilustración 12. Elevación de geomalla



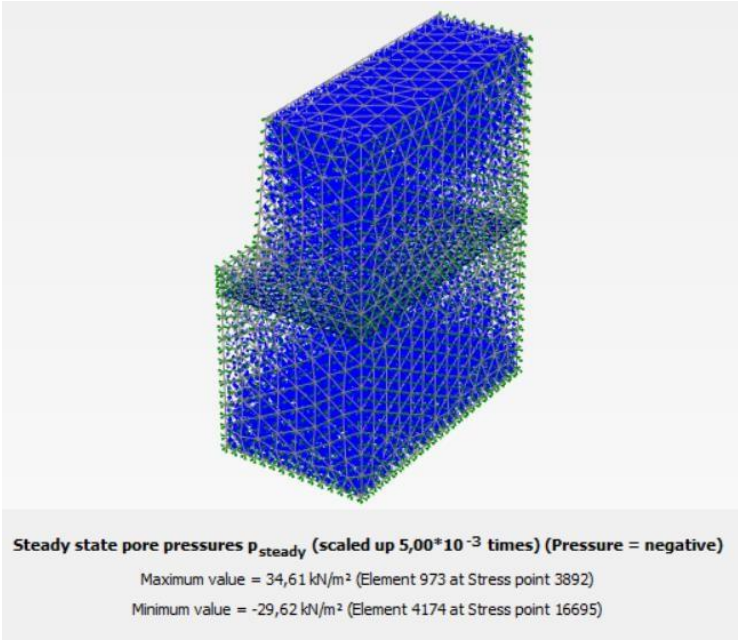
Fuente: *PLAXIS 3D*

Ilustración 13. Condiciones de flujo del modelo



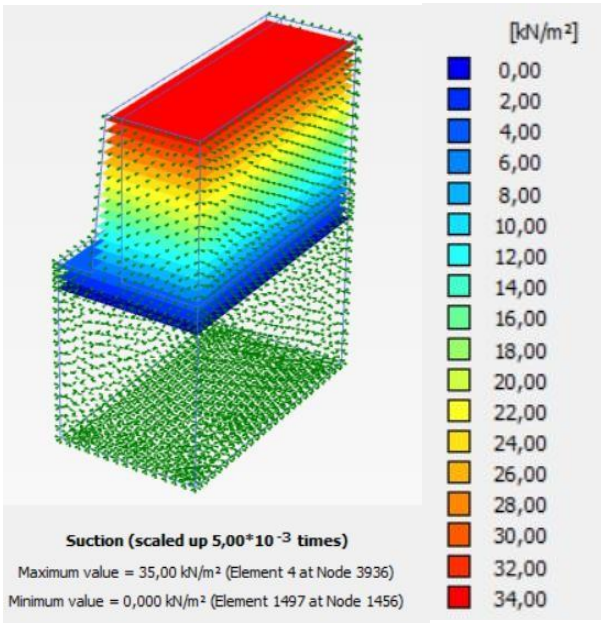
Fuente: *PLAXIS 3D*

Ilustración 14. Presión de poros



Fuente: *PLAXIS 3D*

Ilustración 15. Succión



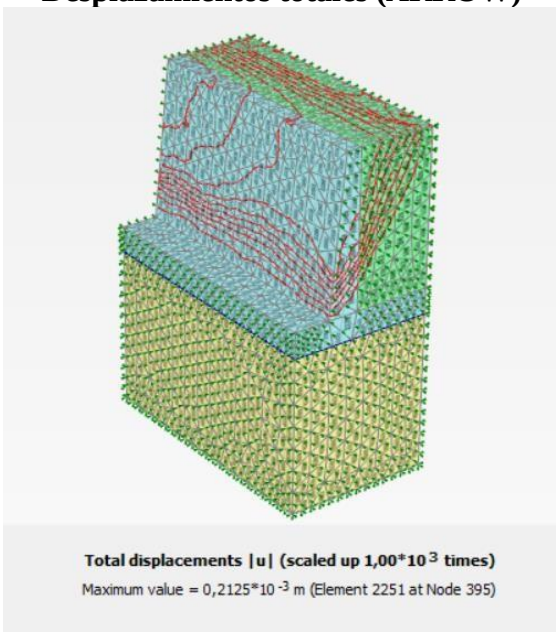
Fuente: *PLAXIS 3D*

4.3 Resultados del modelamiento

4.3.1 Muro de contención en voladizo H = 4m

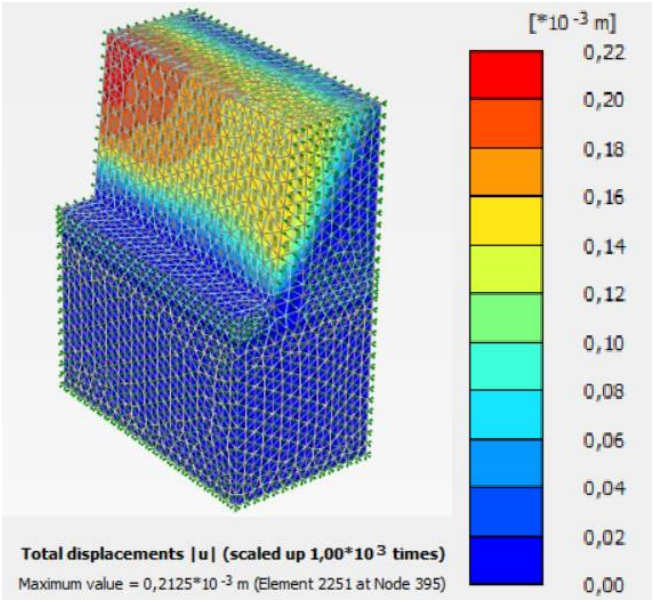
Desplazamientos totales del muro

Ilustración 16. Desplazamientos totales (ARROW)



Fuente: *PLAXIS 3D*

Ilustración 17. Desplazamientos totales (SHADINGS)



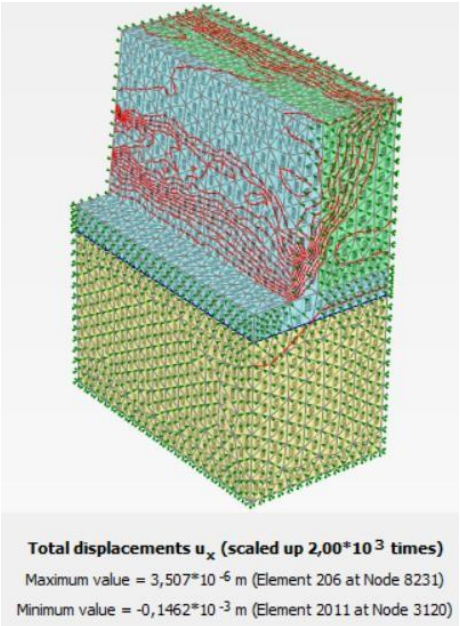
Fuente: *PLAXIS 3D*

Desplazamiento total máximo

$\|\boldsymbol{u}\|$	$0.2125 * 10^{-3}m$

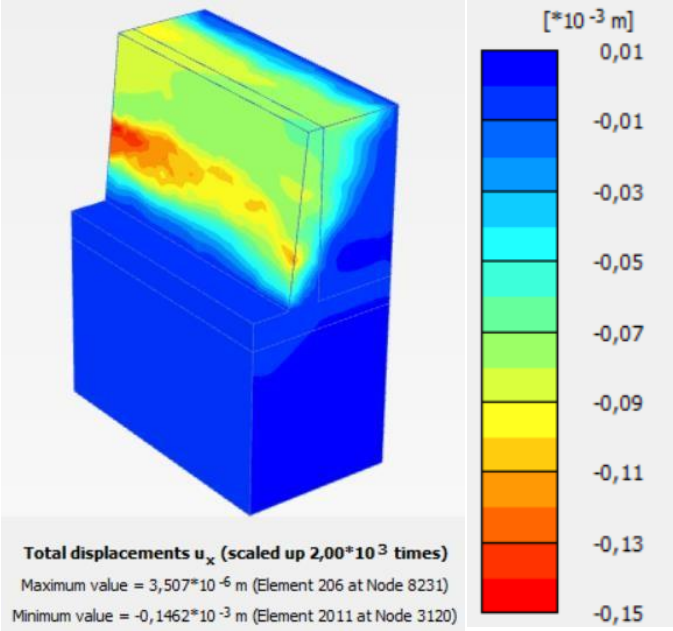
Desplazamientos horizontales del muro

Ilustración 18. Desplazamientos horizontales (ARROW)



Fuente: *PLAXIS 3D*

Ilustración 19. Desplazamientos horizontales (ARROW)



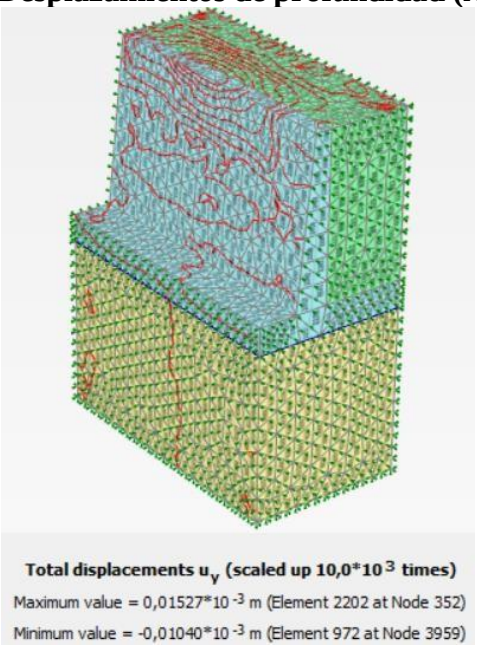
Fuente: *PLAXIS 3D*

Desplazamientos horizontales

$\lvert u_{xmax} \rvert$	$3.507 * 10^{-6} m$
$\lvert u_{xmin} \rvert$	$-0.1462 * 10^{-3} m$

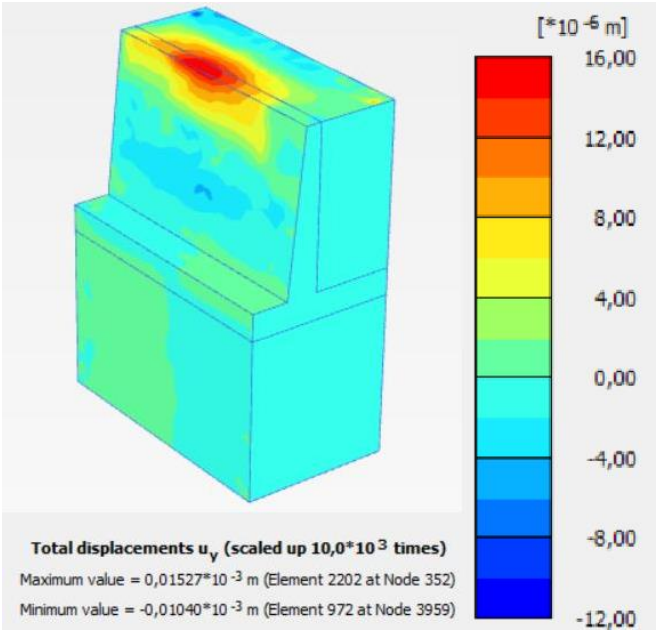
Desplazamientos de profundidad del muro

Ilustración 20. Desplazamientos de profundidad (ARROW)



Fuente: *PLAXIS 3D*

Ilustración 21. Desplazamientos de profundidad (SHADINGS)



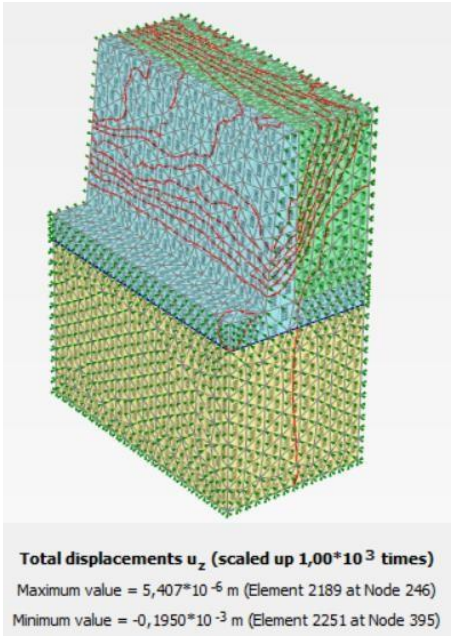
Fuente: *PLAXIS 3D*

Desplazamientos verticales

$\lvert u_{ymax} \rvert$	$0.01527 * 10^{-3} m$
$\lvert u_{ymin} \rvert$	$-0.01040 * 10^{-3} m$

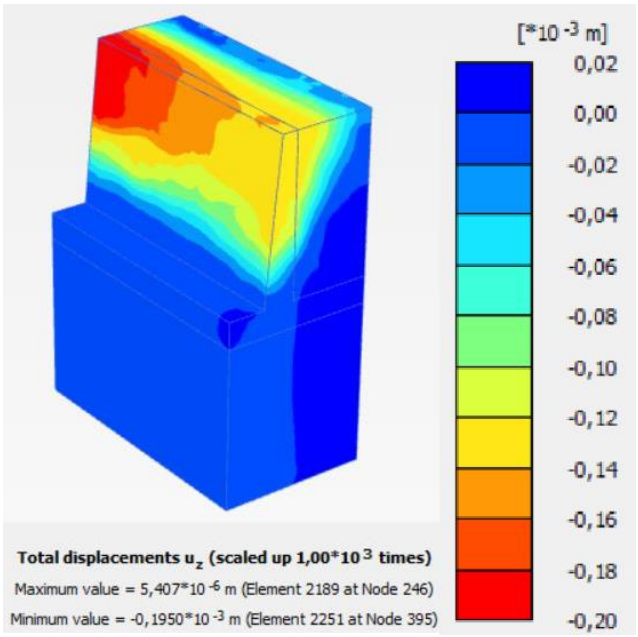
Desplazamientos verticales del muro

Ilustración 22. Desplazamientos verticales (ARROW)



Fuente: *PLAXIS 3D*

Ilustración 23. Desplazamientos verticales (SHADINGS)

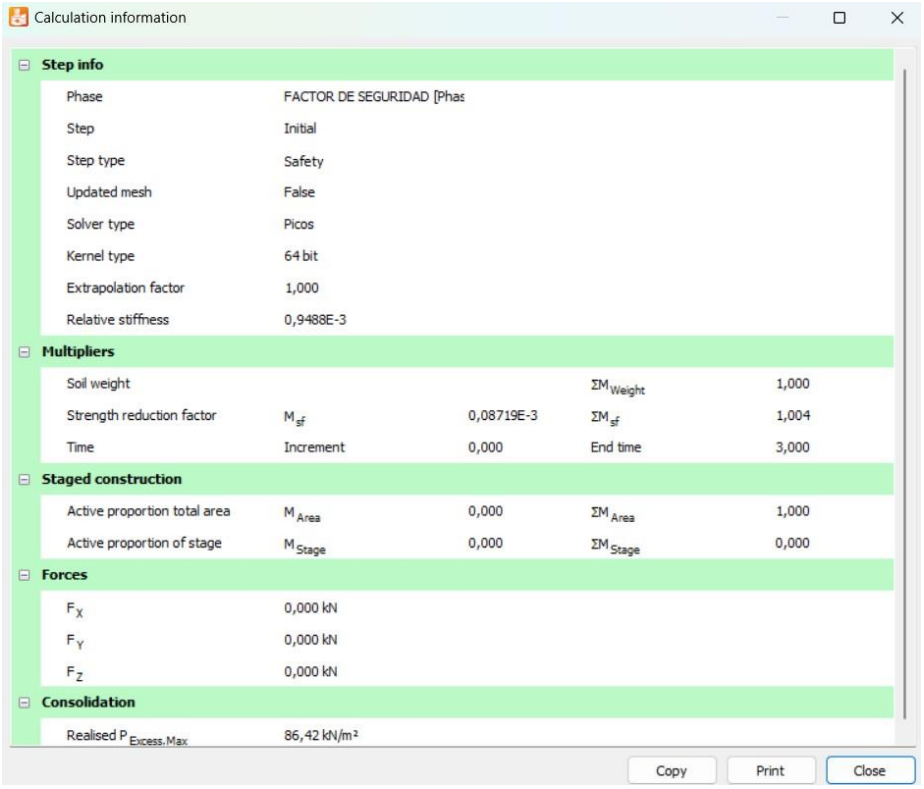


Fuente: *PLAXIS 3D*

Desplazamientos verticales

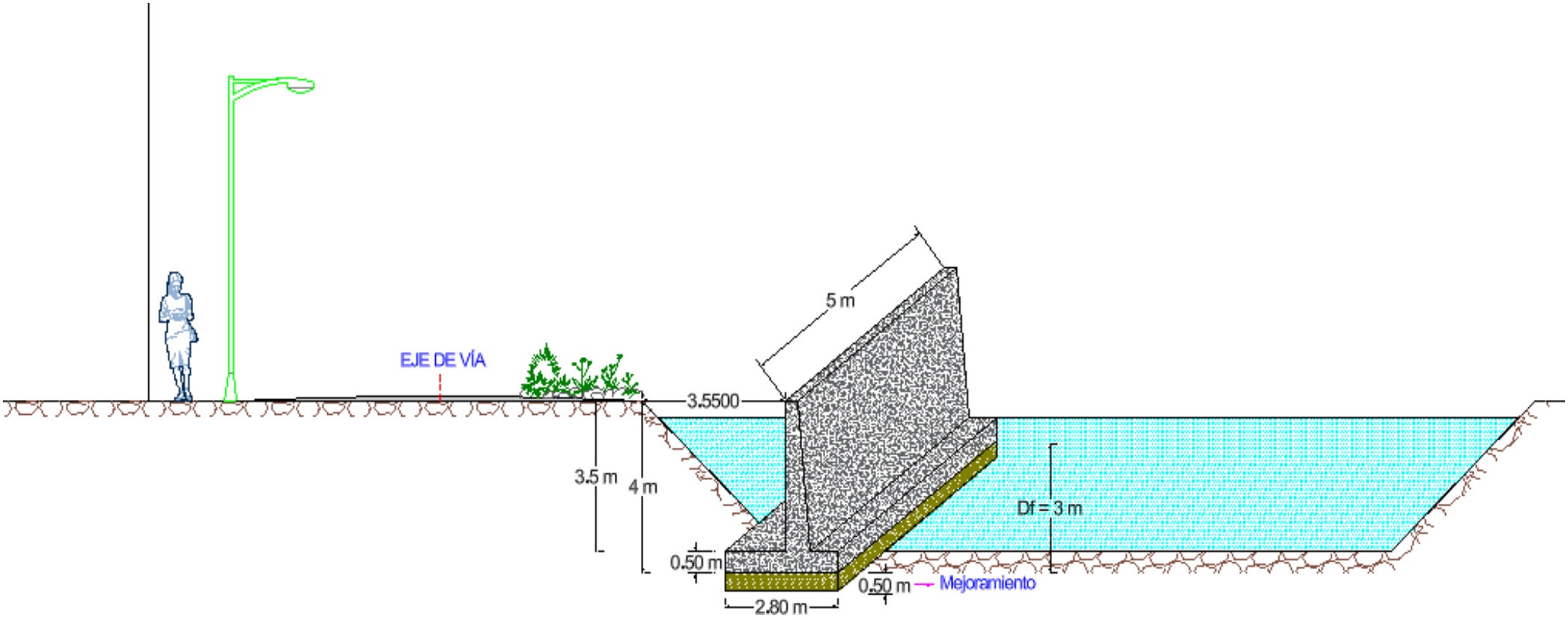
$\lvert u_{zmax} \rvert$	$5.407 * 10^{-6} m$
$\lvert u_{zmin} \rvert$	$-0.1950 * 10^{-3} m$

Ilustración 24. Factor de seguridad



Fuente: *PLAXIS 3D*

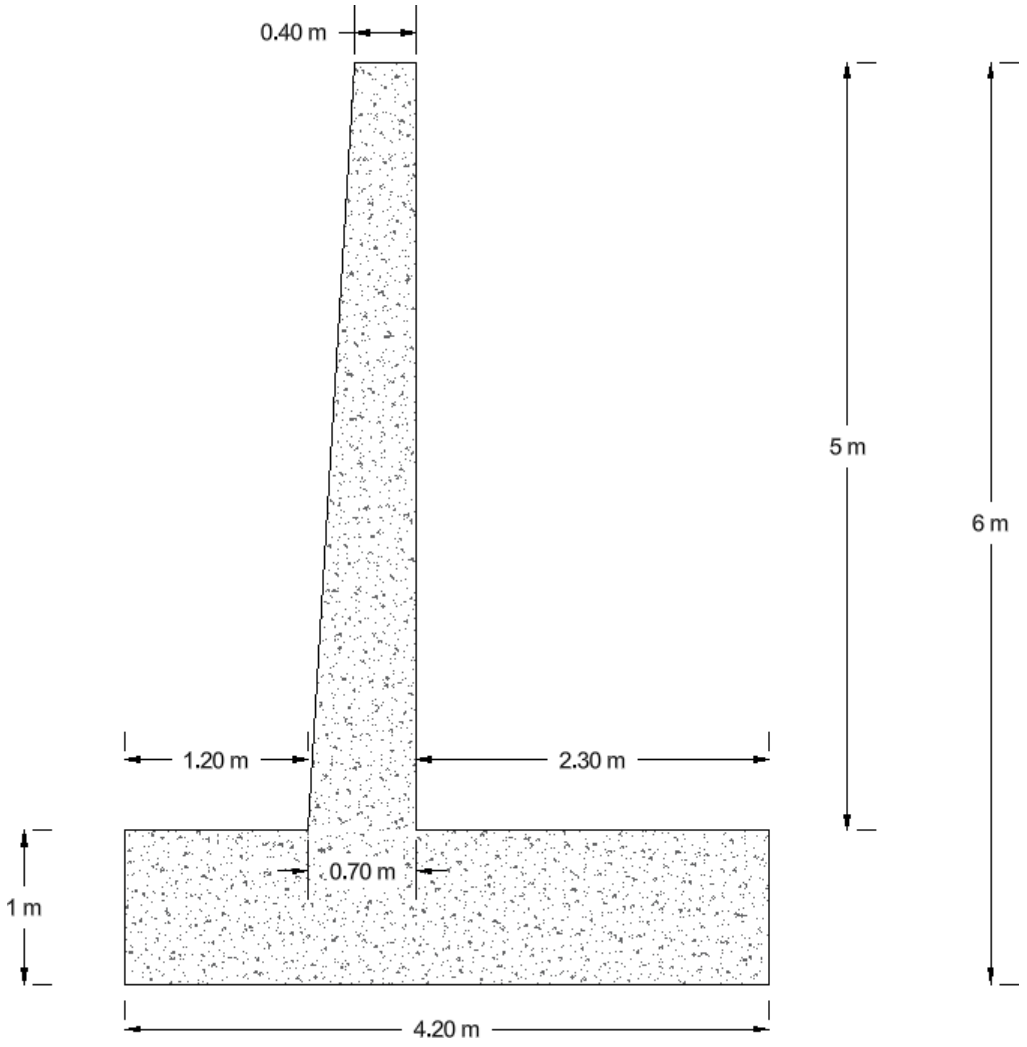
Ilustración 25. Muro de 4 m



Fuente: *Elaboración propia*

CASO 2 (MURO DE 6 m)

Ilustración 26. Dimensiones de muro de contención en voladizo de H = 6m



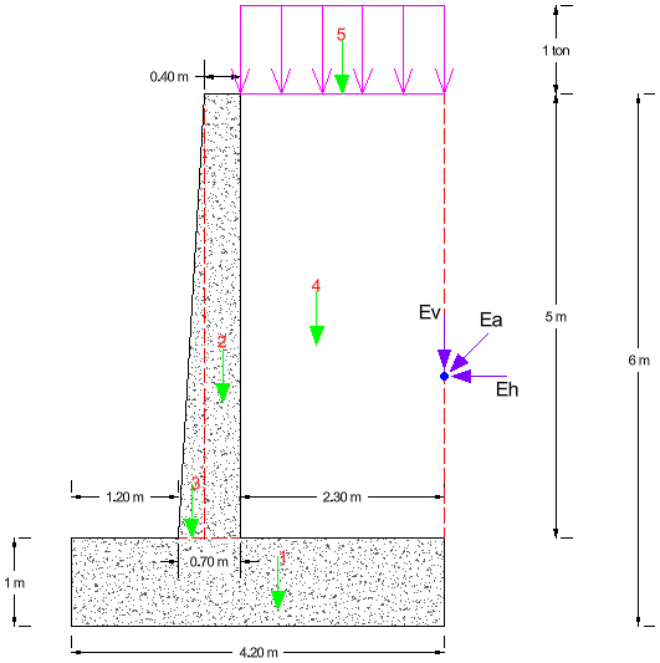
Fuente: *Elaboración propia*

Tabla 16. *Resultados del análisis de empuje de tierra*

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MURO (6m)	
CÁLCULO DEL EMPUJE ACTIVO	
Coeficiente activo (Ka)	0.361
Empuje activo (Eah)	12.989 ton/m
Momento empuje activo (Ma)	25.978 ton-m/m
Empuje por sobrecarga (Es)	4.330 ton/m
Momento empuje por sobrecarga (Ms)	12.989 ton-m/m
Empuje total (Et)	17.319 ton/m
Momentos actuantes del suelo (Mas)	38.967 ton/m
CÁLCULO DE LAS FUERZAS VERTICALES ACTUANTES	
Ppmuro de concreto	16.68 ton/m
Momento de peso del muro en x (Mppx)	31.848 ton-m/m
Momento de peso del muro en y (Mppy)	26.640 ton-m/m
Peso de sobrecarga (Ws)	4.60 ton/m
Momento por la sobrecarga (Ms)	14.030 ton-m/m
Peso del relleno (Wr)	23 ton/m
Momento del relleno (Mr)	70.150 ton-m/m
Resultantes de la fuerza vertical (Rv)	44.280 ton/m
Momento estabilizante (Me)	116.028 ton/m
ESTABILIDAD DEL MURO	
F.S contra el volteo	2.978
F.S contra deslizamiento	1.728
F.S contra capacidad de carga σmax	1.085

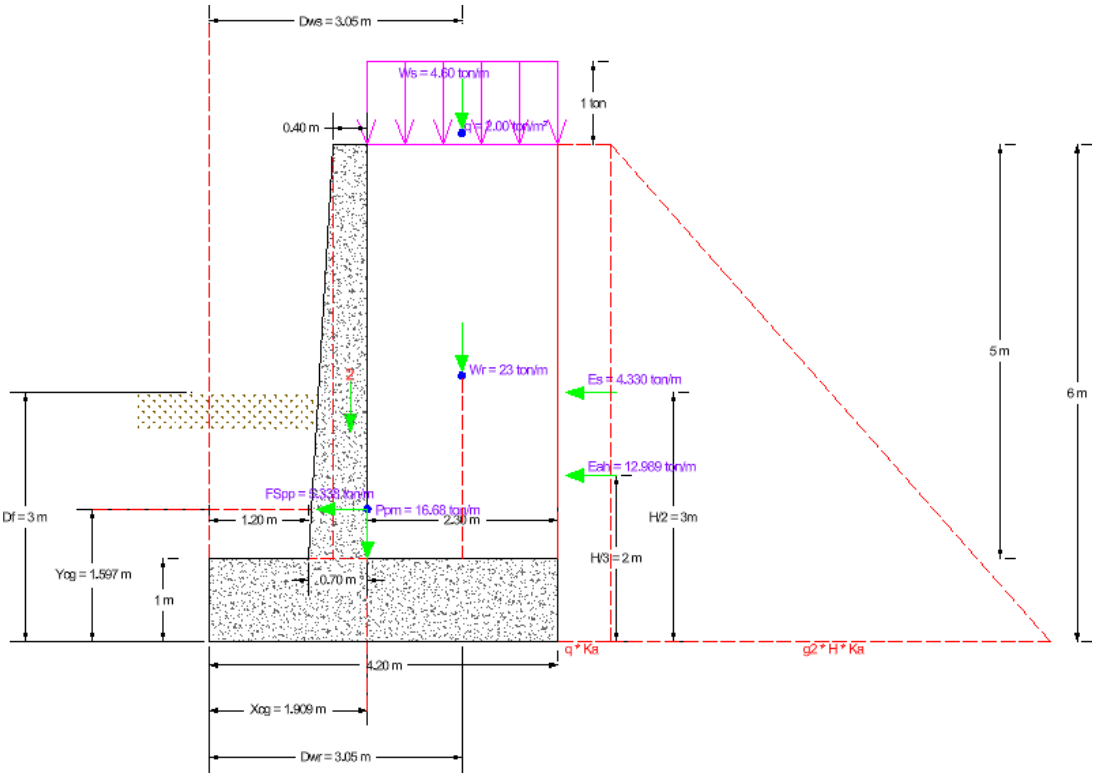
Fuente: *Elaboración propia*

Ilustración 27. Fuerzas verticales actuantes



Fuente: *Elaboración propia*

Ilustración 28. Fuerzas resultantes en el análisis del muro de contención, empuje de tierra (Muro de 6 m)



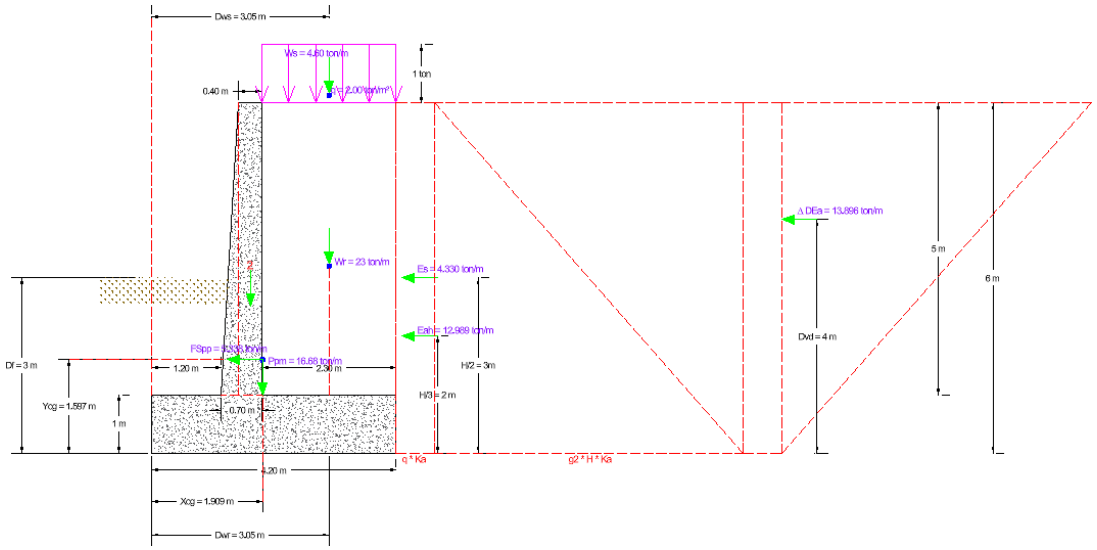
Fuente: *Elaboración propia*

Tabla 17. *Resultados del análisis de empuje de tierra*

ANÁLISIS CON SISMO DE MURO (6m)	
CÁLCULO DEL EMPUJE ACTIVO	
Fuerza sismica del peso propio (Fspp)	5.338 ton/m
Momento de la fuerza sismica (Mspp)	8.525 ton-m/m
Coeficiente de preión dinamica (kae)	0.949
Incremento dinamico del empuje activo (ΔDea)	13.896 ton/m
Momento del incremento dinamico (Msis)	55.584 ton-m/m
Empuje total (Et)	25.728 ton/m
Resultantes de la fuerza vertical (Rv)	39.68 ton/m
Momentos actuantes del suelo (Mas)	77.098 ton-m/m
ESTABILIDAD DEL MURO	
F.S contra el volteo	1.505
F.S contra deslizamiento	1.058
F.S contra capacidad de carga σmax	2.168

Fuente: *Elaboración propia*

Ilustración 29. Fuerzas resultantes en el análisis del muro de contención, empuje de tierra + sismo (Muro de 6 m)



Fuente: *Elaboración propia*

En la ***Tabla 19*** se puede apreciar datos del muro que serán requeridos para el modelamiento del mismo.

Tabla 18. *Datos de muro de 6m*

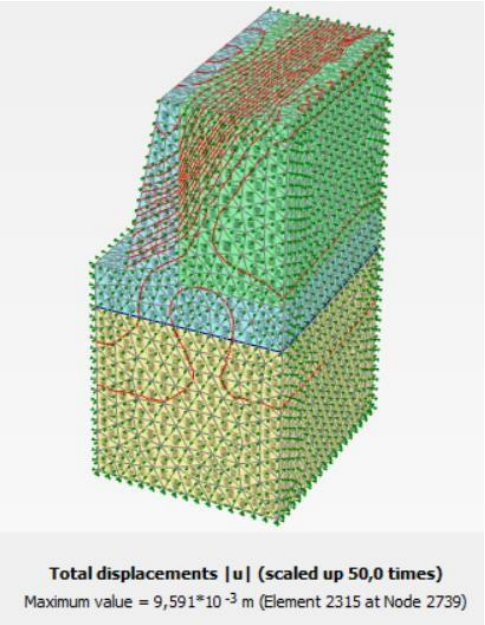
Ancho	5 m
Alto	6 m
Ancho de carril	9 m
Volumen del módulo	39.75 m³

Fuente: *Elaboración propia*

4.3.2 Muro de contención en voladizo H = 6m

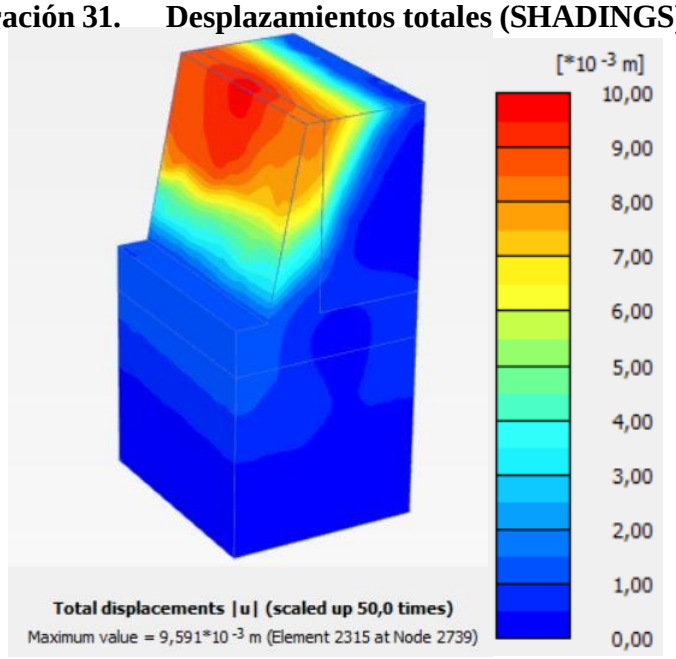
Desplazamientos totales del muro

Ilustración 30. Desplazamientos totales (ARROW)



Fuente: *PLAXIS 3D*

Ilustración 31. Desplazamientos totales (SHADINGS)



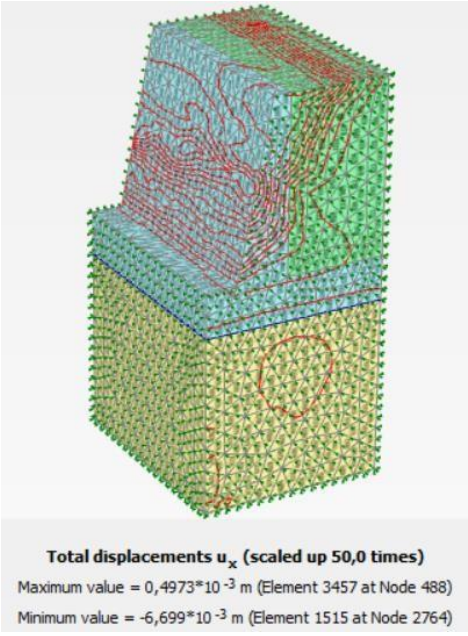
Fuente: *PLAXIS 3D*

Desplazamiento total máximo

$\|\boldsymbol{u}\|$	$9.591 * 10^{-3} m$

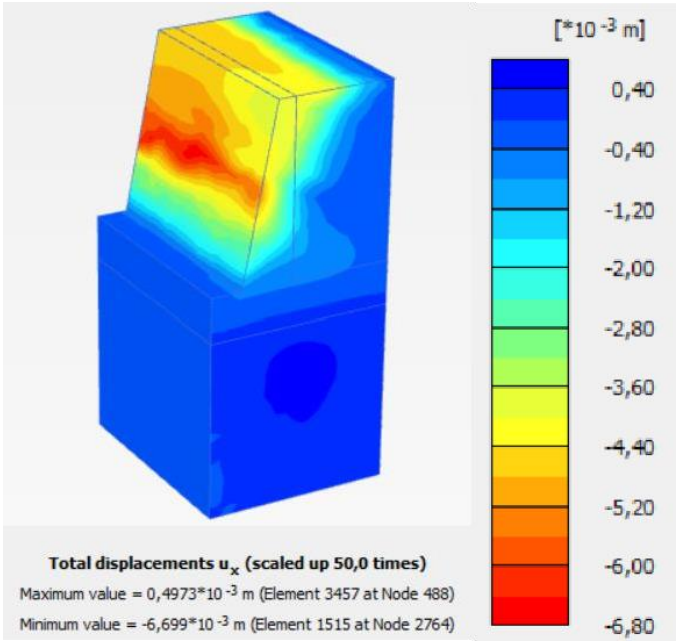
Desplazamientos horizontales del muro

Ilustración 32. Desplazamientos horizontales (ARROW)



Fuente: *PLAXIS 3D*

Ilustración 33. Desplazamientos horizontales (ARROW)



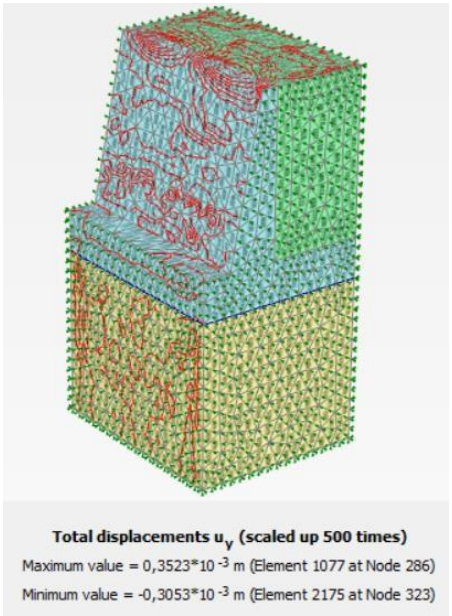
Fuente: *PLAXIS 3D*

Desplazamientos horizontales

$\lvert u_{xmax} \rvert$	$0.4973 * 10^{-3} m$
$\lvert u_{xmin} \rvert$	$-6.699 * 10^{-3} m$

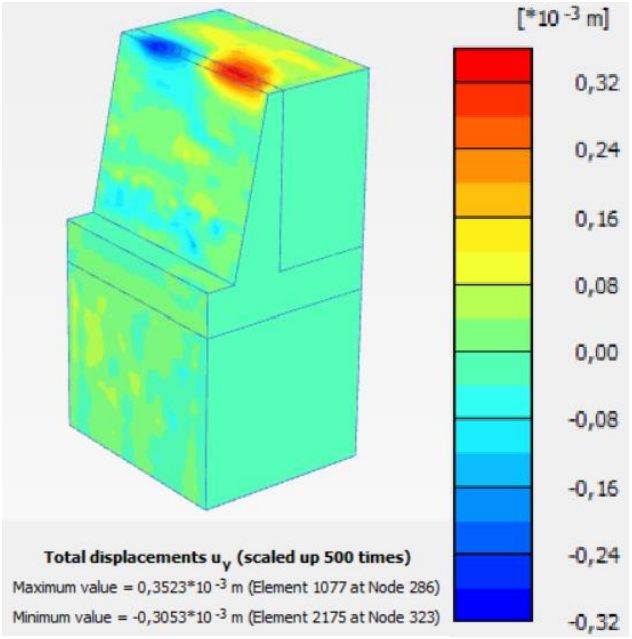
Desplazamientos de profundidad del muro

Ilustración 34. Desplazamientos de profundidad (ARROW)



Fuente: *PLAXIS 3D*

Ilustración 35. Desplazamientos de profundidad (SHADINGS)



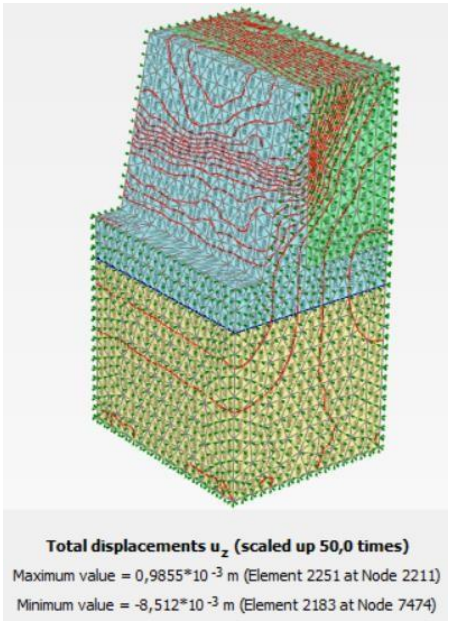
Fuente: *PLAXIS 3D*

Desplazamientos verticales

$\|u_{ymax}\|$	$0.3523 * 10^{-3}m$
$\|u_{ymin}\|$	$-0.3053 * 10^{-6}m$

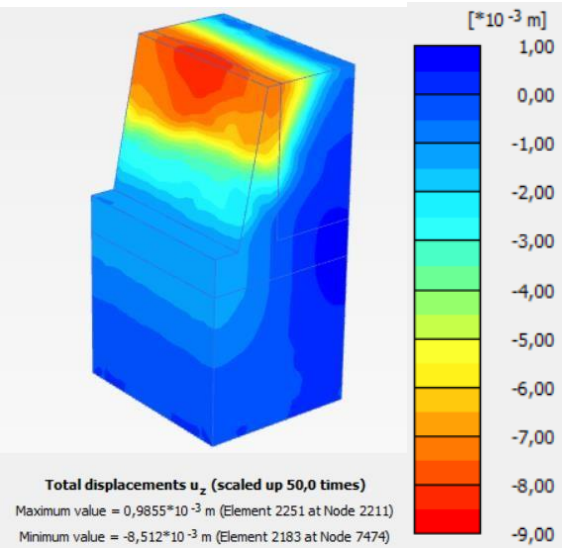
Desplazamientos verticales del muro

Ilustración 36. Desplazamientos verticales (ARROW)



Fuente: *PLAXIS 3D*

Ilustración 37. Desplazamientos verticales (SHADINGS)

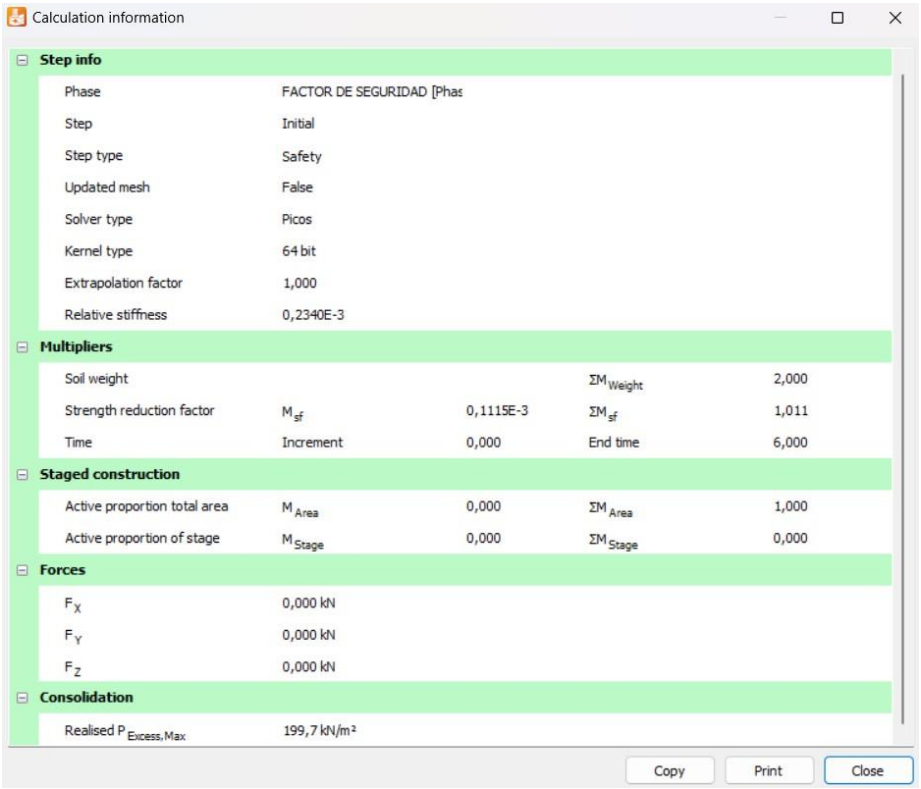


Fuente: *PLAXIS 3D*

Desplazamientos verticales

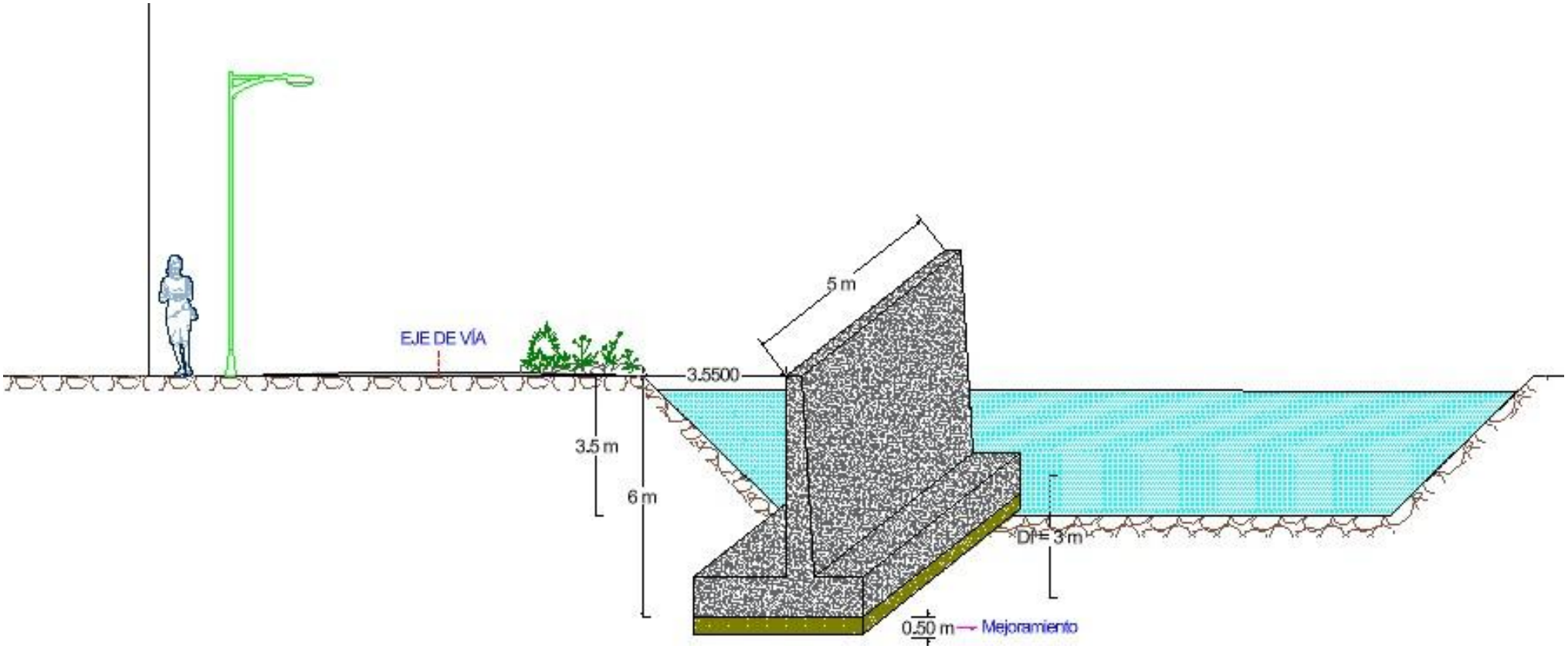
$\lvert u_{zmax} \rvert$	$0.9855 * 10^{-3} m$
$\lvert u_{zmin} \rvert$	$-8.512 * 10^{-3} m$

Ilustración 38. Factor de seguridad



Fuente: *PLAXIS 3D*

Ilustración 39. Muro de 6 m



Fuente: *Elaboración propia*

Tabla 19. *Factores de seguridad generales*

FACTOR DE SEGURIDAD					
	4 m		**6 m**		**NEC**
	Empuje de tierra	**Empuje de tierra + sismo**	**Empuje de tierra**	**Empuje de tierra + sismo**	
VOLTEO	2.703	1.392	2.978	1.505	2
DESLIZAMIENTO	1.864	1.003	1.728	1.058	1.5
σmax	0.751	1,735	1.085	2.168	1.5
PLAXIS - GLOBAL	1.004		1.011		

Fuente: *Elaboración propia*

CONCLUSIONES

- A través de la investigación bibliográfica, se identificó una solución técnica viable para optimizar la infraestructura vial, considerando la estabilidad geotécnica del talud en estudio. En este contexto, la implementación de un muro de contención en voladizo se presenta como una estrategia estructural eficiente para mitigar el riesgo de fallas asociadas a la inestabilidad del terreno. Se desarrollaron dos configuraciones de diseño, evaluando su desempeño estructural mediante el análisis de estabilidad global. Conforme a la normativa vigente, se estableció un factor de seguridad mínimo de Fs = 1.50, el cual fue superado en ambas propuestas, garantizando la estabilidad de la estructura. No obstante, se sugiere una optimización del diseño para ajustar el factor de seguridad dentro de un rango eficiente, permitiendo una reducción de costos sin comprometer la seguridad estructural del sistema.
- Mediante el método analítico realizado para un muro de 4 metros de altura se obtuvo un factor de seguridad de volteo de 2.767; factor de seguridad de deslizamiento de 1.632 y el factor de capacidad de carga de esfuerzo máximo de 0.751, tomando en cuenta estos resultados el factor de seguridad es mayor para estabilidad de talud según la NEC. Para el muro de 6 metros se obtuvo un factor de seguridad de volteo de 2.978; factor de seguridad de deslizamiento de 1.728 y el factor de capacidad de carga de esfuerzo máximo de 1.085 cumpliendo de igual manera todos los controles.
- A través del método de elementos finitos, se llevó a cabo el modelado numérico de ambos muros de contención utilizando el software PLAXIS 3D. En esta simulación, se determinaron las deformaciones máximas inducidas en las estructuras y se verificó el cumplimiento del factor de seguridad conforme a los lineamientos establecidos en la normativa ecuatoriana. Los resultados obtenidos indican un factor de seguridad global para ambas configuraciones estructurales: Fs = 1.004 para el muro de contención de 4 metros y Fs = 1.011 para el muro de 6 metros.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar estudios geotécnicos más detallados en futuras implementaciones de muros de contención en voladizo, considerando variaciones en los parámetros del suelo y condiciones sísmicas más exigentes. Esto permitirá optimizar el diseño estructural, asegurando un mejor desempeño en términos de estabilidad y eficiencia en el uso de materiales.
- Para garantizar la durabilidad y funcionalidad de los muros de contención, se recomienda integrar sistemas de drenaje efectivos que minimicen la presión hidrostática sobre la estructura y reduzcan el riesgo de erosión del suelo. Asimismo, se debe establecer un plan de mantenimiento periódico que incluya inspecciones estructurales y monitoreo de posibles desplazamientos.
- Se sugiere la implementación de herramientas de modelado numérico avanzadas, como análisis tridimensionales con simulaciones de carga dinámica, para evaluar el desempeño estructural con mayor precisión. Además, se debe considerar la optimización de dimensiones y materiales del muro, sin comprometer los factores de seguridad, con el fin de reducir costos en la ejecución del proyecto.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Alcaldia de Machala. (2021). *GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO MUNICIPAL DE MACHALA DIRECCIÓN DE GESTIÓN AMBIENTAL Y RIESGOS SECCIÓN DE GESTIÓN DE RIESGOS PLAN DE CONTIGENCIA POR ÉPOCA LLUVIOSA DEL CANTÓN DE MACHALA PROVINCIA DE EL ORO-2021*.

[2] Alcaldía de Machala. (2022). *PDOT PLAN DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL CANTÓN MACHALA 2019-2030*. *https://www.machala.gob.ec/SIL/2022/ter/plate/PDOT_Machala.pdf*

[3] Alcaldia de Machala. (2022). *Población y Demografía*. *https://www.ecuadorencifras.gob.ec/censo-de-poblacion-y-vivienda/*

[4] Arqueñiva, H., & Romero, R. (2021). Estudio y evaluación comparativa entre suelos reforzados con geomalla y muros de concreto armado para la estabilización de taludes de carreteras. *Revista Científica Ciencias Ingenieriles*, *1*(1), 20–32. *https://doi.org/10.54943/RICCI.V1I1.202*

[5] Avendaño-Leadem, D. F., Arroyo-Zeledón, M. S., & Cedeño-Montoya, B. C. (2019). Integrando el concepto de servicios ecosistémicos en el ordenamiento territorial. *Revista Geográfica de América Central*, *65*(1), 63–90. *https://doi.org/10.15359/rgac.65-2.3*

[6] Bobermin, M. P., Silva, M. M., & Ferreira, S. (2021). Driving simulators to evaluate road geometric design effects on driver behaviour: A systematic review. *Accident Analysis & Prevention*, *150*, 105923. *https://doi.org/10.1016/J.AAP.2020.105923*

[7] Bondareva, L., Nosenko, V., & Malaman, A. (2022). Use of 2D and 3D modeling to assess the stress-strain state of retaining walls of complex configurations. *Osnovaniâ i Fundamenty*, *45*, 9–21. *https://doi.org/10.32347/0475-1132.45.2022.9-21*

[8] Briceño, B. E., Oñate, V. F., & Oñate, P. A. (2021). Evaluación de la capacidad de transporte de caudales y sedimentos del drenaje transversal en una carretera montañosa en los Andes del Ecuador. *Avances: Investigacion En Ingeniería, ISSN-e 1794-4953, Vol. 18, Nº. 1, 2021, Págs. 1-1*, *18*(1), 1–1. *https://doi.org/10.18041/1794-4953/avances.2.6628*

[9] Briceño, J., Belandria, N., León, F., & Rivero, C. (2023). Evaluación del efecto del flujo de agua subterránea en sección transversal de carretera utilizando modelos numéricos Evaluation of the effect of groundwater flow on a highway

cross section using numerical models. *Revista Ciencia e Ingeniería*, *44*(3), 345–356. *http://erevistas.saber.ula.ve/index.php/cienciaeingenieria/article/view/19226*

[10] Briceño, J., Muños, Y., Zea, G., Belandria, N., León, F., & Verjel, V. (2021). Estabilidad externa en muros de concreto armado y ciclópeo utilizando modelos numéricos External stability in reinforced concrete and cyclopean walls using numerical models. *Revista Ciencia e Ingeniería*, *42*(3), 251–262. *http://erevistas.saber.ula.ve/index.php/cienciaeingenieria/article/view/17268/21921928655*

[11] Briceño, J., Uzcátegui, A., Belandria, N., León, F., & Verjel, V. (2020). Asentamientos en fundaciones continuas con modelos numéricos de simulación con elementos finitos. *Revista Ciencia e Ingeniería*, *41*(2), 157–166.

[12] Cahuana Ayala, J. A., & Yanqui Murillo, C. (2019). Determinación experimental de la presión lateral activa de suelos granulares contra muros de contención que fallan por traslación horizontal con rotación respecto al tope. In *Revista Gaceta Técnica* (Vol. 20, Issue 2, pp. 14–32). *https://doi.org/10.13140/RG.2.2.29172.71043*

[13] Cano, J. W. B., & Vergara, E. A. M. (2023). Caracterización geotécnica para determinar el modelo de estabilización del talud a escala reducida. *Revista Del Instituto de Investigación de La Facultad de Minas, Metalurgia y Ciencias Geográficas*, *26*(51), e24403. *https://doi.org/10.15381/iigeo.v26i51.24403*

[14] Chen, W., Li, D., Ma, T., Fu, H., & Du, Y. (2020). Stability Analysis of a Slope considering Two Reinforcement Processes. *Advances in Civil Engineering*, *2020*, 1–13. *https://doi.org/10.1155/2020/8828747*

[15] Condori Choque, M. Z., & Torres, G. V. (2022). Propuesta estructural de muros de contención en la zona urbana Michivilca en Pasco para la obra de carretera Oyón-ambo, tramo II. *Universidad Ricardo Palma*. *https://repositorio.urp.edu.pe/handle/20.500.14138/6825*

[16] Dyson, A., & Tolooiyan, A. (2018, January 26). *Optimización de códigos de métodos de elementos finitos de reducción de resistencia para el análisis de estabilidad de taludes*. Innovative Infrastructure Solutions. *https://doi.org/https://doi.org/10.1007/s41062-018-0148-1*

[17] Empresa Pública Municipal Aguas Machala. (2020). *Aguas Machala EP*. *https://www.aguasmachala.gob.ec/home*

[18] Feng, G., Luo, Q., Lyu, P., Connolly, D. P., & Wang, T. (2023). An Analysis of Dynamics of Retaining Wall Supported Embankments: Towards

More Sustainable Railway Designs. *Sustainability 2023, Vol. 15, Page 7984*, *15*(10), 7984. https://doi.org/10.3390/SU15107984

[19] Figueroa José Eduardo, C., Hidalgo Joselyn Ariana, R., & Maza Jaime Enrique, M. (2022). Análisis y prospectiva del cambio de cobertura y uso del suelo en la Ciudad de Machala. *Revista Científica Agroecosistemas*, *10*(3), 219-227. https://aes.ucf.edu.cu/index.php/aes/article/view/581

[20] Godoy-Pérez, K. E., Benítez-Tupiza, K. V., Valle-Jaramillo, J. S., & Inga-Ortega, E. M. (2020). DIMENSIONAMIENTO Y ENRUTAMIENTO DE REDES DE SENSORES INALÁMBRICOS PARA MONITOREO DE TRÁFICO VEHICULAR. *Iteckne*, *17*(1), 7–18. https://doi.org/10.15332/ITECKNE.V17I1.2425

[21] González Silva, J. E., León Bonilla, B. G., Mendieta Sánchez, C. E., & Medina Sánchez, P. (2023). METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO GEOMÉTRICO SOSTENIBLE DE EJES VIALES EN VÍAS INTER-CANTONALES. *Revista Ciencia y Construcción*, *4*(3), 30–44. https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/198

[22] Hemeda, S. (2022). Geotechnical modelling and subsurface analysis of complex underground structures using PLAXIS 3D. *International Journal of Geo-Engineering*, *13*(1), 1–17. https://doi.org/10.1186/S40703-022-00174-7/FIGURES/12

[23] Iliadis, C., Glenis, V., & Kilsby, C. (2024). A cost-benefit source-receptor framework for implementation of Blue-Green flood risk management. *Preprint Submitted to Journal of Hydrology*. https://doi.org/https://doi.org/10.48550/arXiv.2311.00420

[24] Instituto Nacional de Estadísticas y Censos. (2023). *Base de Datos-Censo de Población y Vivienda 2010*. https://www.ecuadorencifras.gob.ec/base-de-datos-censo-de-poblacion-y-vivienda-2010/

[25] Juneja, G., & Sharma, R. K. (2022). Numerical Analysis of Square and Circular Skirted Footings Placed on Sand using PLAXIS 3D Software. *Journal of Mining and Environment*, *13*(4), 1049–1066. https://doi.org/10.22044/JME.2022.12458.2261

[26] Mamani, B. J. D., & Rivera, Z. J. (2018). Análisis y modelamiento en muros de contención de concreto armado mediante el uso del programa Plaxis 2D en la carretera HV-101 km. 28 + 950 Salcabamba - Huancavelica - Perú.

Universidad de San Martín de Porres - USMP. *https://repositorio.usmp.edu.pe/handle/20.500.12727/5298*

[27] Matos, B. Y. del Carmen., Briceño, B. J. Enrique., Belandria, R. N. Thairis., & León, O. Francisco. (2022). Evaluación de la estabilidad en muro ciclópeo y voladizo utilizando modelos numéricos. *Revista Ingeniería UC*, *29*(1), 96–103. *https://doi.org/10.54139/REVINGUC.V29I1.53*

[28] NEC, N. E. de la C. (2015). *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*. *https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf*

[29] Patil, P., & Waghmare, M. V. (2022). Dynamic Analysis of Cantilever Retaining Wall. *SAMRIDDHI : A Journal of Physical Sciences, Engineering and Technology*, *14*(Spl-2 issu), 207–212. *https://doi.org/10.18090/SAMRIDDHI.V14SPLI02.1*

[30] Peralta Delgado, J. Z., & Bowen, J. C. (2019). *DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN CON HORMIGÓN ARMADO AL MARGEN DERECHO DEL ESTERO PALOYA DIAGONAL AL TERMINAL TERRESTRE-JIPIJAPA*. *http://repositorio.unesum.edu.ec/handle/53000/1712*

[31] Rodríguez-Mejía, C. A., Bustos-Castelblanco, D. E., Cadena-Acevedo, A., & Salazar-Henao, D. M. (2019). Evaluación del riesgo por movimientos de remoción en masa activados por procesos de precipitación, estudio de caso vía Chagualá - Quindío. *Revista de Investigaciones Universidad Del Quindío*, *31*(1), 7–14. *https://doi.org/10.33975/RIUQ.VOL31N1.239*

[32] Rosero, E. A. C., Caraballo, R. O., Arbeláez, P. S. T., Casas, J. M., & Roach, P. T. (2020). Simulación numérica del comportamiento sísmico de muros de concreto reforzado. *Hormigón y Acero*. *https://doi.org/10.33586/HYA.2020.2865*

[33] SECRETARIA NACIONAL DE PLANIFICACIÓN. (2010). *Sistema Nacional de Información*. *https://sni.gob.ec/*

[34] Shakeel, M., Azam, R., Riaz, M. R., & Shihata, A. (2022). Design Optimization of Reinforced Concrete Cantilever Retaining Walls: A State-of-the-Art Review. *Advances in Civil Engineering*, *2022*. *https://doi.org/10.1155/2022/4760175*

[35] Taha, N., El-Feky, M. M., El-Saiad, A. A., & Fathy, I. (2020). Numerical investigation of scour characteristics downstream of blocked culverts. *Alexandria Engineering Journal*, *59*(5), 3503–3513. *https://doi.org/10.1016/J.AEJ.2020.05.032*

[36] Undayani, C. S., Moh, N. S., & I. Hermanto. (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

[37] Uray, E., Çarbaş, S., Erkan, İ. H., & Olgun, M. (2020). Investigation of optimal designs for concrete cantilever retaining walls in different soils. *Advances in Civil Engineering*, *11*(2), 39–45. https://doi.org/10.20528/CJCRL.2020.02.003

[38] Vega Laguna, C. J., & Velásquez Espinoza, G. de 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

[39] Yong, L., Zhanyong, Y., Mingxia, S., Hongzhe, L., & Yulong, Z. (2021). Comportamiento mecánico del muro de contención reforzado bajo carga de vehículo. *Hindawi*, *2021*. https://doi.org/10.1155/2021/2197572

[40] Zhao, L., & You, G. (2020). Rainfall affected stability analysis of Maddingley Brown Coal eastern batter using Plaxis 3D. *Arabian Journal of Geosciences*, *13*(20), 1–12. https://doi.org/10.1007/S12517-020-06038-7/FIGURES/10

ANEXOS

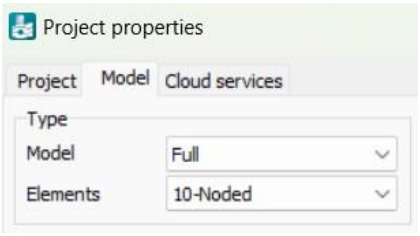
Anexo 1. Sector analizado

A continuación, se puede apreciar un paso a paso del modelado del muro de contención

A) Se empieza por las propiedades del proyecto, en el cual se asignarán valores al contorno para comenzar a modelar, en este modelo se trabaja con:

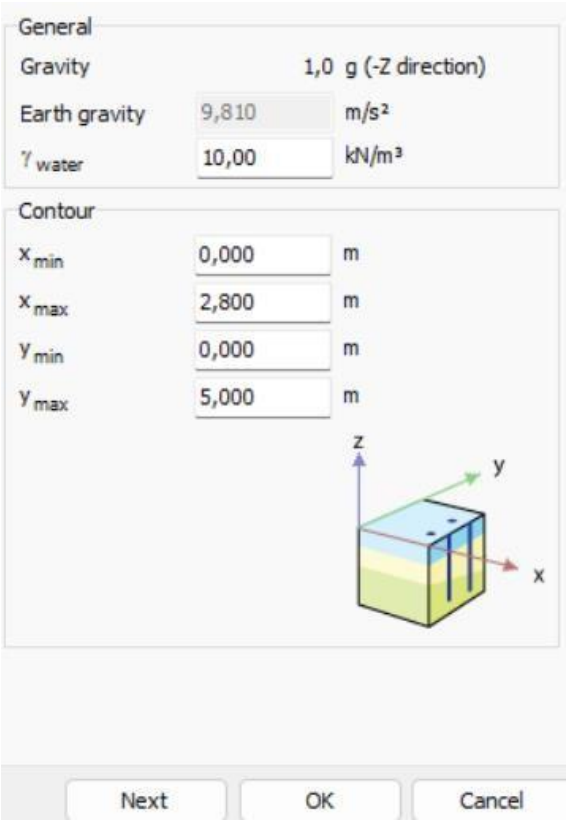
- **Modelo:** Full
- **Elementos:** 10 nodos

Anexo 1. Propiedades del proyecto



Fuente: *PLAXIS 3D*

Anexo 2. General

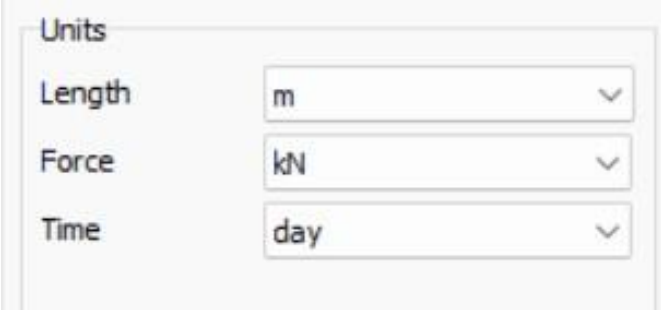


Fuente: *PLAXIS 3D*

A) Las unidades con las que se trabajara serán:

- **Largo:** m
- **Fuerza:** kilo Newton (kN)
- **Tiempo:** días (d)

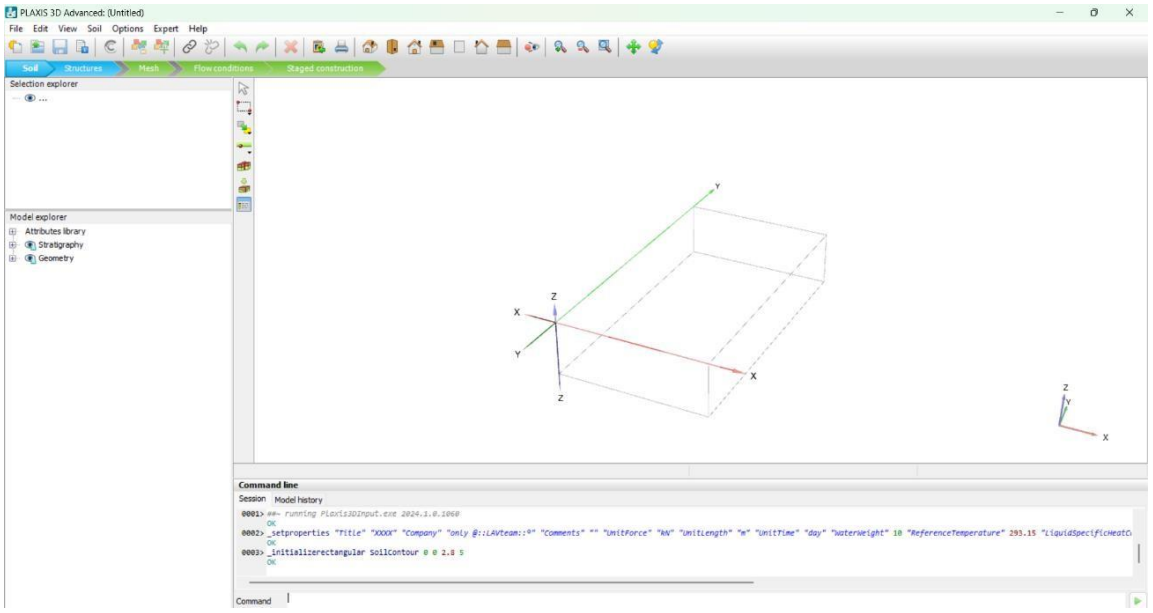
Anexo 3. Unidades



Fuente: *PLAXIS 3D*

B) El proceso inicia con la definición y modelado de las capas de suelo presentes en la zona de estudio, incorporando las propiedades elásticas y mecánicas específicas de cada material. Estas incluyen las características del suelo de fundación, los materiales de relleno y las propiedades físico-mecánicas del hormigón utilizado el cuerpo del muro. Este enfoque permite una representación precisa de las condiciones geotécnicas y estructurales para garantizar un análisis riguroso y fundamentado del sistema.

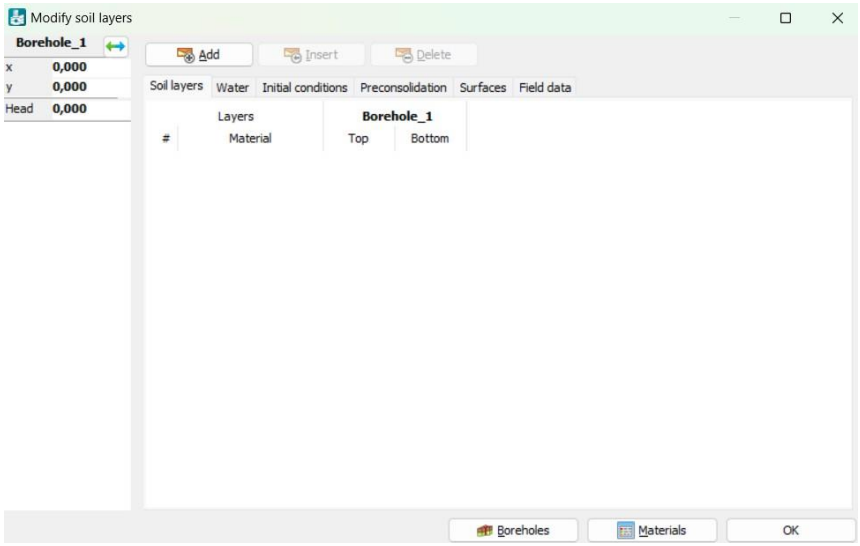
Anexo 4. Inicio del programa PLAXIS 3D



Fuente: *PLAXIS 3D*

C) Señalar pestaña ***Create borehole***, luego colocar el cursor en las coordenadas (0;0;0), una vez hecho esto se abrirá una ventana llamada ***Modify soil layers***

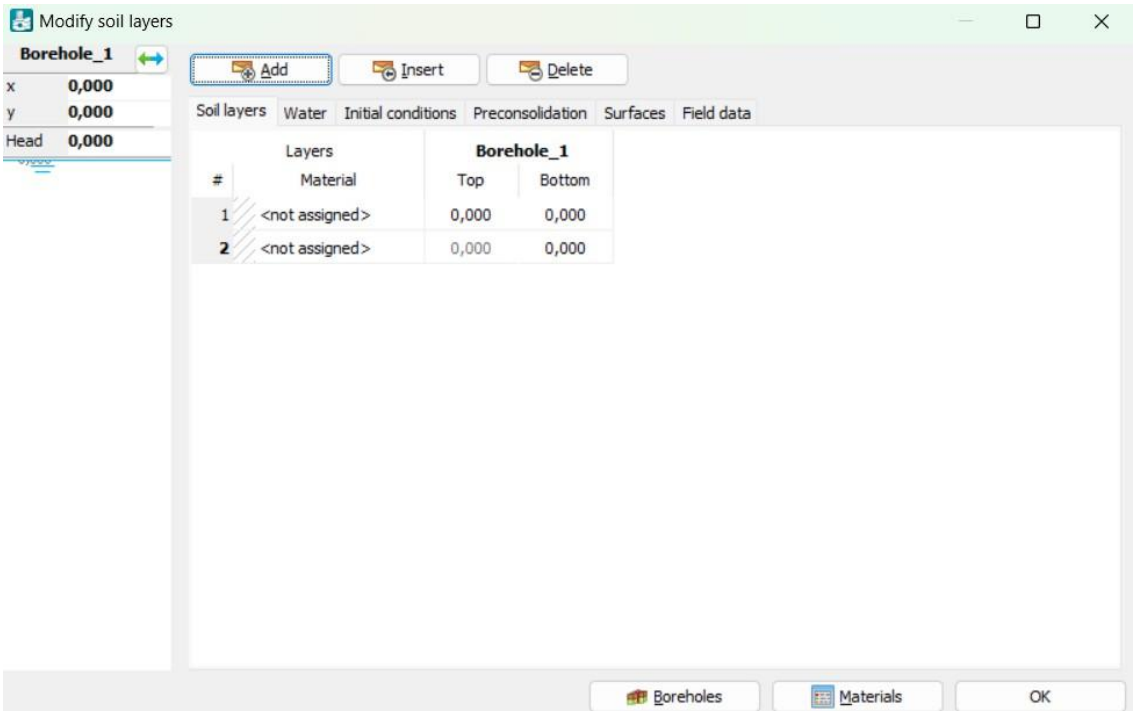
Anexo 5. Crear capas de materiales



Fuente: *PLAXIS 3D*

D) Dar clic en ***Add*** para crear las diferentes capas de materiales que se van a utilizar, en este caso crearemos 4 capas debido a que se ingresaran datos del suelo de fundación, suelo de relleno Y hormigón del muro.

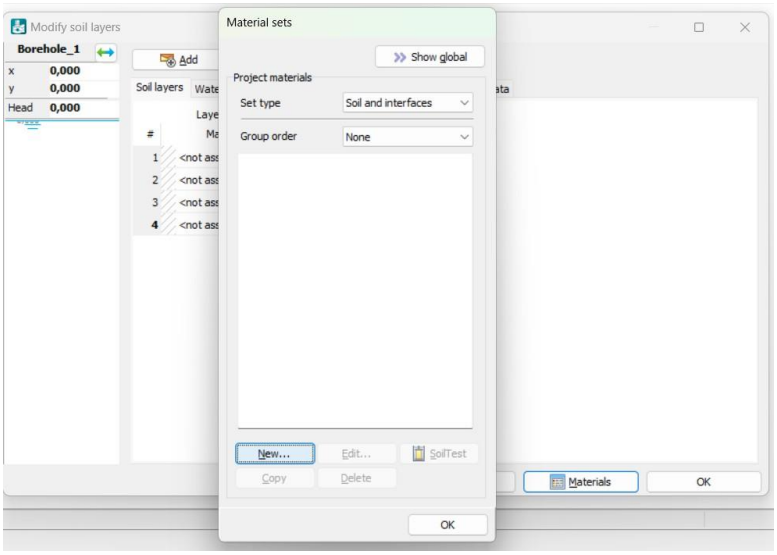
Anexo 6. Capas de materiales



Fuente: *PLAXIS 3D*

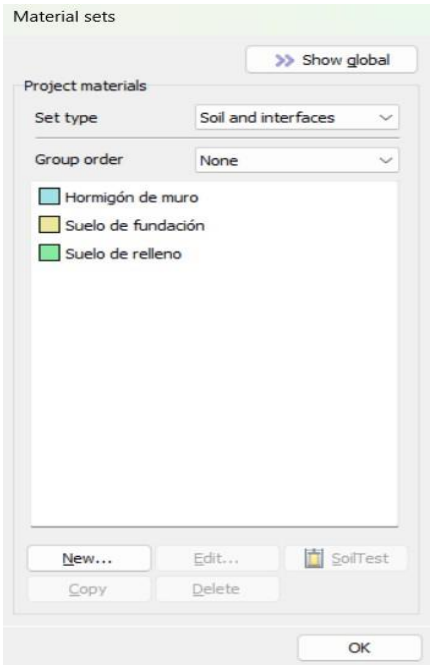
E) Una vez creadas las capas dar clic en ***Materials*** para colocar las propiedades de los diferentes materiales

Anexo 7. Conjunto de materiales



Fuente: *PLAXIS 3D*

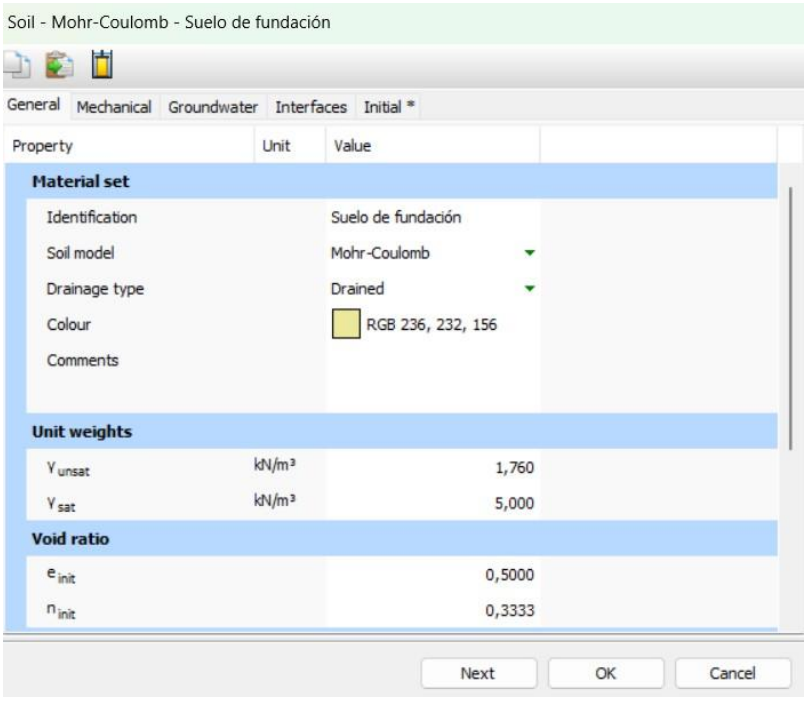
Anexo 8. Conjunto de materiales creados



Fuente: *PLAXIS 3D*

F) Propiedades de suelo de fundación

Anexo 9. Datos generales



Fuente: *PLAXIS 3D*

Anexo 10. Módulo de Young y relación de Poisson

Property	Unit	Value
Stiffness		
E'_{ref}	kN/m²	30,00E3
ν (nu)		0,4000

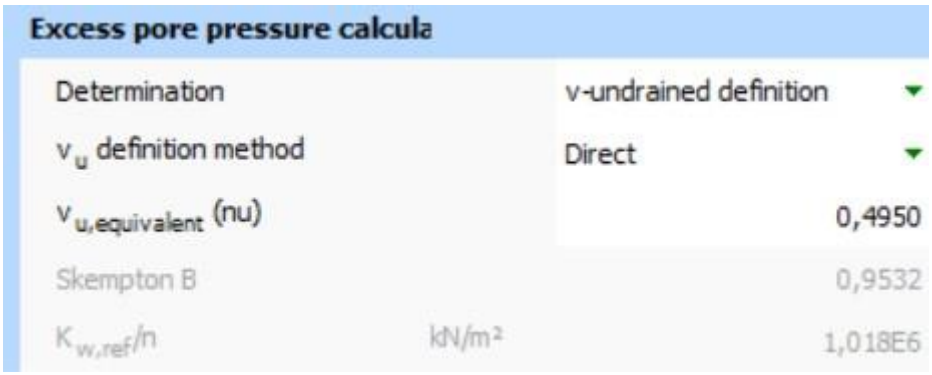
Fuente: *PLAXIS 3D*

Anexo 11. Cohesión, ángulo de fricción y ángulo de dilatación

Shear		
c'_{ref}	kN/m²	0,5400
φ' (phi)	°	30,00
ψ (psi)	°	0,000

Fuente: *PLAXIS 3D*

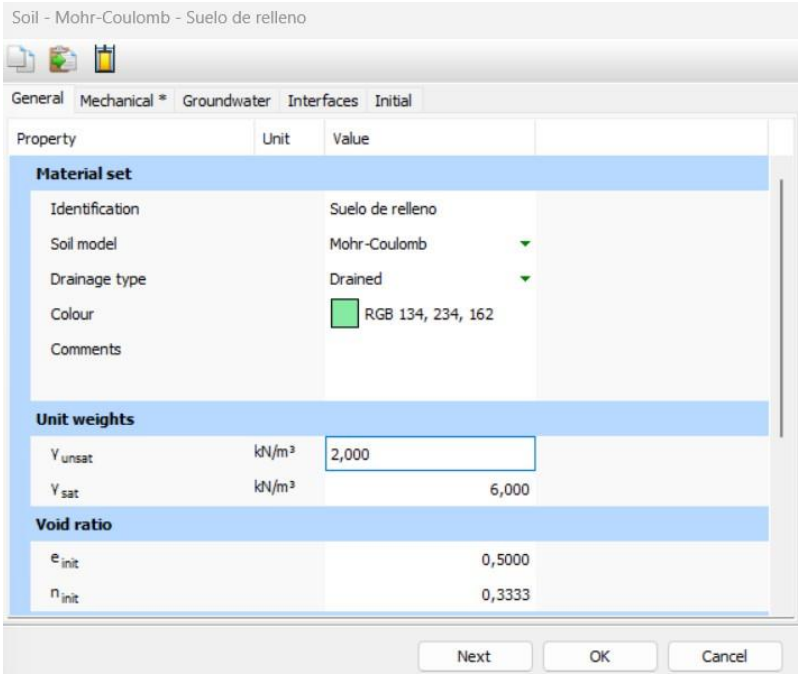
Anexo 12. Cálculo de presión de poro excesiva



Fuente: *PLAXIS 3D*

G) Propiedades de suelo de relleno

Anexo 13. Datos generales



Fuente: *PLAXIS 3D*

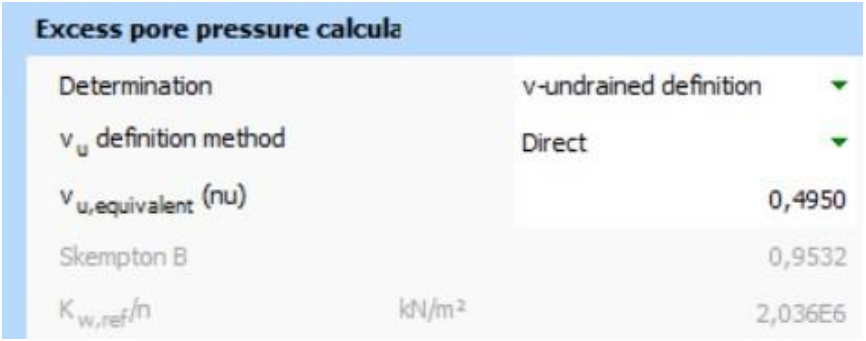
Anexo 14. Módulo de Young y relación de Poisson

Fuente: *PLAXIS 3D*

Anexo 15. Cohesión, ángulo de fricción y ángulo de dilatación

Fuente: *PLAXIS 3D*

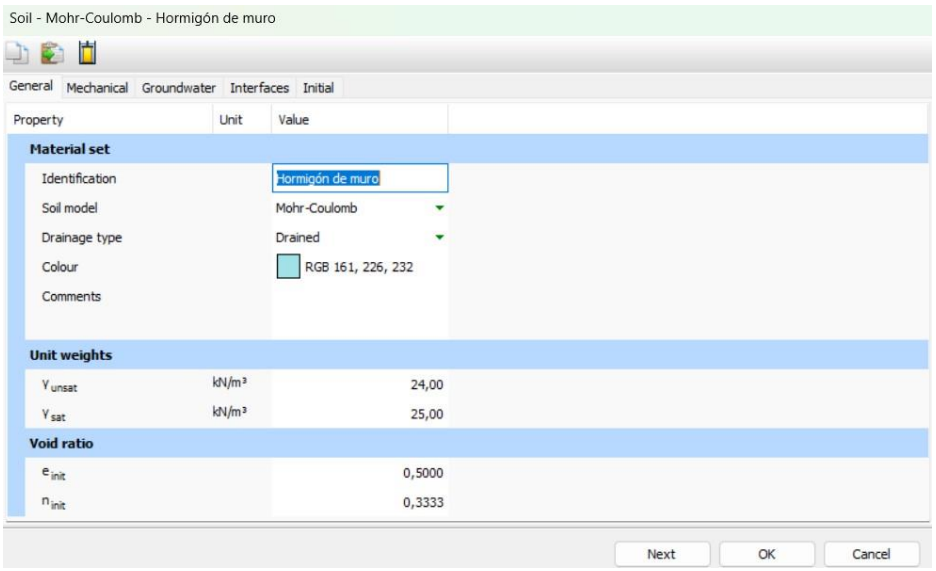
Anexo 16. Cálculo de presión de poro excesiva



Fuente: *PLAXIS 3D*

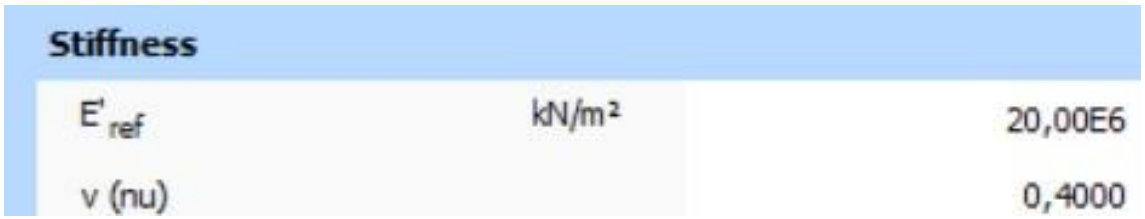
H) Propiedades del hormigón del muro

Anexo 17. Datos generales



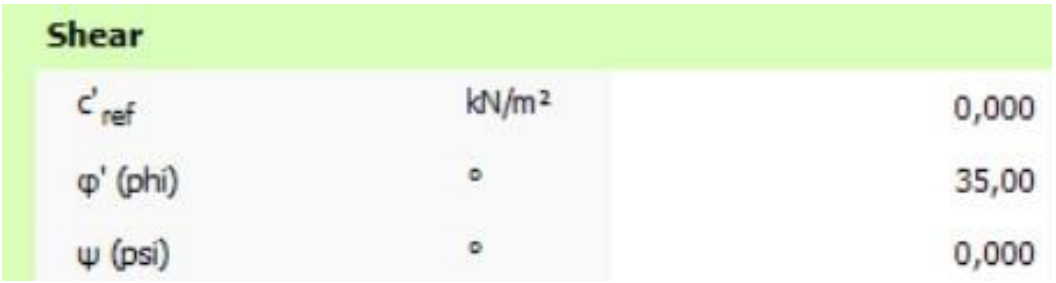
Fuente: *PLAXIS 3D*

Anexo 18. Módulo de Young y relación de Poisson



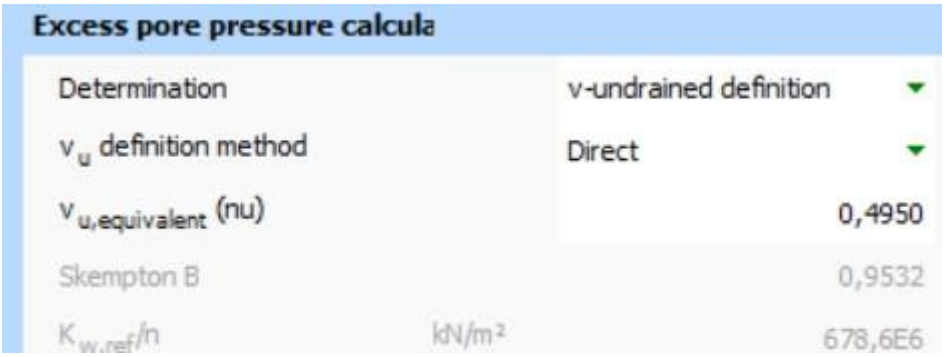
Fuente: *PLAXIS 3D*

Anexo 19. Cohesión, ángulo de fricción y ángulo de dilatación



Fuente: *PLAXIS 3D*

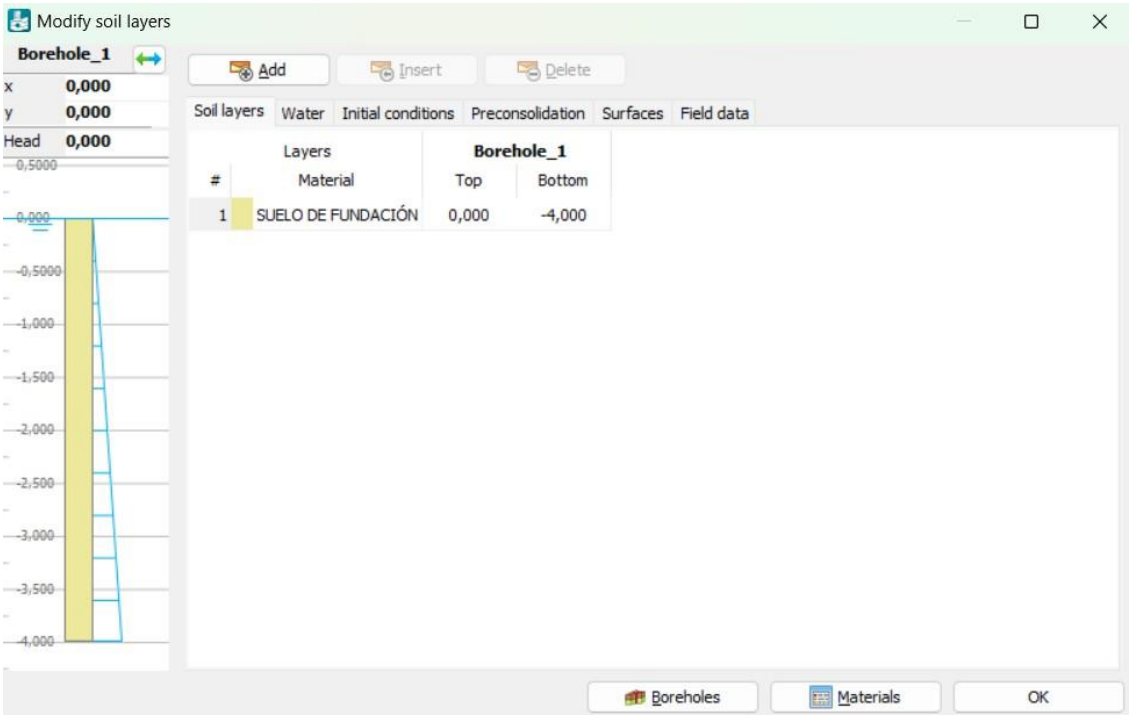
Anexo 20. Cálculo de presión de poro excesiva



Fuente: *PLAXIS 3D*

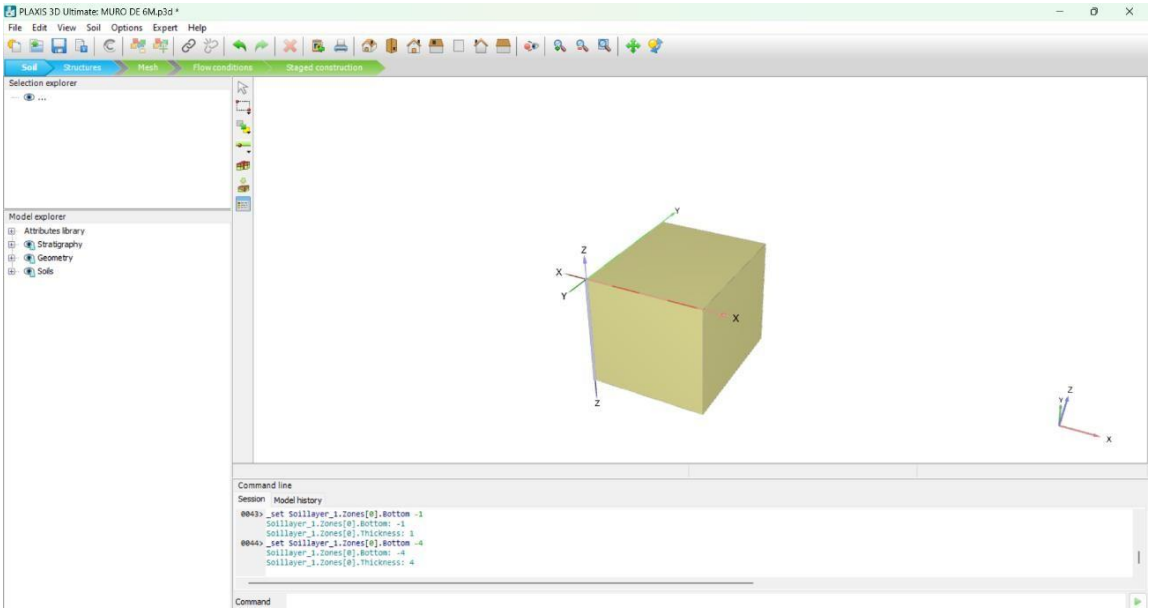
I) Debido a que bajo el muro se encontrara el suelo de fundación se coloca una capa de suelo en ***Modify soil layers***

Anexo 21. Cálculo de presión de poro excesiva



Fuente: *PLAXIS 3D*

Anexo 22. Capas de suelo bajo el muro

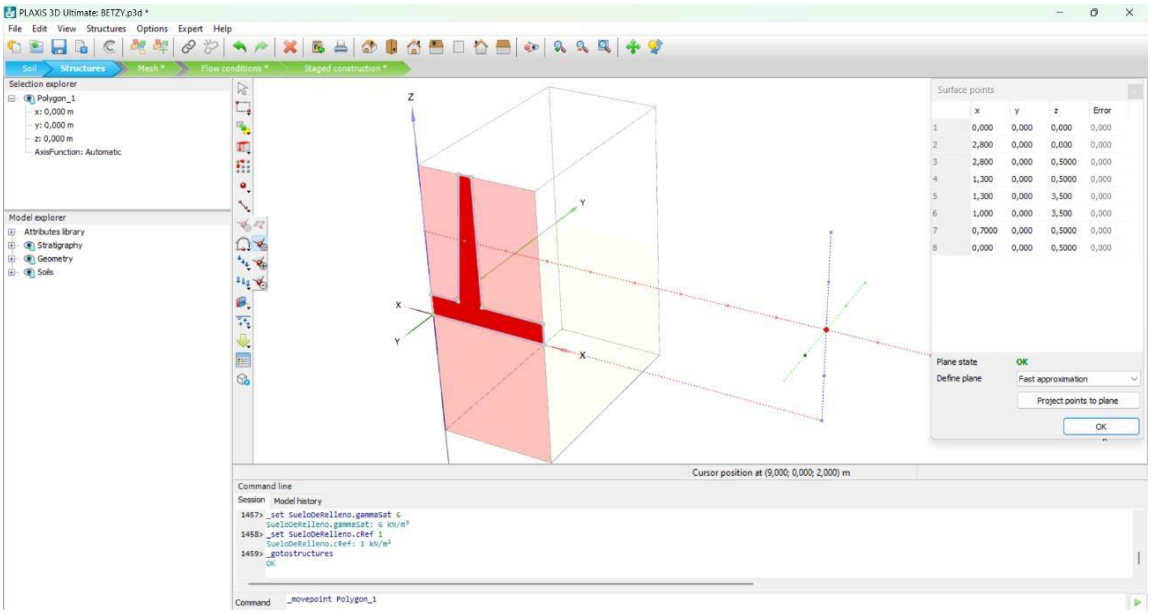


Fuente: *PLAXIS 3D*

J) Con el comando ***Create Surface*** dibujar un polígono con las dimensiones del muro colocando coordenadas en los tres ejes.

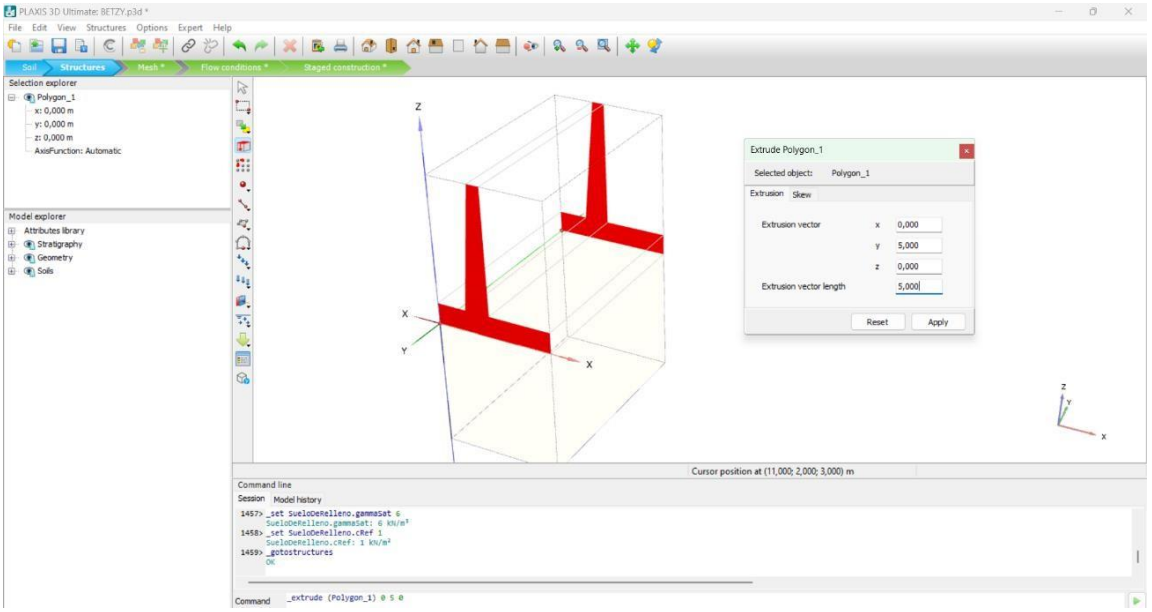
K) Se podrá observar el muro dibujado en dos planos, para poder dibujarlo en los tres planos se seleccionará el comando ***Extrude object***.

Anexo 23. Polígono creado con coordenadas



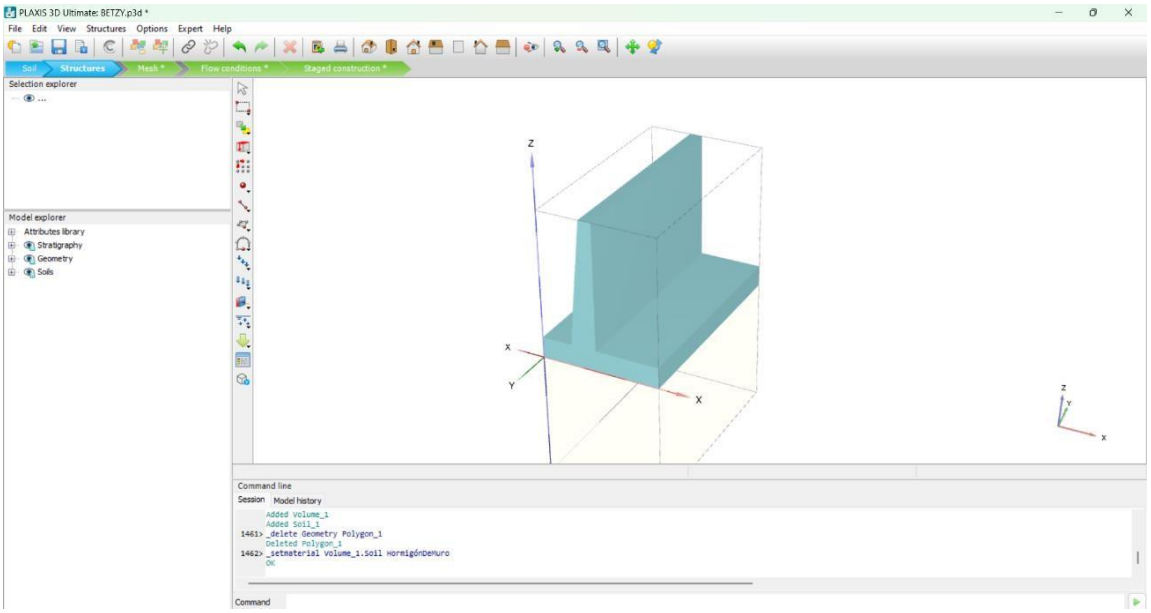
Fuente: *PLAXIS 3D*

Anexo 24. Extruir polígono a 5 m de longitud



Fuente: *PLAXIS 3D*

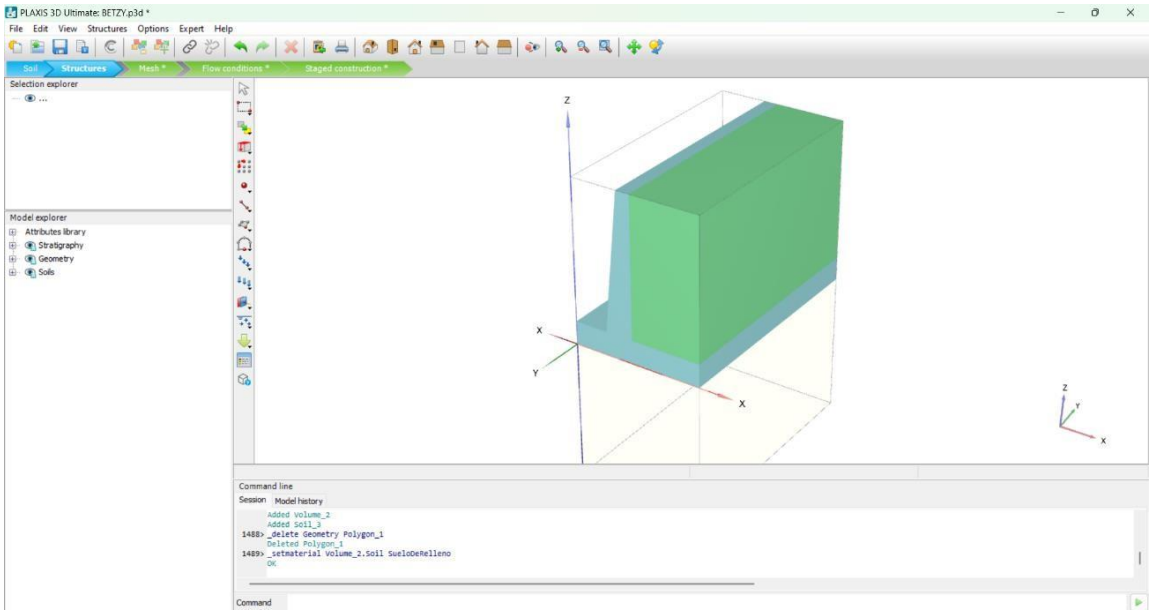
Anexo 25. Muro extruido



Fuente: *PLAXIS 3D*

L) De la misma manera mencionada anteriormente crear un polígono y extruirlo para luego asignarle la propiedad del suelo de relleno

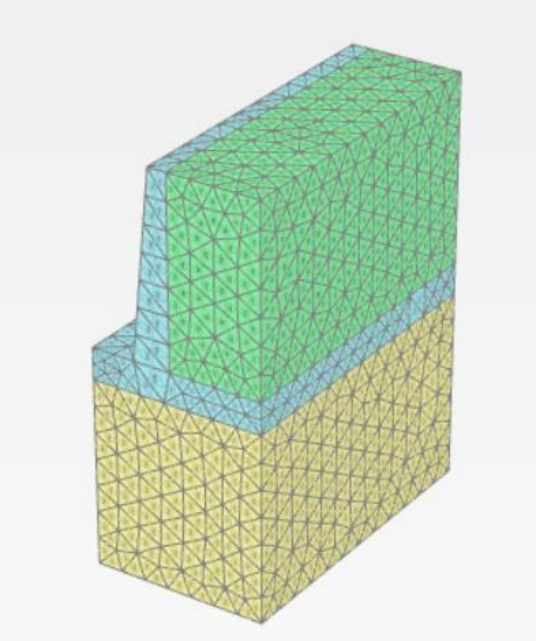
Anexo 26. Muro con suelo de relleno



Fuente: *PLAXIS 3D*

M) En la pestaña Mesh se procederá a crear la geomalla, seleccionar los elementos, luego seleccionar ***Generate Mesh*** para luego dar clic en ***View Mesh*** para poder visualizar la geomalla.

Anexo 27. Geomalla de elementos finitos



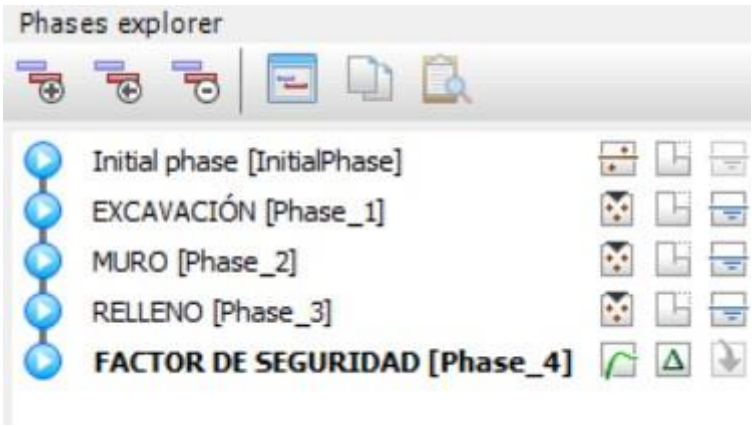
Fuente: *PLAXIS 3D*

N) Se ingresa el peso del agua para proceder con el cálculo de presiones de poros y tensiones efectivas.

CÁLCULOS

Para esta propuesta se consideró cuatro etapas constructivas para su evaluación

Anexo 28. Fases constructivas



Fuente: *PLAXIS 3D*

- **Etapa I:** Excavación

La siguiente fase se centra en definir la excavación del muro en el suelo de fundación, a continuación, se presentan los datos iniciales:

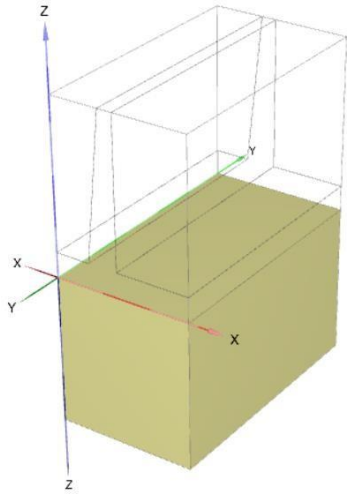
Anexo 29. Fase I

Name	Value
General	
ID	EXCAVACIÓN [Phase_1]
Start from phase	Initial phase
Calculation type	Consolidation
Loading type	Staged construction
ΣM_{weight}	1,000
Pore pressure calculation ty	Phreatic
Time interval	1,000 day
First step	1
Last step	376
Special option	0
Deformation control parameters	
Numerical control parameters	
Reached values	

Fuente: *PLAXIS 3D*

A continuación, se puede observar que en la Fase de Excavación el software no toma en cuenta el muro como tal y tampoco el relleno, como tal solo considera en suelo de fundación.

Anexo 30. Fase I - Excavación



Fuente: *PLAXIS 3D*

- **Etapa II:** Muro

En esta fase se define el muro en voladizo como se muestra a continuación.

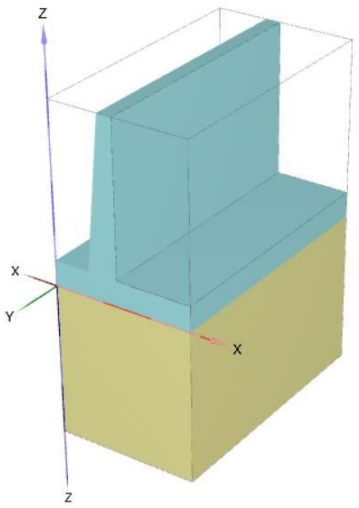
Anexo 31. Fase II

Name	Value
General	
ID	MURO [Phase_2]
Start from phase	EXCAVACIÓN
Calculation type	Consolidation
Loading type	Staged construction
ΣM_{weight}	1,000
Pore pressure calculation ty	Phreatic
Time interval	2,000 day
First step	377
Last step	397
Special option	0
Deformation control parameters	
Numerical control parameters	
Reached values	

Fuente: *PLAXIS 3D*

En el **Anexo *35*** se observa que en la fase muro el software considera la consolidación del muro.

Anexo 32. Fase II - Muro



Fuente: *PLAXIS 3D*

- **Etapa III:** Relleno

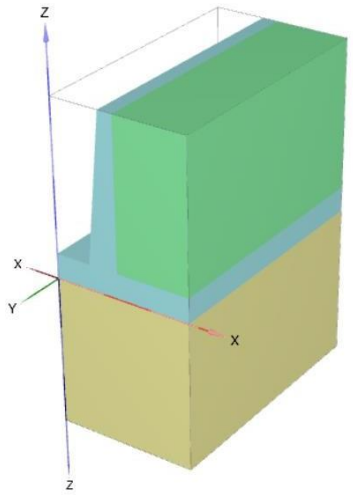
En esta etapa se refiere al relleno que va a sostener el muro

Anexo 33. Fase III

Name	Value
General	
ID	RELLENO [Phase_3]
Start from phase	MURO
Calculation type	Consolidation
Loading type	Staged construction
ΣM_{weight}	1,000
Pore pressure calculation ty	Phreatic
Time interval	3,000 day
First step	398
Last step	410
Special option	0
Deformation control parameters	
Numerical control parameters	
Reached values	

Fuente: *PLAXIS 3D*

Anexo 34. Fase III - Relleno

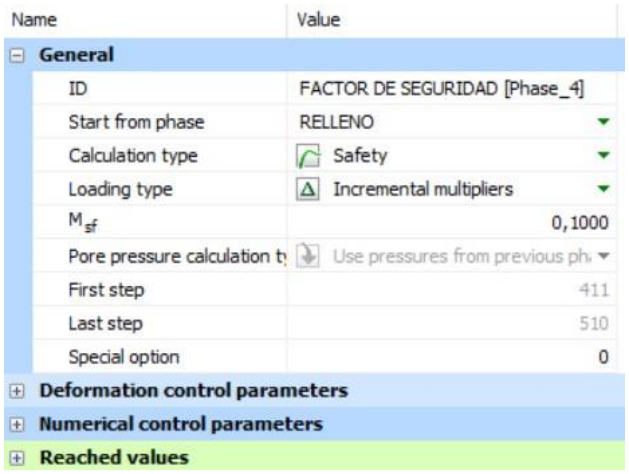


Fuente: *PLAXIS 3D*

- **Etapa IV:** Factor de seguridad

En este apartado se determina el factor de seguridad global

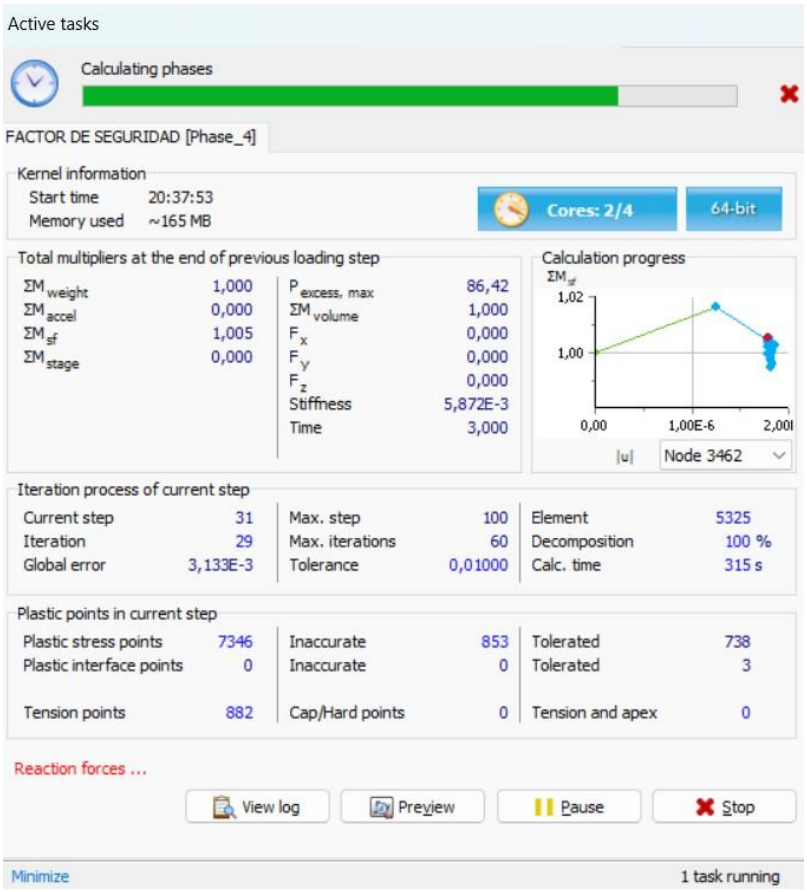
Anexo 35. Fase IV



Fuente: *PLAXIS 3D*

En el ***Anexo 38*** se pueden apreciar como cada una de las fases es calculada luego de ser creadas.

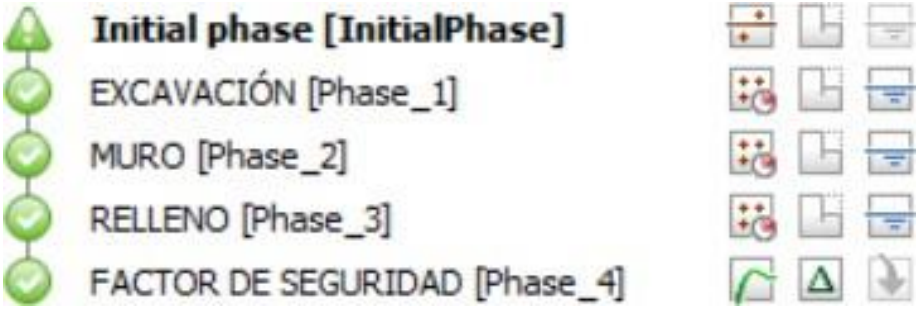
Anexo 36. Cálculo de las fases



Fuente: *PLAXIS 3D*

En la ***Anexo 39*** se puede observar que todas las fases han sido ejecutadas.

Anexo 37. Fases ejecutadas



Fuente: *PLAXIS 3D*

Anexo 38. Estudios de suelo

QC 1.5 CAPACIDAD DE CARGA

Eliud C./2004

PROYECTO:	**CUERPO DE BO,BEROS RAYITO DE LUZ**
LOCALIZACIÓN:	**VIA AL LIMON**
ELABORADO PARA:	**DISEÑO DE CIMENTACION**
ELABORÓ:	**ING. PAUL CABRERA**

FECHA: **23/01/25**

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO -METODO DE TERZAGHI-

Datos:

Profundidad de desplante,Df;*(mts):*	***1,8***
Peso Volumétrico del suelo; Gm *(Ton/m3):*	***2***
Cohesión del suelo, c; *(Ton/m2):*	***1,0***
Ángulo de fricción interna del suelo, Fi *(grados):*	***23***
Ancho o Radio del cimiento; B ó R *(mts):*	***1,4***
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, Nc =	*21,75*
Factor de sobrecarga,Nq =	*10,23*
Factor de piso, Ng =	*6,00*

a) Para cimiento contínuo:

Capacidad de carga última, qc:

qc=c*Nc + Gm*Df*Nq + 0.5*Gm*B*Ng

Capacidad de carga admisible; qa:

qa=qc/FS

*c*Nc = 21,8*
*Gm*Df*Nq = 36,8*
*0.5*g*B*Ng = 8,4*
qc, (Ton/m2) = 67,0
qa, (Ton/m2) = 22,3

b) Para cimiento cuadrado:

Capacidad de carga última, qc:

qc=1.3c*Nc + Gm*Df*Nq + 0.4*Gm*B*Ng

Capacidad de carga admisible; qa:

qa=qc/FS

*1.3*c*Nc = 28,3*
*g*Df*Nq = 36,8*
*0.4*g*B*Ng = 4,8*
qc, (Ton/m2) = 69,9
qa, (Ton/m2) = 23,3

c) Para cimiento circular:

Capacidad de carga última, qc:

qc=1.3c*Nc + Gm*Df*Nq + 0.6*Gm*R*Ng

Capacidad de carga admisible; qa:

qa=qc/FS

*1.3*c*Nc = 28,3*
*g*Df*Nq = 36,8*
*0.6*g*R*Ng = 7,2*
qc, (Ton/m2) = 72,3
qa, (Ton/m2) = 24,1

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

CALCULO DEL ESFUERZO TOTAL (σ)

σ = α . Z Z = 75 cm

σ = **131,91 gr / cm²** γ = 1,76 gr / cm³

CALCULO DE LA PRESION DE POROS (μ)

μ = γ_w . h h = 10 cm

μ = **10 gr / cm²** γ_w = 1 gr / cm³

CALCULO DEL ESFUERZO EFECTIVO ($\bar{\sigma}$)

σ = $\bar{\sigma}$ + μ

$\bar{\sigma}$ = σ − μ

$\bar{\sigma}$ = **121,91 gr / cm²** = **0,121909 Kg / cm²**

CALCULO DEL ANGULO DE FALLA (α)

X = 2,63 cm **Y = 0,4 cm**

tg α = $\frac{Y}{X}$

α = **8,65 º**

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

C O N T E N I D O D E H U M E D A D

$$W(\%) = \frac{Ww}{Ws} \times 100$$

MUESTRA N ° 1

RECIPIENTE	N °	R11
PESO DEL SUELO HUMEDO + RECIPIENTE	W_1	22,94 gr.
PESO DEL SUELO SECO + RECIPIENTE	W_2	20,64 gr.
PESO DEL RECIPIENTE	W_3	9,73 gr.
PESO DEL AGUA	$W_W = W_1 - W_2$	2,3 gr.
PESO DEL SUELO SECO	$W_S = W_2 - W_3$	10,91 gr.
CONTENIDO DE HUMEDAD	**W (%) = Ww / Ws**	**21,08%**

MUESTRA N ° 2

RECIPIENTE	N °	RX6
PESO DEL SUELO HUMEDO + RECIPIENTE	W_1	22,89 gr.
PESO DEL SUELO SECO + RECIPIENTE	W_2	20,55 gr.
PESO DEL RECIPIENTE	W_3	9,78 gr.
PESO DEL AGUA	$W_W = W_1 - W_2$	2,34 gr.
PESO DEL SUELO SECO	$W_S = W_2 - W_3$	10,770 gr.
CONTENIDO DE HUMEDAD	**W (%) = Ww / Ws**	**21,73%**

CONTENIDO DE HUMEDAD PROMEDIO :

$$W(\%)_{PROM} = 21{,}40\%$$

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

CÁLCULO DE LAS AREAS: SUPERIOR - CENTRAL - INFERIOR

As : Area Superior
Ac : Area Central
Ai : Area Inferior

As	**=**	12,069	cm^2
Ac	**=**	11,702	cm^2
Ai	**=**	11,702	cm^2

CÁLCULO DEL AREA MEDIA :

Am : Area Media

Am	**=**	11,763	cm^2

ALTURA MEDIA EN mm:

Hm : Altura Media

Hm	**=**	80,40	mm

CARGA - DEFORMACIÓN:

NÚMERO		CARGA (kg)	DEFORMACIÓN (mm)
Carga # 1	=	**0,26**	10
Carga # 2	=	**0,44**	20
Carga # 3	=	**0,48**	30
Carga # 4	=	**0,58**	40
Carga # 5	=	**0,66**	50
Carga # 6	=	**0,80**	75
Carga # 7	=	**1,04**	100
Carga # 8	=	**1,56**	125
Carga # 9	=	**2,10**	150
Carga # 10	=	**2,32**	175
Carga # 11	=	**2,66**	200
Carga # 12	=	**3,34**	250
Carga # 13	=	**3,54**	270

CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA :

ε = Deformación / Hm

ε_1 =	10	x 10-2 mm	/	80,4	mm =	**0,12 x 10 $^{-2}$**
ε_2 =	20	x 10-2 mm	/	80,4	mm =	**0,25 x 10 $^{-2}$**
ε_3 =	30	x 10-2 mm	/	80,4	mm =	**0,37 x 10 $^{-2}$**
ε_4 =	40	x 10-2 mm	/	80,4	mm =	**0,50 x 10 $^{-2}$**
ε_5 =	50	x 10-2 mm	/	80,4	mm =	**0,62 x 10 $^{-2}$**
ε_6 =	75	x 10-2 mm	/	80,4	mm =	**0,93 x 10 $^{-2}$**
ε_7 =	100	x 10-2 mm	/	80,4	mm =	**1,24 x 10 $^{-2}$**
ε_8 =	125	x 10-2 mm	/	80,4	mm =	**1,55 x 10 $^{-2}$**
ε_9 =	150	x 10-2 mm	/	80,4	mm =	**1,87 x 10 $^{-2}$**
ε_{10} =	175	x 10-2 mm	/	80,4	mm =	**2,18 x 10 $^{-2}$**
ε_{11} =	200	x 10-2 mm	/	80,4	mm =	**2,49 x 10 $^{-2}$**
ε_{12} =	250	x 10-2 mm	/	80,4	mm =	**3,11 x 10 $^{-2}$**
ε_{13} =	270	x 10-2 mm	/	80,4	mm =	**3,36 x 10 $^{-2}$**

CÁLCULO DEL ESFUERZO :

G = Carga / Area Corregida

ESFUERZO 1 =	0,26	kg	/	11,78	cm^2	=	**0,02**	**kg/cm^2**
ESFUERZO 2 =	0,44	kg	/	11,79	cm^2	=	**0,04**	**kg/cm^2**
ESFUERZO 3 =	0,48	kg	/	11,81	cm^2	=	**0,04**	**kg/cm^2**
ESFUERZO 4 =	0,58	kg	/	11,82	cm^2	=	**0,05**	**kg/cm^2**
ESFUERZO 5 =	0,66	kg	/	11,84	cm^2	=	**0,06**	**kg/cm^2**
ESFUERZO 6 =	0,80	kg	/	11,87	cm^2	=	**0,07**	**kg/cm^2**
ESFUERZO 7 =	1,04	kg	/	11,91	cm^2	=	**0,09**	**kg/cm^2**
ESFUERZO 8 =	1,56	kg	/	11,95	cm^2	=	**0,13**	**kg/cm^2**
ESFUERZO 9 =	2,10	kg	/	11,99	cm^2	=	**0,18**	**kg/cm^2**
ESFUERZO 10 =	2,32	kg	/	12,02	cm^2	=	**0,19**	**kg/cm^2**
ESFUERZO 11 =	2,66	kg	/	12,06	cm^2	=	**0,22**	**kg/cm^2**
ESFUERZO 12 =	3,34	kg	/	12,14	cm^2	=	**0,28**	**kg/cm^2**
ESFUERZO 13 =	3,54	kg	/	12,17	cm^2	=	**0,29**	**kg/cm^2**

CÁLCULO DEL ESFUERZO NORMAL (G_1) :

$$G_1 = G_d + G_3$$

G_1 y G_3 = Esfuerzos Principales

G_d = Esfuerzo Deformador

G_1 = 0,29 kg/cm^2 + 0,5 kg/cm^2

G_1 = 0,7908 kg/cm^2

CÁLCULO DE LA ABSCISA AL CENTRO DEL CIRCULO DE MORH (x) :

$$x = \frac{G_1 + G_3}{2} = \frac{0{,}7908 \text{ kg/cm}^2 + 0{,}5 \text{ kg/cm}^2}{2}$$

x = 0,645 kg/cm^2

CÁLCULO DEL RADIO DEL CIRCULO DE MORH (R) :

$$R = \frac{G_1 - G_3}{2} = \frac{0{,}7908 \text{ kg/cm}^2 - 0{,}5 \text{ kg/cm}^2}{2}$$

R = 0,145 kg/cm^2

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

CALCULO DE LAS AREAS: SUPERIOR - CENTRAL - INFERIOR

As : Area Superior
Ac : Area Central
Ai : Area Inferior

As	**=**	11,702	cm^2
Ac	**=**	11,946	cm^2
Ai	**=**	11,763	cm^2

CALCULO DEL AREA MEDIA :

Am : Area Media

Am	**=**	11,875	cm^2

ALTURA MEDIA EN mm:

Hm : Altura Media

Hm	**=**	85,000	mm

CARGA - DEFORMACIÓN:

NUMERO		CARGA (kg)	DEFORMACIÓN (mm)
Carga # 1	=	**0,72**	10
Carga # 2	=	**0,82**	20
Carga # 3	=	**1,00**	30
Carga # 4	=	**1,16**	40
Carga # 5	=	**1,24**	50
Carga # 6	=	**1,36**	75
Carga # 7	=	**1,72**	100
Carga # 8	=	**2,52**	125
Carga # 9	=	**3,36**	150
Carga # 10	=	**3,82**	175
Carga # 11	=	**4,20**	200
Carga # 12	=	**4,40**	250
Carga # 13	=	**4,68**	270

CALCULO DE LA DEFORMACION UNITARIA :

ε = Deformación / Hm

ε_1 =	10	x 10-2 mm	/	85,000	mm =	**0,118 x 10 $^{-2}$**
ε_2 =	20	x 10-2 mm	/	85,000	mm =	**0,235 x 10 $^{-2}$**
ε_3 =	30	x 10-2 mm	/	85,000	mm =	**0,353 x 10 $^{-2}$**
ε_4 =	40	x 10-2 mm	/	85,000	mm =	**0,471 x 10 $^{-2}$**
ε_5 =	50	x 10-2 mm	/	85,000	mm =	**0,588 x 10 $^{-2}$**
ε_6 =	75	x 10-2 mm	/	85,000	mm =	**0,882 x 10 $^{-2}$**
ε_7 =	100	x 10-2 mm	/	85,000	mm =	**1,176 x 10 $^{-2}$**
ε_8 =	125	x 10-2 mm	/	85,000	mm =	**1,471 x 10 $^{-2}$**
ε_9 =	150	x 10-2 mm	/	85,000	mm =	**1,765 x 10 $^{-2}$**
ε_{10} =	175	x 10-2 mm	/	85,000	mm =	**2,059 x 10 $^{-2}$**
ε_{11} =	200	x 10-2 mm	/	85,000	mm =	**2,353 x 10 $^{-2}$**
ε_{12} =	250	x 10-2 mm	/	85,000	mm =	**2,941 x 10 $^{-2}$**
ε_{13} =	280	x 10-2 mm	/	85,000	mm =	**3,294 x 10 $^{-2}$**

CALCULO DEL AREA CORREGIDA :

$$Ac = Am / 1 - \varepsilon$$

Ac_1 =	11,875	/ 1	-	0,118	x 10-2 =	**11,876**	**cm ²**
Ac_2 =	11,875	/ 1	-	0,235	x 10-2 =	**11,878**	**cm ²**
Ac_3 =	11,875	/ 1	-	0,353	x 10-2 =	**11,879**	**cm ²**
Ac_4 =	11,875	/ 1	-	0,471	x 10-2 =	**11,880**	**cm ²**
Ac_5 =	11,875	/ 1	-	0,588	x 10-2 =	**11,882**	**cm ²**
Ac_6 =	11,875	/ 1	-	0,882	x 10-2 =	**11,885**	**cm ²**
Ac_7 =	11,875	/ 1	-	1,176	x 10-2 =	**11,889**	**cm ²**
Ac_8 =	11,875	/ 1	-	1,471	x 10-2 =	**11,892**	**cm ²**
Ac_9 =	11,875	/ 1	-	1,765	x 10-2 =	**11,896**	**cm ²**
Ac_{10} =	11,875	/ 1	-	2,059	x 10-2 =	**11,899**	**cm ²**
Ac_{11} =	11,875	/ 1	-	2,353	x 10-2 =	**11,903**	**cm ²**
Ac_{12} =	11,875	/ 1	-	2,941	x 10-2 =	**11,910**	**cm ²**
Ac_{13} =	11,875	/ 1	-	3,294	x 10-2 =	**11,914**	**cm ²**

CALCULO DEL ESFUERZO :

G = Carga / Area Corregida

ESFUERZO 1 =	0,72	kg /	11,876	cm^2 =	**0,0606**	**kg/cm ²**
ESFUERZO 2 =	0,82	kg /	11,878	cm^2 =	**0,0690**	**kg/cm ²**
ESFUERZO 3 =	1,00	kg /	11,879	cm^2 =	**0,0842**	**kg/cm ²**
ESFUERZO 4 =	1,16	kg /	11,880	cm^2 =	**0,0976**	**kg/cm ²**
ESFUERZO 5 =	1,24	kg /	11,882	cm^2 =	**0,1044**	**kg/cm ²**
ESFUERZO 6 =	1,36	kg /	11,885	cm^2 =	**0,1144**	**kg/cm ²**
ESFUERZO 7 =	1,72	kg /	11,889	cm^2 =	**0,1447**	**kg/cm ²**
ESFUERZO 8 =	2,52	kg /	11,892	cm^2 =	**0,2119**	**kg/cm ²**
ESFUERZO 9 =	3,36	kg /	11,896	cm^2 =	**0,2825**	**kg/cm ²**
ESFUERZO 10 =	3,82	kg /	11,899	cm^2 =	**0,3210**	**kg/cm ²**
ESFUERZO 11 =	4,20	kg /	11,903	cm^2 =	**0,3529**	**kg/cm ²**
ESFUERZO 12 =	4,40	kg /	11,910	cm^2 =	**0,3694**	**kg/cm ²**
ESFUERZO 13 =	4,68	kg /	11,914	cm^2 =	**0,3928**	**kg/cm ²**

CALCULO DEL ESFUERZO NORMAL (G_1) :

$$G_1 = G_d + G_3$$

G_1 y G_3 = Esfuerzos Principales

G_d = Esfuerzo Deformador

G_1 = 0,39 kg/cm² + 1,0 kg/cm²

G_1 = 1,3928 kg/cm²

CALCULO DE LA ABSCISA AL CENTRO DEL CIRCULO DE MORH (x) :

$$x = \frac{G_1 + G_3}{2} = \frac{1{,}3928 \text{ kg/cm}^2 + 1 \text{ kg/cm}^2}{2}$$

$$x = 1{,}196 \text{ kg/cm}^2$$

CALCULO DEL RADIO DEL CIRCULO DE MORH (R) :

$$R = \frac{G_1 - G_3}{2} = \frac{1{,}3928 \text{ kg/cm}^2 - 1 \text{ kg/cm}^2}{2}$$

$$R = 0{,}196 \text{ kg/cm}^2$$

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

CALCULO DE LAS AREAS: SUPERIOR - CENTRAL - INFERIOR

As : Area Superior
Ac : Area Central
Ai : Area Inferior

As	**=**	11,642	cm^2
Ac	**=**	11,824	cm^2
Ai	**=**	11,642	cm^2

CALCULO DEL AREA MEDIA :

Am : Area Media

Am	**=**	11,763	cm^2

ALTURA MEDIA EN mm :

Hm : Altura Media

Hm	**=**	77,300	mm

CALCULO DE LA CARGA :

NÚMERO		CARGA (kg)	DEFORMACIÓN (mm)
Carga # 1	=	**1,8000**	10
Carga # 2	=	**2,1600**	20
Carga # 3	=	**2,5800**	30
Carga # 4	=	**2,9000**	40
Carga # 5	=	**3,2800**	50
Carga # 6	=	**3,8000**	75
Carga # 7	=	**4,1200**	100
Carga # 8	=	**4,6400**	125
Carga # 9	=	**4,7600**	150
Carga # 10	=	**4,7000**	175
Carga # 11	=	**4,6600**	200
Carga # 12	=	**4,3400**	250
Carga # 13	=	**3,8800**	270

CALCULO DE LA DEFORMACION UNITARIA :

ε = Deformación / Hm

ε_1 =	10	x 10-2 mm	/	77,300	mm =	**0,129 x 10 $^{-2}$**
ε_2 =	20	x 10-2 mm	/	77,300	mm =	**0,259 x 10 $^{-2}$**
ε_3 =	30	x 10-2 mm	/	77,300	mm =	**0,388 x 10 $^{-2}$**
ε_4 =	40	x 10-2 mm	/	77,300	mm =	**0,517 x 10 $^{-2}$**
ε_5 =	50	x 10-2 mm	/	77,300	mm =	**0,647 x 10 $^{-2}$**
ε_6 =	75	x 10-2 mm	/	77,300	mm =	**0,970 x 10 $^{-2}$**
ε_7 =	100	x 10-2 mm	/	77,300	mm =	**1,294 x 10 $^{-2}$**
ε_8 =	125	x 10-2 mm	/	77,300	mm =	**1,617 x 10 $^{-2}$**
ε_9 =	150	x 10-2 mm	/	77,300	mm =	**1,940 x 10 $^{-2}$**
ε_{10} =	175	x 10-2 mm	/	77,300	mm =	**2,264 x 10 $^{-2}$**
ε_{11} =	200	x 10-2 mm	/	77,300	mm =	**2,587 x 10 $^{-2}$**
ε_{12} =	250	x 10-2 mm	/	77,300	mm =	**3,234 x 10 $^{-2}$**
ε_{13} =	270	x 10-2 mm	/	77,300	mm =	**3,493 x 10 $^{-2}$**

CALCULO DEL AREA CORREGIDA :

Ac = Am / 1 - ε

Ac_1 =	11,763	/ 1	-	0,129	x 10-2	=	**11,765**	**cm²**
Ac_2 =	11,763	/ 1	-	0,259	x 10-2	=	**11,766**	**cm²**
Ac_3 =	11,763	/ 1	-	0,388	x 10-2	=	**11,768**	**cm²**
Ac_4 =	11,763	/ 1	-	0,517	x 10-2	=	**11,769**	**cm²**
Ac_5 =	11,763	/ 1	-	0,647	x 10-2	=	**11,771**	**cm²**
Ac_6 =	11,763	/ 1	-	0,970	x 10-2	=	**11,774**	**cm²**
Ac_7 =	11,763	/ 1	-	1,294	x 10-2	=	**11,778**	**cm²**
Ac_8 =	11,763	/ 1	-	1,617	x 10-2	=	**11,782**	**cm²**
Ac_9 =	11,763	/ 1	-	1,940	x 10-2	=	**11,786**	**cm²**
Ac_{10} =	11,763	/ 1	-	2,264	x 10-2	=	**11,790**	**cm²**
Ac_{11} =	11,763	/ 1	-	2,587	x 10-2	=	**11,794**	**cm²**
Ac_{12} =	11,763	/ 1	-	3,234	x 10-2	=	**11,801**	**cm²**
Ac_{13} =	11,763	/ 1	-	3,493	x 10-2	=	**11,804**	**cm²**

CALCULO DEL ESFUERZO :

G = Carga / Area Corregida

ESFUERZO 1 =	1,8000	kg	/	11,765	cm^2	=	**0,1530**	**kg/cm²**
ESFUERZO 2 =	2,1600	kg	/	11,766	cm^2	=	**0,1836**	**kg/cm²**
ESFUERZO 3 =	2,5800	kg	/	11,768	cm^2	=	**0,2192**	**kg/cm²**
ESFUERZO 4 =	2,9000	kg	/	11,769	cm^2	=	**0,2464**	**kg/cm²**
ESFUERZO 5 =	3,2800	kg	/	11,771	cm^2	=	**0,2787**	**kg/cm²**
ESFUERZO 6 =	3,8000	kg	/	11,774	cm^2	=	**0,3227**	**kg/cm²**
ESFUERZO 7 =	4,1200	kg	/	11,778	cm^2	=	**0,3498**	**kg/cm²**
ESFUERZO 8 =	4,6400	kg	/	11,782	cm^2	=	**0,3938**	**kg/cm²**
ESFUERZO 9 =	4,7600	kg	/	11,786	cm^2	=	**0,4039**	**kg/cm²**
ESFUERZO 10 =	4,7000	kg	/	11,790	cm^2	=	**0,3987**	**kg/cm²**
ESFUERZO 11 =	4,6600	kg	/	11,794	cm^2	=	**0,3951**	**kg/cm²**
ESFUERZO 12 =	4,3400	kg	/	11,801	cm^2	=	**0,3678**	**kg/cm²**
ESFUERZO 13 =	3,8800	kg	/	11,804	cm^2	=	**0,3287**	**kg/cm²**

CALCULO DEL ESFUERZO NORMAL (G_1) :

$$G_1 = G_d + G_3$$

G_1 y G_3 = Esfuerzos Principales

G_d = Esfuerzo Deformador

G_1 = 0,33 kg/cm² + 1,5 kg/cm²

G_1 = 1,8287 kg/cm²

CALCULO DE LA ABSCISA AL CENTRO DEL CIRCULO DE MORH (x) :

$$x = \frac{G_1 + G_3}{2} = \frac{1{,}8287 \text{ kg/cm}^2 + 1{,}5 \text{ kg/cm}^2}{2}$$

x = 1,664 kg/cm²

CALCULO DEL RADIO DEL CIRCULO DE MORH (R) :

$$R = \frac{G_1 - G_3}{2} = \frac{1{,}8287 \text{ kg/cm}^2 - 1{,}5 \text{ kg/cm}^2}{2}$$

R = 0,164 kg/cm²

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

RESISTENCIA AL CORTE

TIPO DE ENSAYO ESFUERZO TRIAXIAL

FECHA SEPT. 2023 **GRUPO** _____ **REVISO** _____

SONDEO Nº1 2 METROS

Ds :	3,92	cm.	**As :**	12,0687423		**Wo :**	166,34	gr.
Dc :	3,86	cm.	**Ac :**	11,7021185		**V :**	94,57631	cm^3
Di :	3,86	cm.	**Ai :**	11,7021185		γ_m **:**	1,76	gr/cm^3
Hm :	8,04	cm.	**Am =**	As + 4Ac + Ai / 6		γ_s **:**		gr/cm^3
Cte.An :		$Kg/10^{-4}$ plg	**Am :**	11,763		**Gs :**		gr/cm^3

TIEMPO (mm)	LECTURA 1×10^{-4} plg	CARGA Kg	DEFORMACIÓN mm x 10^{-2}	DEFORMACIÓN UNITARIA x 10^{-2}	AREA CORREGIDA cm^2	ESFUERZO Kg/cm^2
		0,26	10	0,124	11,778	0,022
		0,44	20	0,249	11,793	0,037
		0,48	30	0,373	11,807	0,041
		0,58	40	0,498	11,822	0,049
		0,66	50	0,622	11,837	0,056
		0,80	75	0,933	11,874	0,067
		1,04	100	1,244	11,911	0,087
		1,56	125	1,555	11,949	0,131
		2,10	150	1,866	11,987	0,175
		2,32	175	2,177	12,025	0,193
		2,66	200	2,488	12,063	0,221
		3,34	250	3,109	12,141	0,275
		3,54	270	3,358	12,172	0,291

CONTENIDO DE HUMEDAD		
MUESTRA	**1**	**2**
CAPSULA N °	R48	R8A
PESO CAPS. + S. HUM.	24,6	24,4
PESO CAPS. + S. SEC.	20,64	20,55
PESO DEL AGUA	3,96	3,93
PESO DE LA CAPSULA	9,70	9,72
PESO DEL S. SECO	10,94	10,83
HUMEDAD %	36,20%	36,29%
HUMEDAD PROMEDIO	**36,24%**	

$$\text{Area Corregida} = \frac{Am}{1 - \text{Deform. Unit.}}$$

$$\text{Deform. Unitaria} = \frac{\text{Deformación}}{Hm}$$

FALLA

OBSERVACIONES : _____

ING. PAUL CABRERA GORDILLO
RESP. TEC.

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

RESISTENCIA AL CORTE

TIPO DE ENSAYO ESFUERZO TRIAXIAL

FECHA SEPT. 2023 **GRUPO** **REVISO**

SONDEO Nª 1 5 METROS

Ds :	3,85	cm.	**As :**	11,6415643		**Wo :**	178,45	gr.
Dc :	3,88	cm.	**Ac :**	11,8236981		**V :**	90,93	cm^3
Di :	3,85	cm.	**Ai :**	11,6415643		γ_m **:**	1,96	gr/cm^3
Hm :	7,73	cm.	**Am =**	As + 4Ac + Ai / 6		γ_s **:**		gr/cm^3
Cte.An :		$Kg/10^{-4}$ plg	**Am :**	11,7629868		**Gs :**		gr/cm^3

TIEMPO (mm)	LECTURA 1 x 10^{-4} plg	CARGA Kg	DEFORMC mm x 10^{-2}	DEFORMC UNITARIA x 10^{-2}	AREA CORREG cm^2	ESFUERZO Kg/cm^2
		1,800	10	0,129	11,785	0,153
		1,166	20	0,259	11,786	0,099
		1,584	30	0,388	11,788	0,134
		1,936	40	0,517	11,789	0,164
		1,782	150	0,647	11,791	0,151
		2,850	175	0,776	11,794	0,242
		3,126	190	1,294	11,796	0,265
		3,842	225	1,553	11,799	0,326
		4,260	250	1,940	11,803	0,361
		4,740	275	2,264	11,806	0,402
		4,668	300	2,587	11,809	0,395
		4,34	250	3,234	11,801	0,368
		3,88	270	3,493	11,804	0,329

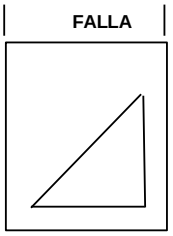
OBSERVACIONES :

CONTENIDO DE HUMEDAD		
MUESTRA	**1**	**2**
CAPSULA N °	R11	RX6
PESO CAPS. + S. HUM.	22,94	22,89
PESO CAPS. + S. SEC.	20,64	20,55
PESO DEL AGUA	2,3	2,34
PESO DE LA CAPSULA	9,73	9,78
PESO DEL S. SECO	10,91	10,77
HUMEDAD %	21,08%	21,73%
HUMEDAD PROMEDIO	**21,40%**	

Area Corregida = Am / (1 - Deform. Unit.)

Deform. Unitaria = Deformación / Hm

FALLA



OBSERVACIONES :

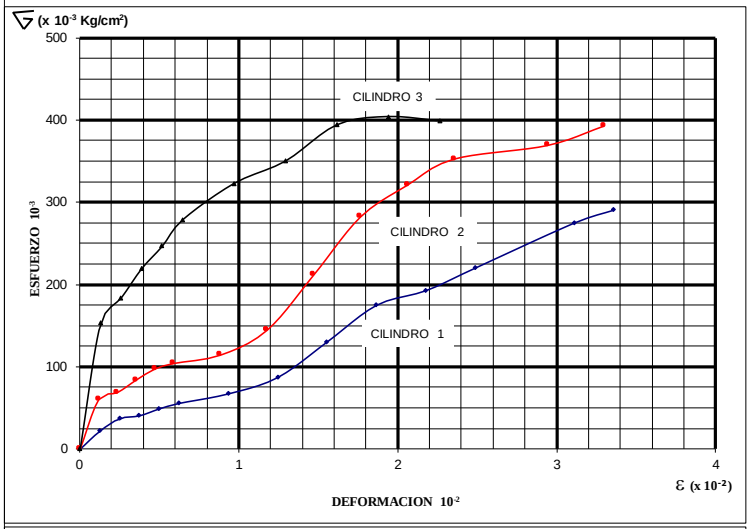
ING. PAUL CABRERA GORDILLO
RESP. TEC.

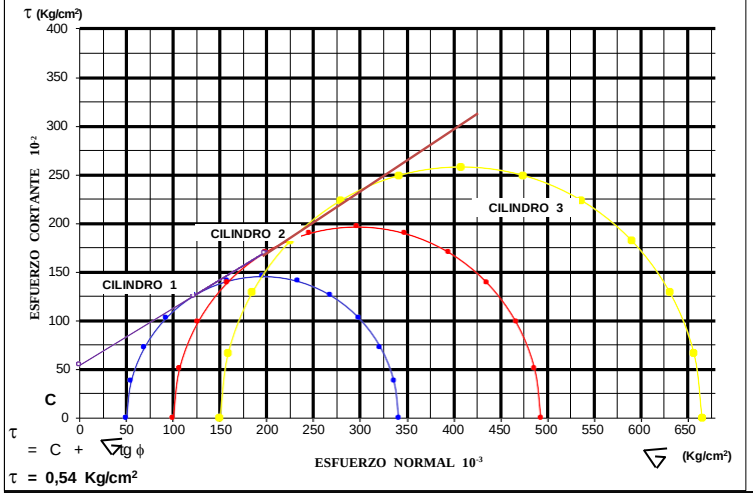
LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

RESISTENCIA AL CORTE

TIPO DE ENSAYO: COMPRESIÓN SIMPLE
FECHA: GRUPO:
OPERADOR: ING. PAUL CABRERA GORDILLO — RESP. TEC.

CILINDRO 1		CILINDRO 2		CILINDRO 3	
Deformación unitaria	Esfuerzo (Kg/cm2)	Deformación unitaria	Esfuerzo (Kg/cm2)	Deformación unitaria	Esfuerzo (Kg/cm2)
x 10⁻²	x 10⁻³	x 10⁻²	x 10⁻³	x 10⁻²	x 10⁻³
0,00	0,00	0,000	0,00	0,00	0,00
0,124	22,075	0,118	60,626	0,13	153,00
0,249	37,312	0,235	69,038	0,26	183,58
0,373	40,653	0,353	84,182	0,39	219,25
0,498	49,061	0,471	97,640	0,52	246,41
0,622	55,758	0,588	104,362	0,65	278,66
0,933	67,374	0,882	114,428	0,97	322,73
1,244	87,312	1,176	144,675	1,29	349,80
1,555	130,555	1,471	211,903	1,62	393,82
1,866	175,192	1,765	282,454	1,94	403,87
2,177	192,932	2,059	321,028	2,26	398,65
2,488	220,503	2,353	352,859	2,59	395,13
3,109	275,107	2,941	369,444	3,23	367,76
3,358	290,832	3,294	392,815	3,49	328,70





CILINDRO 1

D = 290,83
r = 145,42
Presión de confinamiento: 50

	XA	YA	XR	YR
0	0,00	145,42	0,00	340,83	0,00
15	0,26	140,46	37,64	335,88	37,64
30	0,52	125,93	72,71	321,35	72,71
45	0,79	102,82	102,82	298,24	102,82
60	1,05	72,71	125,93	268,12	125,93
75	1,31	37,64	140,46	233,05	140,46
90	1,57	0,00	145,42	195,42	145,42
105	1,83	-37,64	140,46	157,78	140,46
120	2,09	-72,71	125,93	122,71	125,93
135	2,36	-102,82	102,82	92,59	102,82
150	2,62	-125,93	72,71	69,48	72,71
165	2,88	-140,46	37,64	54,95	37,64
180	3,14	-145,42	0,00	50,00	0,00

Linea Tangente

ϕ = 1,0415198 rad

		X	Y	
Cilindro 1	X3	121,99	125,52	Y3
Cilindro 2	X4	197,24	169,53	Y4
Linea Tg =		0,00	54,16	

CILINDRO 2

D = 392,81
r = 196,41
Presión de confinamiento: 100

	XA	YA	XR	YR
0	0,00	196,41	0,00	492,81	0,00
15	0,26	189,72	50,83	486,12	50,83
30	0,52	170,09	98,20	466,50	98,20
45	0,79	138,88	138,88	435,29	138,88
60	1,05	98,20	170,09	394,61	170,09
75	1,31	50,83	189,72	347,24	189,72
90	1,57	0,00	196,41	296,41	196,41
105	1,83	-50,83	189,72	245,57	189,72
120	2,09	-98,20	170,09	198,20	170,09
135	2,36	-138,88	138,88	157,53	138,88
150	2,62	-170,09	98,20	126,31	98,20
165	2,88	-189,72	50,83	106,69	50,83
180	3,14	-196,41	0,00	100,00	0,00

CILINDRO 3

D = 515,00
r = 257,50
Presión de confinamien: 150

	XA	YA	XR	YR
0	0,00	257,50	0,00	665,00	0,00
15	0,26	248,73	66,65	656,23	66,65
30	0,52	223,00	128,75	630,50	128,75
45	0,79	182,08	182,08	589,58	182,08
60	1,05	128,75	223,00	536,25	223,00
75	1,31	66,65	248,73	474,15	248,73
90	1,57	0,00	257,50	407,50	257,50
105	1,83	-66,65	248,73	340,85	248,73
120	2,09	-128,75	223,00	278,75	223,00
135	2,36	-182,08	182,08	225,42	182,08
150	2,62	-223,00	128,75	184,50	128,75
165	2,88	-248,73	66,65	158,77	66,65
180	3,14	-257,50	0,00	150,00	0,00

RESISTENCIA AL CORTE

τ = C + σ tg ϕ

τ = 0,54 Kg / cm²

Anexo 39. Cálculo de análisis de estabilidad de muro de 4m

UNIVERSIDAD TECNICA DE MACHALA
Calidad, Pertinencia Y Calidez
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
INGENIERIA CIVIL

Nombre: Betzy Dayana Reyes Belduma
Curso: Decimo "A"
Fecha: 10 de Junio del 2024

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**	=	1,40
Ángulo de fricción interna del suelo (grados)	**ϕ1**	=	30,00
Peso especifico del suelo (Tn/m^3)	**Ɣ1**	=	1,76
Cohesión del suelo de fundación (Tn/m^2)	**C1**	=	0,54
Profundidad de Desplante (m)	**Df**	=	3,00
Coeficiente de fricción del suelo	**f**	=	0,80
(A falta del dato f=tan Ø1)	**f**	=	0,58
DATOS DEL SUELO DE RELLENO			
Ángulo de fricción interna del suelo (grados)	**ϕ2**	=	25,00
Peso Especifico del suelo de relleno (Tn/m^3)	**Ɣ2**	=	2,00
Cohesión del suelo de relleno (Tn/m^2)	**C2**	=	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 especifico del concreto (Tn/m^3)	**Ɣc**	=	2,40
DATOS DE LAS DIMENSIONES DEL MURO			
Altura total del muro (m)	**H**	=	4,00
Altura de la pantalla del muro (m)	**hp**	=	3,50
Altura de la zapata del muro (m)	**hz**	=	0,50
Altura de relleno a sobrecarga vehicular (m)	**ho**	=	1,00
Ancho de la base del muro (m)	**B**	=	2,80
Corona del muro (m)	**C**	=	0,30
Punta del muro (m)	**M**	=	0,70
Talón del muro (m)	**N**	=	1,50
Base central (m)	**G**	=	0,60
Ancho de sardinel (Ancho = C) (m)	**Ancho**	=	0,50
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

0,3

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO DE CONTENCIÓN

El analisis de esta estructura determina las fuerzas que actuan 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
sen ϕ2	0,423

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

Ka	0,361

Θ	0	Ángulo de la cara interna del muro con la horizontal
0	25,00	Ángulo de fricción interna (del relleno)
α	0,000	Ángulo del talud de terreno del relleno con la horizontal
δ°	16,667	

cos (ϕ - Θ)	0,906
cos (Θ)	1,0000
cos (δ - Θ)	0,958
sen (δ + ϕ)	0,665

sen (ϕ - β)	0,423
cos (δ + Θ)	0,9580
cos (Θ - β)	1,000

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

Ɣ2	2,00 ton/m3
H	4,00 m

$$E_a = \left(\frac{1}{2} * Y2 * H^2\right) * K_a$$

Ea	5,773 ton/m

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

Dv	1,333 m

Medido desde la base del muro

Aplicando a: $D_h = B$

Dh	2,800 m

Medido desde el punto J de la base del muro

CÁLCULO DEL MOMENTO POR EL EMPUJE ACTIVO Ma

$$M_a = E_a * D_v$$

Ma	7,697 ton-m/m

Como el Ea varia linealmente con la profundidad; tenemos las componentes horizontal y vertical

Ea	5,77
β°	0,000

En la teoria de Rankine, se supone que la cara interna del muro es vertical (Ψ°=90 °) y que el empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir forma un ángulo a° con la horizontal.

En este sentido esta fuerza no es siempre horizontal.

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

Eah	5,773 ton/m

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

Eav	0,000 ton/m

Entonces para valores de β= 0

E_{ah} = Ea **E_{av} = 0°**

CÁLCULO DEL EMPUJE DE LA SOBRECARGA Es

Υ2	2,00
ho	1,00
H	4,00
Ka	0,361

$$E_s = \Upsilon 2 * h_o * H * K_a$$

Es	2,886 ton/m

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

Dvs	2,000 m

Medido desde la base del muro

CÁLCULO DEL MOMENTO POR EMPUJE DE LA SOBRECARGA Ms

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

Ms	5,773 ton-m/m

CÁLCULO DEL EMPUJE TOTAL DEL SUELO Et = Ea + Es

Ea	5,773
Es	2,886

$$E_t = E_a + E_s$$

Et	8,659 ton/m

CÁLCULO DEL MOMENTO ACTUANTES DEL SUELO Mas = Ma + Ms

Ma	7,697
Ms	5,773

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

Mas	13,470 ton/m

CÁLCULO DEL EMPUJE EN CONDICIÓN 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

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

Θ	0
ϕ1	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

cos (ϕ + Θ)	0,866
cos (Θ)	1,000
cos (δ - Θ)	0,940
sen (δ - ϕ)	0,342
sen (ϕ + β)	0,500
cos (δ - Θ)	0,940
cos (Θ - β)	1,000

Kp	2,427

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

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

Ep	19,226 ton/m

ϒ1	1,76
Df	3,00
Kp	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:

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

Ep	5,875 ton/m

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

Dv	2,000 m

h1	2,50 m

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

$$E_p = \frac{1}{2} * \Upsilon 1 * K_p * Df^2 + 2 * C1 * \sqrt{K_p} * Df$$

Ep	24,274 ton/m

ϒ1	1,76
C1	0,54
Df	3,000
Kp	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 dividio 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	2,80	0,50	1,00	1,400	1,40	0,25	2,40	3,36	4,70	0,84
2	0,30	3,50	1,00	1,050	1,15	2,25	2,40	2,52	2,90	5,67
3	0,30	3,50	0,5	0,525	0,90	1,67	2,40	1,26	1,13	2,10
4	1,50	3,50	1,00	5,250	2,05	2,25	2,00	10,50	21,53	23,63
5	1,50	1,00	1,00	1,500	2,05	4,00	2,00	3,00	6,15	12,00
Eav					2,80	1,33		0,000	0,00	0,00
TOTAL								20,64	36,41	44,24

CÁLCULO POR PESO PROPIO

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

Ppmuro de concreto	7,14 ton/m

CÁLCULO DEL MOMENTO POR PESO PROPIO DEL MURO DE CONCRETO Mppx

ΣMppx	8,736 ton-m/m
ΣMppy	8,610 ton-m/m

CÁLCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD DE PESO PROPIO DEL MURO: BRAZO Xco, BRAZO Yco

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

Xcg	1,224 m

$$X_{cg} = \frac{\sum My}{\sum Pmc}$$

Ycg	1,206 m	

Se debe cumplir que:

Ppmuro de concreto * X_{cg} =ΣMppx	8,736 ton-m/m

CÁLCULO POR LA SOBRECARGA

CALCULO DE LA SOBRECARGA q:

Es la altura de relleno equivalente a sobrecarga vehicular

$$q = \Upsilon 2 * ho$$

Y2	2,00
ho	1,00

q	2,000 ton/m2

CALCULO DEL PESO TOTAL DE LA SOBRECARGA Ws:

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

$$W_s = q * L$$

L	1,50
q	2,00

Ws	3,000 ton/m

Aplicando a:

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

Dws	2,050 ton/m

CALCULO DEL MOMENTO POR LA SOBRECARGA Ms:

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

Ms	6,150 ton-m/m

CÁLCULO DEL PESO TOTAL DEL RELLENO Wr:

CÁLCULO DEL PESO TOTAL DEL RELLENO wr

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

Y2	2,00

$$V_r = h_p * N * 1$$

Vr	5,250 m3/m

$$W_r = \Upsilon 2 * V_r$$

Wr	10,500 ton/m

Aplicando a:

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

Dwr	2,050 m

CÁLCULO DEL MOMENTO DEL RELLONO POR ENCIMA DEL TALÓN Mr:

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

Mr	21,525 ton-m/m

CÁLCULO DEL PESO TOTAL DEL MURO Ptotal:

Ptotal	20,640 ton/m

CÁLCULO DE LA RESULTANTE DE LAS FUERZAS VERTICALES Rv:

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

Ppmuro de concreto	7,14 ton/m
Wr	10,5 ton/m
Ws	3 ton/m
Eav	0,000 ton/m

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

Rv	20,640 ton/m

Se debe cumplir que:

$$R_v = P_{total}$$

20,640 ton/m	=	20,640 ton/m	**OK**

CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE O ESTABILIZANTES DEL MURO Me:

$$M_e = M_{ppx} + M_s + M_r + E_{av} * B$$

Me	36,411 ton/m

Se debe cumplir que:

$$\sum Mppx + M_s + M_r + ME_{av} = \sum Mx_{total}$$

36,411 ton/m	=	36,411 ton/m	OK

ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL MURO

FÁCTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VOLTEO FSV

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

Eah	5,77
H	4,00

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

Mv	7,697 ton-m/m

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

ΣMxtotal	36,41
Mv	7,70

$$FSV = \frac{\sum Mx}{M_y}$$

4,730	>	2,000	CUMPLE POR VOLTEO

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

Mv	13,470 ton-m/m

Momento estabilizante (Me)
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)

Me	36,411 ton-m/m

Entonces el factor de seguridad contra el volteo sera:

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

2,703	>	1,500	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:

Ptotal	20,64
Eah	5,77
f	0,577

0,6

$$FSD = \frac{P_{total} * f}{E_{ah}}$$

2,064	>	1,500	CUMPLE POR DESLIZAMIENTO

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	0,54
Eav	0,00
B	2,80
Rv	20,64
Ep	5,87

ϕ1	30,00
δ	20,00
μ	0,364
C'	0,27

Angulo de fricción suelo - muro = 2/3 ϕ1
tan (2/3*ϕ1)

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

Fr	16,143 ton/m

Entonces el Factor de Seguridad Contra el Deslizamiento será: (Hacemos Eah = Et)

Fr	16,14
Eah = Et	8,659

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

1,864	>	1,5	CUMPLE POR DESLIZAMIENTO

FÁCTOR DE SEGURIDAD CONTRA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

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

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

Rv	20,64
Σmxtotal	36,41
Mv	7,697

Se debe tener cuidado de que Xr no salga negativo

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

Xr	1,391 ton/m	Es el punto de aplicación de la fuerza resultante Xr, medido desde el punto J, ubicado en la puntera de la base

CÁLCULO DE LA EXCENTRICIDAD DE LA FUERZA RESULTANTE ex:

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	2,80
Xr	1,391

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

ex	0,009 m	Medida desde el centro de la base

$$e_{máx} = \frac{B}{6}$$

emáx	0,467 m

Se debe cumplir que:

$$e_x < e_{máx}$$

0,009 m	<	0,467 m	**OK**

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

Rv	20,64
B	2,80
ex	0,01

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

σmáx	0,751 kg/cm2

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

σmin	0,723 kg/cm2

Se debe cumplir que:

σmáx < σ	0,751	<	1,4	**OK**

Se debe cumplir que:

σmin > 0	0,723	>	0	**OK**

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

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	5,280 ton/m2

Ancho Efectivo de la Cimentación:

$$B' = B - 2e_x$$

B'	2,782 m

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

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

Nc	30,140

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

Nq	18,401

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

Nγ	22,402

Determinación de los Factores de Profundidad:

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

Fcd	1,317

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

Fqd	1,311

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

Fγd	1

Determinación de los Factores de Inclinacion de Carga:

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

Fci	0,683

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

Fqi	0,683

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\Psi'}{\phi°}\right)^2$$

Fγi	0,230

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

Ψ	15,626

Determinación de los Factores de Forma:

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

Sc	2,699

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

Sq	2,606

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

Sy	-0,113

Datos del suelo de fundación:

Ϋ1	1,76
C1	0,54
ϕ1	30,00
Df	3,00
B	2,80
ex	0,01

Longitud del muro "L":

L	1,00

Además:

Ea	5,77
Pp	20,640

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

$$q_{últ} = C1 * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_\gamma * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

qúlt	11,423 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 FScarga = 3

qúlt	11,42
σmáx	0,751

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{últ}}{Fs}$$

σadm	3,808 kg/cm2

$$FS_{carga} = \frac{q_{últ}}{\sigma_{máx}}$$

Fscarga	15,209 kg/cm2

Se debe cumplir que:

FScarga > 3

15,209	>	3	OK

Se debe cumplir que:

σmáx < σadm

0,751	<	3,808	OK

Fuente: *Elaboración propia*

Anexo 40. Cálculo de análisis de estabilidad + sismo de muro de 4m

ANÁLISIS CON SISMO DE MURO DE CONTENCIÓN

ANÁLISIS POR SISMO

NOMENCLATURA Y PARÁMETROS

Z	0,4	Factor de zona
fa	1,2	
Kh	0,320	coeficiente de aceleración horizontal
Kv	0,213	coeficiente de aceleración vertical
Coeficiente q	2,070	

CALCULO DE LA FUERZA SISMICA DEL PESO PROPIO Fspp

Ubicada en el centro de gravedad del muro

Ppmuro de concreto	7,14 ton/m
Kh	0,320

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

Fspp	2,285 ton/m

Aplicado a:

Xcg	1,224 m

Ycg	1,206 m

CALCULO DEL MOMENTO DE LA FUERZA SISIMICA DEL PESO PROPIO Mspp

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

Mspp	2,755 ton-m/m

CÁLCULO DE COEFICIENTE ETA

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

η	22,135

CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE PRESIÓN DINÁMICA ACTIVA Kae

Determinado por la Ecuación de Mononobe Okabe:
Para:

$$\alpha < f_2 - \text{q}$$

0	<	2,865	**OK**

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

Θ	0	Ángulo de la cara interna del muro con la horizontal
ϕ2	25,00	Ángulo de fricción interna (del relleno)
α	0,000	Ángulo del talud de terreno del relleno con la horizontal
δ°	16,667	Ángulo de fricción suelo muro = (2/3*f2), según Terzaghi
η	22,135	

cos (ϕ - Θ - η)	0,999
cos (η)	0,9263
cos(Θ)	1,000
cos (δ + Θ + η)	0,779

sen (ϕ + δ)	0,665
sen (ϕ - α - η)	0,0500
cos (δ + Θ + η)	0,779
cos (α - Θ)	1,000

Kae	0,949

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

Y2	2,00 ton/m3
H	4,00 m

$$E_a = \left(\frac{1}{2} * Y2 * H^2\right) * K_a$$

Ea	5,196 ton/m

Como el Ea varia linealmente con la profundidad; tenemos las componentes horizontal y vertical

Ea	5,20
β°	0,000

En la teoria de Rankine, se supone que la cara interna del muro es vertical (Ψ°=90 °) y que el empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir forma un ángulo a° con la horizontal.

En este sentido esta fuerza no es siempre horizontal.

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

Eah	5,196 ton/m

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

Eav	0,000 ton/m

CÁLCULO DEL EMPUJE ACTIVO (Eae) - POR UNIDAD DE LONGITUD DE MURO

$$E_{ae} = \left(\frac{1}{2} * K_{ae} * Y2 * H^2\right) * (1 - k_v)$$

Y2	2,00
H	4,00
Kv	0,21
Kae	0,95

Eae	11,949 ton/m

CÁLCULO DEL INCREMENTO DINÁMICO DEL EMPUJE ACTIVO (Δ DEa)

Y2	2,00
H	4,00
Kae	0,747
Ka	0,361
Kv	0,213

$$\Delta DE_a = (0{,}5 * Y_2 * H^2) * (K_{ae}(1 - k_v) - K_a)$$

Δ DEa	6,176 ton/m

Aplicado a:

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

Dvd	2,667 m

CÁLCULO DEL MOMENTO DE INCREMENTO DINÁMICO DEL EMPUJE ACTIVO (Momento por Empuje Sismico); Msis

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

Msis	16,469 ton-m/m

CÁLCULO DEL EMPUJE TOTAL (Et = Ea + ΔDEa + Fspp)

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

Ea	5,196 ton/m
Δ Dea	6,176 ton/m
Fspp	2,285 ton/m

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

Et	13,656 ton/m

CÁLCULO DE LA RESULTANTE DE LAS FUERZAS VERTICALES Rv

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

Ppmuro de concreto	7,14 ton/m
Wr	10,500 ton/m

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

Rv	17,640 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	26,152 ton-m/m

CÁLCULO DEL EMPUJE EN CONDICIÓN 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

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

Θ	0
ϕ1	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

Kp	1,647

ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL MURO

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VOLTEO FSV

MOMENTO DE VOLTEO Mv

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

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

Mv	26,152 ton-m/m

MOMENTO ESTABILIZANTE Me

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

Me	36,411 ton-m/m

Entonces el Factor de Seguridad Contra el Volteo será:

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

FSV	1,392

1,392	>	1	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.

C1	1,000 ton/m2
ϕ1	30,00°
Eav	0,000 ton/m
Rv	17,640 ton/m
B	2,800 m

Ep	5,875 ton/m
d	20,000
μ	0,364
c'	0,500 ton/m2

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

Fr	13,695 ton/m

Entonces el Factor de Seguridad Contra el Deslizamiento será:

Fr	13,695 ton/m
Eah = Et	13,656 ton/m

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

FSD	1,003

1,003	>	1	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:

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

Θ	90
ϕ1	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-ϕ1)	0,866
sen Θ	1,000
sen (Θ+δ°)	0,940
sen (ϕ1+δ°)	0,766
sen (ϕ1+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:

ϒ1	1,76
Df	3,00
Kp	6,105

$$E_p = (0{,}5 * \Upsilon 1 * Df^2) * K_p$$

Ep	48,354 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	2,50 m

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

Ep	14,775 ton/m

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

Dv	2,000 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 solamante sobre el dentellón, y la fricción suelo - muro

C1	0,540 ton/m2
ϕ1	30,00°
Eav	0,000 ton/m
Rv	17,640 ton/m
B	2,800 m

Ep	14,775 ton/m
d	20,000
μ	0,364
c'	0,270 ton/m2

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

Fr	21,951 ton/m

Entonces el Factor de Seguridad Contra el Deslizamiento será:

Fr	21,951 ton/m
Eah = Et	13,656 ton/m

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

FSD	1,607

1,607	>	1,5	OK

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

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

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

Rv	17,640 ton/m
Me	36,411 ton/m
Mas	26,152 ton/m

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

Xr	0,582 m

CÁLCULO DE LA EXCENTRICIDAD DE LA FUERZA RESULTANTE ex

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	2,800 m
Xr	0,582 m

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

ex	0,818 m	Medida desde centro de la base

$$e_{max} = \frac{B}{5}$$

emax	0,560 m

Se debe cumplir que ex < emax

0,818	<	1,160 m	**OK**

CÁLCULO DE LA PRESION DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACION (σ máx, mín)

Rv	17,640 ton/m
B	2,800 m
ex	0,818 m

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

σmax	17,349

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

σmin	0,475

Se debe cumplir que: σmáx < σ

1,735	<	2,261 m	**OK**

Se debe cumplir que: σmin > 0

0,475	>	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:

$$q = \Upsilon 1 * Df$$

q	5,280 ton/m2

Ancho Efectivo de la Cimentación:

$$B' = B - 2e_x$$

B'	1,163 m

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

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

Nc	30,140

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

Nq	18,401

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

Nγ	22,402

Determinación de los Factores de Profundidad:

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

Fcd	1,759

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

Fqd	1,745

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

Fγd	1

Determinación de los Factores de Inclinacion de Carga:

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

Fci	0,683

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

Fqi	0,683

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

Fγi	0,230

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

Ψ	15,626

Determinación de los Factores de Forma:

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

Sc	1,710

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

Sq	1,672

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

Sy	0,535

Datos del suelo de fundación:

Ɣ1	1,76
C1	0,54
ϕ1	30,00
Df	3,00
B	2,80
ex	0,82

Longitud del muro "L":

L	1,00

Además:

Ea	5,77
Pp	20,640

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

$$q_{últ} = C1 * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_\gamma * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

qúlt	14,056 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 FScarga = 3

qúlt	14,06
σmáx	1,735

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{últ}}{Fs}$$

σadm	6,232 kg/cm2

$$FS_{carga} = \frac{q_{últ}}{\sigma_{máx}}$$

Fscarga	8,102 kg/cm2

Se debe cumplir que:

FScarga > 3

8,102	>	3	OK

Se debe cumplir que:

σmáx < σadm

1,735	<	6,232	OK

Fuente: *Elaboración propia*

Anexo 41. Cálculo de acero de muro de 4m

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	0,60
C	0,30
hp	3,50
Yc	2,40

1,875

Fuerza	ton	Brazo (m)	Momento (Ton/m)	Sent. FUERZA
Ea	5,773	0,833	4,811	←
Ws	3,000	1,750	5,250	←
Δ DEa	6,176	2,167	13,381	←
Pw1	1,26	1,167	1,470	←
Pw2	2,52	1,750	4,410	←
TOTAL	**18,729**		**29,322**	
	←		**Mmax**	
	Vd			

Resp cto a la base de la pantalla

Momento último (Mayoración)

$$M_u = 1{,}7CE + CS$$ →

Mu	36,365 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	3636460,093 kg-cm
f 'c	240 kg/cm2
fy	4200 kg/cm2
b	100,00 cm
d	55,00 cm
FS	0,90 cm

Momento en la base de la pantalla

Peralte efectivo de la base de la pantalla

Factor de seguridad

$$A_s = \frac{Mu}{\varphi * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

As	18,164 cm2

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

a	4,073

ACERO A UTILIZAR EN CARA TRASTO (CARA INTERIOR)

Acero y cuantía minima

ρmin	0,00180

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

Asmin	9,900 cm2

Acero y cuantía balanceada

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

ρbalanceada	0,02429

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

Asbalanceada	133,571 cm2

Acero y cuantía maxima

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

ρmax	0,01214

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

Asmax	66,786 cm2

As	18,164 cm2	**CUMPLE CON EL ACERO MINIMO**

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

Tabla de diametros 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	
	18 mm
Acero	2,545

Número de varillas		
$\#var = \frac{A_s}{A_v}$	7,138	#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 PANTALLA TRASTO

Usar 8 φ 18 mm @ 13 cm

Área de acero utilizado	20,358
Área de acero requerida al 50%	10,179
lc	0,875 m

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

d	55,000 cm
12db	21,600 cm

Resultado	55,000 cm

Determinación del punto de corte

hc	1,425 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 φ < = 5/8 " y Fy > 4200 kg/ cm2
	0,0015	Otros casos

φ	18 mm

$$d = tn - r - \frac{Øv}{2}$$

Cálculo de peralte efectivo "d"	
d1	24,10 cm
d2	54,10 cm

b	100,00 cm
daprox	39,10 cm

Acero y cuantía mínima

ρmin	0,00120

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

Asmin	4,692 cm2

Seleccionar acero	
	12 mm
Acero	1,131

Número de varillas		
$\#var = \frac{A_s}{A_v}$	4,149	#varillas calculadas
	5,000	#varillas asumido

Número de varillas		
$Svar = \frac{Por\ metro}{\#_{var}}$	20,000 cm	Separación de varillas calculada
	20,0 cm	Separación de varillas asumida

ACERO VERTICAL EN PANTALLA INTRASTO

Usar 5 φ 12 mm @ 20 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 φ < = 5/8 " y Fy > 4200 kg/ cm2
	0,0025	Otros casos

Para t >= 25 cm, usar doble refuerzo horizontal (2 capas)

Arriba (tercio superior)	
φ_{var}	16 mm
r	0,0020
d	24,10 cm
b	100,00 cm

Acero

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

As	4,820 cm2

Para t >= 25 cm, usar doble refuerzo horizontal (2 capas)

CARA INTRASTO (CARA EXTERNA)	
2/3 *As	3,21 cm2

Seleccionar acero	
Acero	12 mm
	1,131

Número de varillas		
$\#var = \frac{A_s}{A_v}$	2,841	#varillas calculadas
	3,000	#varillas asumido

Número de varillas		
$Svar = \frac{Por\ metro}{\#_{var}}$	33,333 cm	Separación de varillas calculada
	33,0 cm	Separación de varillas asumida

ACERO HORIZONTAL EN PANTALLA (INTRASTO), TERC. SUP. **Usar 3 φ 12 mm @ 33 cm**

CARA INTRASTO (CARA INTERNA)	
1/3 *As	1,61 cm2

Seleccionar acero	
Acero	12 mm
	1,131

Número de varillas		
$\#var = \frac{A_s}{A_v}$	1,421	#varillas calculadas
	2,000	#varillas asumido

Número de varillas		
$Svar = \frac{Por\ metro}{\#_{var}}$	50,000 cm	Separación de varillas calculada
	50,0 cm	Separación de varillas asumida

ACERO HORIZONTAL EN PANTALLA (TRASTO), TER. SUP. **Usar 2 φ 12 mm @ 50 cm**

Medio (tercio central)	
φ_{var}	12 mm
r	0,0020
d_{aprox}	39,10 cm
b	100,00 cm

Acero

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

As	7,820 cm2

CARA INTRASTO (CARA EXTERNA)	
2/3 *As	5,21 cm2

Seleccionar acero	
Acero	14 mm
	1,539

Número de varillas		
$\#var = \frac{A_s}{A_v}$	3,387	#varillas calculadas
	4,000	#varillas asumido

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

ACERO HORIZONTAL EN PANTALLA (INTRASTO), TER. CENT. **Usar 4 φ 14 mm @ 25 cm**

DISEÑO DE ZAPATA / BASE

Sobre la Puntera: La puntera de la base del muro se comporta como un volado 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 triangulos, se tiene:

	Carga	Dist
q_1	17,349	0
q_{ac}	13,130	70
q_{bd}	9,514	130
q_2	0,475	280

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	
Wpp	0,840	0,350	0,294	↓	Puntera
q (triang)	10,668	0,467	4,978	↑	Sección Triangular
q (rect)	9,191	0,350	3,217	↑	Sección Rectangular
Wsspp	0,179	0,350	0,063	↑	Efecto Sísmico por Peso Propio
TOTAL	19,198		8,552		
	↑		Mmax		Momento máximo en la sección ac
	Fr	Fuerza cortante resultante en puntera			

VERIFICACIÓN POR CORTANTE (TALÓN)

Esfuerzo cortante solicitado

Formula

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

Datos

φ	0,85

Respuesta

Vdu	35,955 ton

Esfuerzo cortante solicitado

Formula

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

f 'c	240 kg/cm2
b	100,00 cm
d	44,10 cm

Vce	36,209 ton

Verificación

Vdu < Vce

35,955 ton	<	36,209 ton	OK

Peralte efectivo de zapata

Formula

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

Datos

hz	50,00 cm	
re	5,00 cm	
$\emptyset_{var}$	18 mm	2,54 cm2

Asumido

Respuesta

d	44,10 cm

REFUERZO TALÓN (ACERO SUPERIOR)

Mu	1453817,066 ton-m	Momento en la sección critica ac(Mmax*1,7)
f 'c	240 kg/cm2	
fy	4200 kg/cm2	
b	100,00 cm	
d	44,10 cm	Peralte efectivo de la zapata
FS	0,90 cm	Factor de seguridad

$$A_s = \frac{Mu}{\varphi * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

As	8,729 cm2

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

a	0,079 cm

ACERO A UTILIZAR EN PUNTERA (ACERO INFERIOR)

Acero y cuantía minima

ρ_{min}	0,00180

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

A_{smin}	7,938 cm2

Acero y cuantía balanceada

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

$\rho_{balanceada}$	0,02429

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

$A_{sbalanceada}$	107,100 cm2

Acero y cuantía maxima

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

ρ_{max}	0,01214

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

A_{smax}	53,550 cm2

As	7,938 cm2	CUMPLE CON EL ACERO MINIMO

DISTRIBUCIÓN DE ACERO A UTILIZAR EN PUNTERA (ACERO INFERIOR)

Tabla de diametros 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	
	16 mm
Acero	2,011

Número de varillas		
$\#var = \frac{A_s}{A_v}$	3,948	#varillas calculadas
	4,000	#varillas asumido

Número de varillas		
$Svar = \frac{Por\ metro}{\#_{var}}$	25,000 cm	Separación de varillas calculada
	25,00 cm	Separación de varillas asumida

ACERO VERTICAL EN PUNTERA (ACERO INFERIOR)

Usar 4 φ 16 mm @ 25 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 calculo de Momentos respecto a la seccion critica bd

Analizados en 1 metros de largo

Fuerza	ton	Brazo (m)	Momento (Ton/m)	Sent. FUERZA	
Wpp	2,400	1,000	2,400	↓	Talón
q (triang)	0,629	0,667	0,419	↑	Sección Triangular
q (rect)	0,752	1,000	0,752	↑	Sección Rectangular
Wsc	1,600	1,000	1,600	↓	Sobrecarga
Wr(rec)	15,260	1,000	15,260	↓	Relleno (sección rectangular)
Wsspp	0,336	1,000	0,336	↑	Efecto sismico por peso propio
Wss(rect)	2,136	1,000	2,136	↑	Fuerza sismica por peso propio (Seccion triangular) (Peso x coeficiente de aceleracion sismica vertical)
TOTAL	-15,406		15,616		
	↑		Mmax		Momento máximo en la sección bd
	Fr	Fuerza cortante resultante en el talón			

VERIFICACIÓN POR CORTANTE (TALÓN)

Esfuerzo cortante solicitado

Formula

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

Datos

φ	0,85

Respuesta

Vdu	14,900 ton

Esfuerzo cortante solicitado

Formula

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

f 'c	210 kg/cm2
b	100,00 cm
d	44,10 cm

Vce	33,871 ton

Verificación

Vdu < Vce

14,900 ton	<	33,871 ton	OK

Peralte efectivo de zapata

Formula

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

Datos

hz	50,00 cm	
re	5,00 cm	
φvar	18 mm	2,54 cm2 Asumido

Respuesta

d	44,10 cm

REFUERZO TALÓN (ACERO SUPERIOR)

Mu	2827757,134 ton-m	Momento en la sección critica bd (1,7CE+CS)
f 'c	210 kg/cm2	
fy	4200 kg/cm2	
b	100,00 cm	
d	44,10 cm	Peralte efectivo de la zapata
FS	0,90 cm	Factor de seguridad

$$A_s = \frac{Mu}{\varphi * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

As	17,809 cm2

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

a	4,190 cm

ACERO A UTILIZAR EN PUNTERA (ACERO INFERIOR)

Acero y cuantía minima

ρmin	0,00180

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

Asmin	7,938 cm2

Acero y cuantía balanceada

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

ρbalanceada	0,02125

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

Asbalanceada	93,713 cm2

Acero y cuantía maxima

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

ρmax	0,01063

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

Asmax	46,856 cm2

As	17,809 cm2	CUMPLE CON EL ACERO MINIMO

DISTRIBUCIÓN DE ACERO A UTILIZAR EN PUNTERA (ACERO INFERIOR)

Tabla de diametros 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	
	18 mm
Acero	2,545

Número de varillas		
$\#var = \frac{A_s}{A_v}$	2,217	#varillas calculadas
	3,000	#varillas asumido

Número de varillas		
$Svar = \frac{Por\ metro}{\#_{var}}$	33,333 cm	Separación de varillas calculada
	33,30 cm	Separación de varillas asumida

ACERO VERTICAL EN PUNTERA (ACERO INFERIOR) — **Usar 3 φ 18 mm @ 33,3 cm**

REFUERZO TRASVERSAL (SUPERIOR E INFERIOR)

ACERO A UTILIZAR EN REFUERZO TRANSVERSAL (SUPERIOR E INFERIOR)

Acero y cuantía mínima

ρ_{min}	0,00180

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

A_{smin}	9,000 cm2

Acero a usar

As	9,000 cm2

DISTRIBUCIÓN DE ACERO A UTILIZAR EN REFUERZO TRANSVERSAL (SUPEIOR E INFERIOR)

Tabla de diametros 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	
	18 mm
Acero	2,545

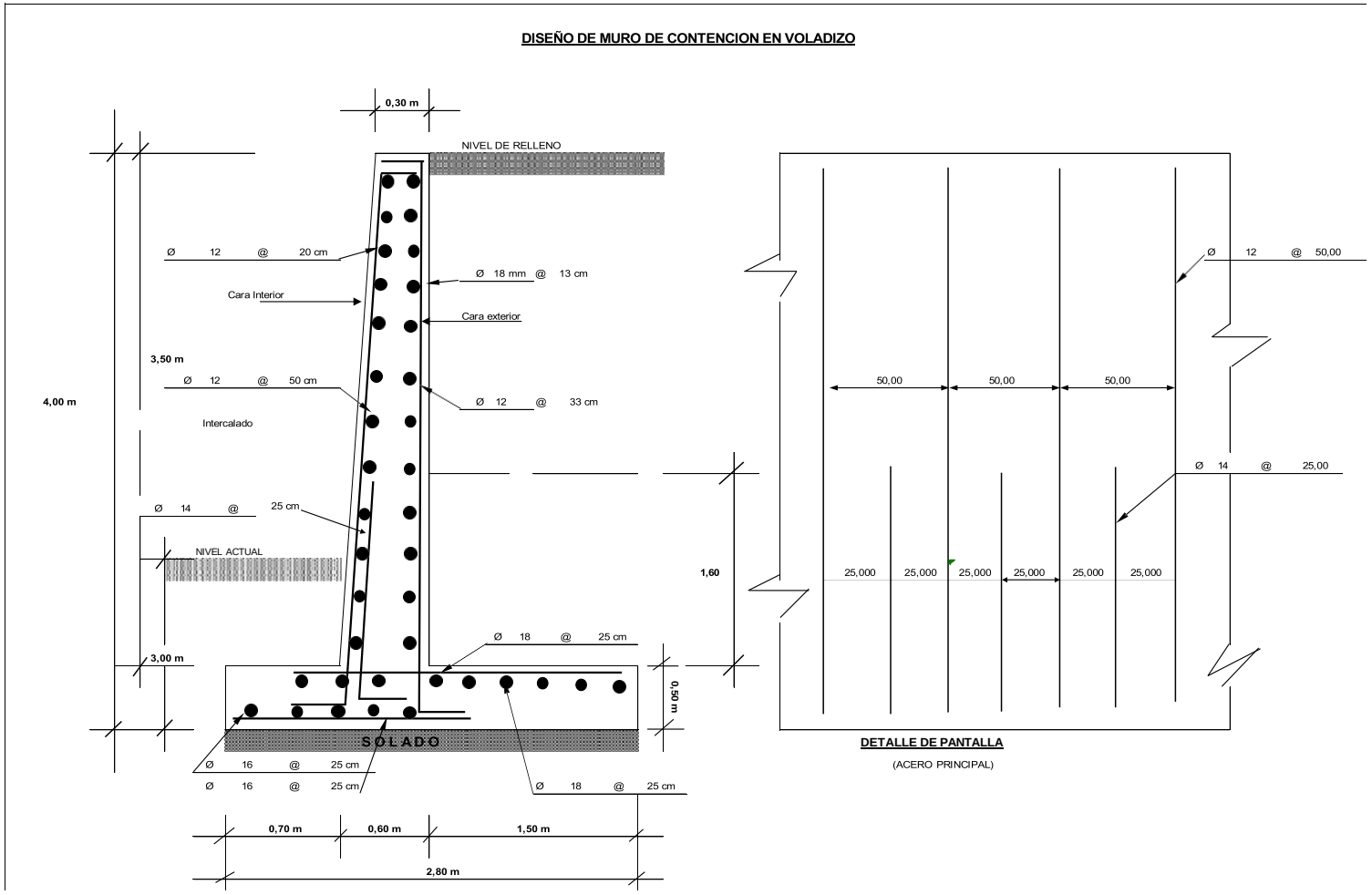
Número de varillas		
$\#var = \frac{A_s}{A_v}$	3,537	#varillas calculadas
	4,000	#varillas asumido

Número de varillas		
$Svar = \frac{Por\ metro}{\#_{var}}$	25,000 cm	Separación de varillas calculada
	25,00 cm	Separación de varillas asumida

ACERO VERTICAL EN PUNTERA (ACERO INFERIOR) — **Usar 4 φ 18 mm @ 25 cm**

Fuente: *Elaboración propia*

Anexo 42. Diseño de muro de 4m

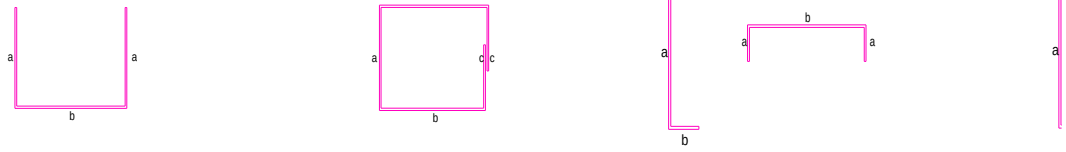


Fuente: *Elaboración propia*

Anexo 43. Planilla de acero de muro de 4m

No.	DESCRIPCION	Φ	DETALLE DE BARRA				No.	LONG. DE	TOTAL	DIAMETRO Φ (MM) / (PESO & (KG/M))												TOTAL		OBSERV.
		mm	Forma	a	b	c	PARTES	BARRA	ML	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	KG	U	
										0,395	0,617	0,888	1,210	1,580	2,000	2,470	2,980	3,850	4,830	6,310	7,990			
	CUERPO DE FILTRO																							
	Barra Φ 12mm C/15CM	12	l	12,00			9	12,00	108,00			95,90												
	Barra Φ 14mm C/15CM	14	l	12,00			3	12,00	36,00				43,56											
	Barra Φ 16mm C/20CM	16	l	12,00			4	12,00	48,00					75,84										
	Barra Φ 18mm C/15CM	18	l	12,00			18	12,00	216,00						432,00									
	TOTAL CONTRATADA=		KG							0,00	0,00	95,90	43,56	75,84	432,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	647,30	KG	
																						647,30	KG	

FORMAS DE LA ESTRUCTURA



Fuente: *Elaboración propia*

Anexo 44. Cálculo de volumen muro de 4 m

Altura	4,00 m
Base	2,80 m
Altura de la pantalla	3,50 m
Altura de zapata	0,50 m
Base de la pantalla	0,60 m
Espesor de corona	0,30 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}	7,00 m³

Cuerpo del muro rectangular

V_{cmrec}	5,25 m³

Cuerpo del muro triangular

V_{cmtria}	5,25 m³

Volumen total	17,50 m³

Volumen total para 2,3km

V_{total}	8050,00 m³
MODULOS	460

Fuente: *Elaboración propia*

Anexo 45. Análisis de precios unitarios de muro de 4 m

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
					Hoja 1 de 12
Rubro: DESBROCE Y LIMPIEZA MANUAL DEL TERRENO					Unidad: m²
Detalle:					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					
					Hoja 2 de 12
Rubro: REPLANTEO Y NIVELACIÓN DE EQUIPO TOPOG. - MUROS					Unidad: m³
Detalle:					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**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

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)				0,055	0,05517
Retroexcavadora	1,0	4,20	4,200	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)				0,0483	0,0483
Volqueta	1,0	25,00	25	0,0625	0,06250
Cargadora frontal	1,0	35,00	35,000	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**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 5 de 12

Rubro: ACERO DE REFUERZO — Unidad: kg

Detalle: — 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
Fierrero	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

Hoja 6 de 12

Rubro: HORMIGÓN SIMPLE REPLANTILLO f´c= 210 kg/m² — Unidad: m³

Detalle: — 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		m³	1	119,52	119,52000
Aditivo para curado		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**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 7 de 12

Rubro: HORMIGÓN DE MURO f´c= 210 kg/m², PUESTO EN OBRA — Unidad: m³

Detalle: — 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, Fierrero, 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		m³	1	119,52	119,52000
Aditivo para curado		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)			142,32808
		INDIRECTOS 20 %			28,46562
		UTILIDAD 0 %			0,00000
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			170,79369
		VALOR OFERTADO			**170,79**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 8 de 12

Rubro: ENCOFRADO/DESENCOFRADO METÁLICO PARA MURO-DOS CARAS — Unidad: m³

Detalle: — 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**
Subtotal O					0,00000
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**TARIFA**	**COSTO**
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**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 9 de 12

Rubro: RELLENO COMPACTADO — Unidad: m³

Detalle: — 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

Hoja 10 de 12

Rubro: RELLENO COMPACTADO CON PIEDRA BOLA — Unidad: m³

Detalle: — 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**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
					Hoja 11 de 12
Rubro: DRENAJE DE MURO TUBERÍA 2" (INCL. MATERIAL FILTRANTE Y GEOMALLA)-PANTALLA					Unidad: m
Detalle:					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 desague PVC 50MM L=3m		m	0,16	1,25	0,20
Ripio		m²	0,01	15,75	0,16
Geotextil no tejido NT1600		m³	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					
					Hoja 12 de 12
Rubro: JUNTAS ADIBAND PVC 15 cm (1.06 Kg./m)					Unidad: U
Detalle:					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: *Elaboración propia*

Anexo 46. Presupuesto de muro de 4 m

				TOTAL:	$6.978,24	PRECIO PARA 460 MODULOS
DETALLE OBRA						
NÚMERO	**DESCRIPCION DEL RUBRO**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNITARIO**	**SUBTOTAL**	
1	DESBROCE Y LIMPIEZA MANUAL DEL TERRENO	m^2	24,00	1,95	46,76	$3.209.990,23
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	647,30	2,02	1308,52	
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	17,50	170,79	2988,89	
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: *Elaboración propia*

Anexo 47. Cálculo de análisis de estabilidad de muro de 6 m

UNIVERSIDAD TECNICA DE MACHALA
Calidad, Pertinencia Y Calidez
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
INGENIERIA CIVIL

Nombre: Betzy Dayana Reyes Belduma
Curso: Decimo "A"
Fecha: 10 de Junio del 2024

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**	=	1,40
Ángulo de fricción interna del suelo (grados)	**ϕ1**	=	30,00
Peso especifico del suelo (Tn/m^3)	**Y1**	=	1,76
Cohesión del suelo de fundación (Tn/m^2)	**C1**	=	0,54
Profundidad de Desplante (m)	**Df**	=	3,00
Coeficiente de fricción del suelo	**f**	=	0,80
(A falta del dato f=tan Ø1)	**f**	=	0,58
DATOS DEL SUELO DE RELLENO			
Ángulo de fricción interna del suelo (grados)	**ϕ2**	=	25,00
Peso Especifico del suelo de relleno (Tn/m^3)	**Y2**	=	2,00
Cohesión del suelo de relleno (Tn/m^2)	**C2**	=	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 especifico del concreto (Tn/m^3)	**Yc**	=	2,40
DATOS DE LAS DIMENSIONES DEL MURO			
Altura total del muro (m)	**H**	=	6,00
Altura de la pantalla del muro (m)	**hp**	=	5,00
Altura de la zapata del muro (m)	**hz**	=	1,00
Altura de relleno a sobrecarga vehicular (m)	**ho**	=	1,00
Ancho de la base del muro (m)	**B**	=	4,20
Corona del muro (m)	**C**	=	0,40
Punta del muro (m)	**M**	=	1,20
Talón del muro (m)	**N**	=	2,30
Base central (m)	**G**	=	0,70
Ancho de sardinel (Ancho = C) (m)	**Ancho**	=	0,50
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

6

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO DE CONTENCIÓN

El analisis de esta estructura determina las fuerzas que actuan 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
sen ϕ2	0,423

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

Ka	0,361

Θ	0	Ángulo de la cara interna del muro con la horizontal
0	25,00	Ángulo de fricción interna (del relleno)
α	0,000	Ángulo del talud de terreno del relleno con la horizontal
δ°	16,667	

cos (ϕ - Θ)	0,906
cos (Θ)	1,0000
cos (δ - Θ)	0,958
sen (δ + ϕ)	0,665

sen (ϕ - β)	0,423
cos (δ + Θ)	0,9580
cos (Θ - β)	1,000

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

Y2	2,00 ton/m3
H	6,00 m

$$E_a = \left(\frac{1}{2} * Y2 * H^2\right) * K_a$$

Ea	12,989 ton/m

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

Dv	2,000 m

Medido desde la base del muro

Aplicando a: $D_h = B$

Dh	4,200 m

Medido desde el punto J de la base del muro

CÁLCULO DEL MOMENTO POR EL EMPUJE ACTIVO Ma

$$M_a = E_a * D_v$$

Ma	25,978 ton-m/m

Como el Ea varia linealmente con la profundidad; tenemos las componentes horizontal y vertical

Ea	12,99
β°	0,000

En la teoria de Rankine, se supone que la cara interna del muro es vertical (Ψ°=90 °) y que el empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir forma un ángulo a° con la horizontal.

En este sentido esta fuerza no es siempre horizontal.

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

Eah	12,989 ton/m

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

Eav	0,000 ton/m

Entonces para valores de β= 0

E_{ah} = Ea **E_{av} = 0°**

CÁLCULO DEL EMPUJE DE LA SOBRECARGA Es

Y2	2,00
ho	1,00
H	6,00
Ka	0,361

$$E_s = Y2 * h_o * H * K_a$$

Es	4,330 ton/m

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

Dvs	3,000 m

Medido desde la base del muro

CÁLCULO DEL MOMENTO POR EMPUJE DE LA SOBRECARGA Ms

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

Ms	12,989 ton-m/m

CÁLCULO DEL EMPUJE TOTAL DEL SUELO Et = Ea + Es

Ea	12,989
Es	4,330

$$E_t = E_a + E_s$$

Et	17,319 ton/m

CÁLCULO DEL MOMENTO ACTUANTES DEL SUELO Mas = Ma + Ms

Ma	25,978
Ms	12,989

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

Mas	38,967 ton/m

CÁLCULO DEL EMPUJE EN CONDICIÓN 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

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

Θ	0
ϕ1	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

cos (ϕ + Θ)	0,866
cos (Θ)	1,000
cos (δ - Θ)	0,940
sen (δ - ϕ)	0,342
sen (ϕ + β)	0,500
cos (δ - Θ)	0,940
cos (Θ - β)	1,000

Kp	2,427

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

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

Ep	19,226 ton/m

Y1	1,76
Df	3,00
Kp	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:

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

Ep	10,681 ton/m

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

Dv	2,000 m

h1	2,00 m

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

$$E_p = \frac{1}{2} * Y1 * K_p * Df^2 + 2 * C1 * \sqrt{K_p} * Df$$

Ep	24,274 ton/m

Y1	1,76
C1	0,54
Df	3,000
Kp	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 dividio 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 (m²)	Brazo X (m)	Brazo Y (m)	Peso Específico	Peso (Ton/m)	Momento X (Ton/m)	Momento Y (Ton/m)
1	4,20	1,00	1,00	4,200	2,10	0,50	2,40	10,08	21,17	5,04
2	0,40	5,00	1,00	2,000	1,70	3,50	2,40	4,8	8,16	16,80
3	0,30	5,00	0,5	0,750	1,40	2,67	2,40	1,8	2,52	4,80
4	2,30	5,00	1,00	11,500	3,05	3,50	2,00	23,00	70,15	80,50
5	2,30	1,00	1,00	2,300	3,05	6,00	2,00	4,60	14,03	27,60
Eav					4,20	2,00		0,000	0,00	0,00
TOTAL								44,28	116,03	134,74

CÁLCULO POR PESO PROPIO

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

Ppmuro de concreto	16,68 ton/m

CÁLCULO DEL MOMENTO POR PESO PROPIO DEL MURO DE CONCRETO Mppx

ΣMppx	31,848 ton-m/m
ΣMppy	26,640 ton-m/m

CÁLCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD DE PESO PROPIO DEL MURO: BRAZO Xco, BRAZO Yco

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

Xcg	1,909 m

$$X_{cg} = \frac{\sum My}{\sum Pmc}$$

Ycg	1,597 m

Se debe cumplir que:

Ppmuro de concreto * X_{cg} = ΣMppx	31,848 ton-m/m

CÁLCULO POR LA SOBRECARGA

CALCULO DE LA SOBRECARGA q:

Es la altura de relleno equivalente a sobrecarga vehicular

$$q = Y2 * ho$$

Y2	2,00
ho	1,00

q	2,000 ton/m2

CALCULO DEL PESO TOTAL DE LA SOBRECARGA Ws:

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

$$W_s = q * L$$

L	2,30	**Ws**	4,600 ton/m
q	2,00		

Aplicando a:

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

Dws	3,050 ton/m

CALCULO DEL MOMENTO POR LA SOBRECARGA Ms:

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

Ms	14,030 ton-m/m

CÁLCULO DEL PESO TOTAL DEL RELLENO Wr:

CÁLCULO DEL PESO TOTAL DEL RELLENO wr

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

Y2	2,00

$$V_r = h_p * N * 1$$

Vr	11,500 m3/m

$$W_r = \Upsilon 2 * V_r$$

Wr	23,000 ton/m

Aplicando a:

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

Dwr	3,050 m

CÁLCULO DEL MOMENTO DEL RELLONO POR ENCIMA DEL TALÓN Mr:

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

Mr	70,150 ton-m/m

CÁLCULO DEL PESO TOTAL DEL MURO Ptotal:

Ptotal	44,280 ton/m

CÁLCULO DE LA RESULTANTE DE LAS FUERZAS VERTICALES Rv:

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

Ppmuro de concreto	16,68 ton/m
Wr	23 ton/m
Ws	4,6 ton/m
Eav	0,000 ton/m

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

Rv	44,280 ton/m

Se debe cumplir que:

$$R_v = P_{total}$$

44,280 ton/m	=	44,280 ton/m	OK

CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE O ESTABILIZANTES DEL MURO Me:

$$M_e = M_{ppx} + M_s + M_r + E_{av} * \mathrm{B}$$

Me	116,028 ton/m

Se debe cumplir que:

$$\sum Mppx + M_s + M_r + ME_{av} = \sum Mx_{total}$$

116,028 ton/m	=	116,028 ton/m	OK

ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL MURO

FÁCTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VOLTEO FSV

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

Eah	12,99
H	6,00

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

Mv	25,978 ton-m/m

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

ΣMxtotal	116,03
Mv	25,98

$$FSV = \frac{\sum Mx}{M_y}$$

4,466	>	2,000	CUMPLE POR VOLTEO

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

Mv	38,967 ton-m/m

Momento estabilizante (Me)
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)

Me	116,028 ton-m/m

Entonces el factor de seguridad contra el volteo sera:

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

2,978	>	1,500	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:

Ptotal	44,28
Eah	12,99
f	0,577

0,6

$$FSD = \frac{P_{total} * f}{E_{ah}}$$

1,968	>	1,500	CUMPLE POR DESLIZAMIENTO

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	0,54
Eav	0,00
B	4,20
Rv	44,28
Ep	10,68

ϕ1	30,00
δ	20,00
μ	0,364
C'	0,27

Angulo de fricción suelo - muro = 2/3 ϕ1
tan (2/3*ϕ1)

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

Fr	29,932 ton/m

Entonces el Factor de Seguridad Contra el Deslizamiento será: (Hacemos Eah = Et)

Fr	29,93
Eah = Et	17,319

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

1,728	>	1,5	CUMPLE POR DESLIZAMIENTO

FÁCTOR DE SEGURIDAD CONTRA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

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

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

Rv	44,28
Σmxtotal	116,03
Mv	25,978

Se debe tener cuidado de que Xr no salga negativo

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

Xr	2,034 ton/m

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

CÁLCULO DE LA EXCENTRICIDAD DE LA FUERZA RESULTANTE ex:

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	4,20
Xr	2,034

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

ex	0,066 m

Medida desde el centro de la base

$$e_{máx} = \frac{B}{6}$$

emáx	0,700 m

Se debe cumplir que:

$$e_x < e_{máx}$$

0,066 m	<	0,700 m	OK

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

Rv	44,28
B	4,20
ex	0,07

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

σmáx	1,085 kg/cm2

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

σmin	0,954 kg/cm2

Se debe cumplir que:

σmáx < σ	1,085	<	1,40	OK

Se debe cumplir que:

σmin > 0	0,954	>	0	OK

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

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

Esfuerzo Efectivo al Nivel de Fondo de la Cimentación q:

$$q = \Upsilon 1 * Df$$

q	5,280 ton/m2

Ancho Efectivo de la Cimentación:

$$B' = B - 2e_x$$

B'	4,067 m

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

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

Nc	30,140

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

Nq	18,401

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

Ny	22,402

Determinación de los Factores de Profundidad:

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

Fcd	1,217

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

Fqd	1,213

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

Fγd	1

Determinación de los Factores de Inclinacion de Carga:

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

Fci	0,670

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

Fqi	0,670

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

Fγi	0,207

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

Ψ	16,349

Determinación de los Factores de Forma:

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

Sc	3,483

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

Sq	3,348

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

Sy	-0,627

Datos del suelo de fundación:

Ϋ1	1,76
C1	0,54
ϕ1	30,00
Df	3,00
B	4,20
ex	0,07

Longitud del muro "L":

L	1,00

Además:

Ea	12,99
Pp	44,280

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

$$q_{últ} = C1 * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_\gamma * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

qúlt	10,879 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 FScarga = 3

qúlt	10,88
σmáx	1,085

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{últ}}{Fs}$$

σadm	3,626 kg/cm2

$$FS_{carga} = \frac{q_{últ}}{\sigma_{máx}}$$

Fscarga	10,027 kg/cm2

Se debe cumplir que:

FScarga > 3

10,027	>	3	**OK**

Se debe cumplir que:

σmáx < σadm

1,085	<	3,626	**OK**

Fuente: *Elaboración propia*

Anexo 48. Cálculo de análisis de estabilidad + sismo de muro de 6 m

ANÁLISIS CON SISMO DE MURO DE CONTENCIÓN

ANÁLISIS POR SISMO

NOMENCLATURA Y PARÁMETROS

Z	0,4	Factor de zona
fa	1,2	
Kh	0,320	coeficiente de aceleración horizontal
Kv	0,213	coeficiente de aceleración vertical
Coeficiente q	2,070	

CALCULO DE LA FUERZA SISMICA DEL PESO PROPIO Fspp

Ubicada en el centro de gravedad del muro

Ppmuro de concreto	16,68 ton/m
Kh	0,320

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

Fspp	5,338 ton/m

Aplicado a:

Xcg	1,909 m

Ycg	1,597 m

CALCULO DEL MOMENTO DE LA FUERZA SISIMICA DEL PESO PROPIO Mspp

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

Mspp	8,525 ton-m/m

CÁLCULO DE COEFICIENTE ETA

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

η	22,135

CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE PRESIÓN DINÁMICA ACTIVA Kae

Determinado por la Ecuación de Mononobe Okabe:
Para:

$$\alpha < f_2 - \text{q}$$

0	<	2,865	OK

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

Θ	0
ϕ2	25,00
α	0,000
δ°	16,667
η	22,135

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*f2), según Terzaghi

cos (ϕ - Θ - η)	0,999
cos (η)	0,9263
cos(Θ)	1,000
cos (δ + Θ + η)	0,779

sen (ϕ + δ)	0,665
sen (ϕ - α - η)	0,0500
cos (δ + Θ + η)	0,779
cos (α - Θ)	1,000

Kae	0,949

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

ϒ2	2,00 ton/m3
H	6,00 m

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

Ea	6,495 ton/m

Como el Ea varia linealmente con la profundidad; tenemos las componentes horizontal y vertical

Ea	6,49
β°	0,000

En la teoria de Rankine, se supone que la cara interna del muro es vertical (Ψ°=90 °) y que el empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir forma un ángulo a° con la horizontal.

En este sentido esta fuerza no es siempre horizontal.

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

Eah	6,495 ton/m

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

Eav	0,000 ton/m

CÁLCULO DEL EMPUJE ACTIVO (Eae) - POR UNIDAD DE LONGITUD DE MURO

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

ϒ2	2,00
H	6,00
Kv	0,21
Kae	0,95

Eae	26,885 ton/m

CÁLCULO DEL INCREMENTO DINÁMICO DEL EMPUJE ACTIVO (Δ DEa)

ϒ2	2,00
H	6,00
Kae	0,747
Ka	0,361
Kv	0,213

$$\Delta DE_a = (0{,}5 * \Upsilon_2 * H^2) * (K_{ae}(1 - k_v) - K_a)$$

Δ DEa	13,896 ton/m

Aplicado a:

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

Dvd	4,000 m

CÁLCULO DEL MOMENTO DE INCREMENTO DINÁMICO DEL EMPUJE ACTIVO (Momento por Empuje Sismico); Msis

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

Msis	55,584 ton-m/m

CÁLCULO DEL EMPUJE TOTAL (Et = Ea + ΔDEa + Fspp)

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

Ea	6,495 ton/m
Δ Dea	13,896 ton/m
Fspp	5,338 ton/m

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

Et	25,728 ton/m

CÁLCULO DE LA RESULTANTE DE LAS FUERZAS VERTICALES Rv

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

Ppmuro de concreto	16,68 ton/m
Wr	23,000 ton/m

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

Rv	39,680 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	77,098 ton-m/m

CÁLCULO DEL EMPUJE EN CONDICIÓN 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

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

Θ	0
ϕ1	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

Kp	1,647

ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL MURO

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VOLTEO FSV

MOMENTO DE VOLTEO Mv

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

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

Mv	77,098 ton-m/m

MOMENTO ESTABILIZANTE Me

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

Me	116,028 ton-m/m

Entonces el Factor de Seguridad Contra el Volteo será:

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

FSV	1,505

1,505	>	1	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.

C1	1,000 ton/m2
ϕ1	30,00°
Eav	0,000 ton/m
Rv	39,680 ton/m
B	4,200 m

Ep	10,681 ton/m
d	20,000
μ	0,364
c'	0,500 ton/m2

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

Fr	27,223 ton/m

Entonces el Factor de Seguridad Contra el Deslizamiento será:

Fr	27,223 ton/m
Eah = Et	25,728 ton/m

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

FSD	1,058

1,058	>	1	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:

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

Θ	90
ϕ1	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-ϕ1)	0,866
sen Θ	1,000
sen (Θ+δ°)	0,940
sen (ϕ1+δ°)	0,766
sen (ϕ1+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:

ϒ1	1,76
Df	3,00
Kp	6,105

$$E_p = (0{,}5 * \Upsilon 1 * Df^2) * K_p$$

Ep	48,354 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	2,00 m

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

Ep	26,864 ton/m

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

Dv	2,000 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 solamante sobre el dentellón, y la fricción suelo - muro

C1	0,540 ton/m2
ϕ1	30,00°
Eav	0,000 ton/m
Rv	39,680 ton/m
B	4,200 m

Ep	26,864 ton/m
d	20,000
μ	0,364
c'	0,270 ton/m2

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

Fr	42,440 ton/m

Entonces el Factor de Seguridad Contra el Deslizamiento será:

Fr	42,440 ton/m
Eah = Et	25,728 ton/m

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

FSD	1,650

1,650	>	1,5	**OK**

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

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

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

Rv	39,680 ton/m
Me	116,028 ton/m
Mas	77,098 ton/m

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

Xr	0,981 m

CÁLCULO DE LA EXCENTRICIDAD DE LA FUERZA RESULTANTE ex

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	4,200 m
Xr	0,981 m

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

ex	0,906 m	Medida desde centro de la base

$$e_{max} = \frac{B}{5}$$

emax	0,840 m

Se debe cumplir que ex < emax

0,906	<	1,440 m	**OK**

CÁLCULO DE LA PRESION DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACION (σ máx, mín)

Rv	39,680 ton/m
B	4,200 m
e_x	0,906 m

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

σmax	21,680

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

σmin	2,784

Se debe cumplir que: $\sigma_{máx} < \sigma$

2,168	<	3,192 m	OK

Se debe cumplir que: $\sigma_{min} > 0$

2,784	>	0,000 m	OK

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

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

Esfuerzo Efectivo al Nivel de Fondo de la Cimentación q:

$$q = \Upsilon 1 * Df$$

q	5,280 ton/m2

Ancho Efectivo de la Cimentación:

$$B' = B - 2e_x$$

B'	2,387 m

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

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

Nc	30,140

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

Nq	18,401

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

Ny	22,402

Determinación de los Factores de Profundidad:

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

Fcd	1,370

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

Fqd	1,363

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

Fγd	1

Determinación de los Factores de Inclinacion de Carga:

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

Fci	0,670

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

Fqi	0,670

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

Fγi	0,207

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

Ψ	16,349

Determinación de los Factores de Forma:

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

Sc	2,458

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

Sq	2,378

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

Sy	0,045

Datos del suelo de fundación:

ϒ1	1,76
C1	0,54
ϕ1	30,00
Df	3,00
B	4,20
ex	0,91

Longitud del muro "L":

L	1,00

Además:

Ea	12,99
Pp	44,280

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

$$q_{últ} = C1 * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_\gamma * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

qúlt	11,334 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 FScarga = 3

qúlt	11,33
σmáx	2,168

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{últ}}{Fs}$$

σadm	5,025 kg/cm2

$$FS_{carga} = \frac{q_{últ}}{\sigma_{máx}}$$

Fscarga	5,228 kg/cm2

Se debe cumplir que:

FScarga > 3

5,228	>	3	OK

Se debe cumplir que:

σmáx < σadm

2,168	<	5,025	OK

Fuente: *Elaboración propia*

Anexo 49. Cálculo de acero de muro de 6 m

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	0,70
C	0,40
hp	5,00
Yc	2,40

1,875

Fuerza	ton	Brazo (m)	Momento (Ton/m)	Sent. FUERZA
Ea	12,989	1,000	12,989	←
Ws	4,600	2,500	11,500	←
Δ DEa	13,896	3,000	41,688	←
Pw1	1,8	1,667	3,000	←
Pw2	4,8	2,500	12,000	←
TOTAL	**38,085**		**81,177**	
	←		**Mmax**	
	Vd			

Respecto a la base de la pantalla

Momento último (Mayoración)

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

Mu	98,319 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	9831930,500 kg-cm
f 'c	240 kg/cm2
fy	4200 kg/cm2
b	100,00 cm
d	65,00 cm
FS	0,90 cm

Momento en la base de la pantalla

Peralte efectivo de la base de la pantalla

Factor de seguridad

$$A_s = \frac{Mu}{\varphi * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

As	41,310 cm2

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

a	4,073

ACERO A UTILIZAR EN CARA TRASTO (CARA INTERIOR)

Acero y cuantía minima

ρmin	0,00180

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

Asmin	11,700 cm2

Acero y cuantía balanceada

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

ρbalanceada	0,02429

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

Asbalanceada	157,857 cm2

Acero y cuantía maxima

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

ρmax	0,01214

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

Asmax	78,929 cm2

As	41,310 cm2	**CUMPLE CON EL ACERO MINIMO**

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

Tabla de diametros 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		
$\#var = \frac{A_s}{A_v}$	16,234	#varillas calculadas
	17,000	#varillas asumido

Número de varillas		
$Svar = \frac{Por\ metro}{\#_{var}}$	5,882 cm	Separación de varillas calculada
	6,00 cm	Separación de varillas asumida

ACERO VERTICAL EN PANTALLA TRASTO

Usar 17 φ 18 mm @ 6 cm

Área de acero utilizado	43,260
Área de acero requerida al 50%	21,630
lc	1,250 m

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

d	65,000 cm
12db	21,600 cm

Resultado	65,000 cm

Determinación del punto de corte

hc	1,900 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 φ < = 5/8 " y Fy > 4200 kg/ cm2
	0,0015	Otros casos

φ	18 mm

$$d = tn - r - \frac{Øv}{2}$$

Cálculo de peralte efectivo "d"	
d1	34,10 cm
d2	64,10 cm

b	100,00 cm
daprox	49,10 cm

Acero y cuantía minima

ρmin	0,00120

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

Asmin	5,892 cm2

Seleccionar acero	
Acero	12 mm
	1,131

Número de varillas		
$\#var = \frac{A_s}{A_v}$	5,210	#varillas calculadas
	6,000	#varillas asumido

Número de varillas		
$Svar = \frac{Por\ metro}{\#_{var}}$	16,667 cm	Separación de varillas calculada
	17,0 cm	Separación de varillas asumida

ACERO VERTICAL EN PANTALLA INTRASTO

Usar 6 φ 12 mm @ 17 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 φ < = 5/8 " y Fy > 4200 kg/ cm2
	0,0025	Otros casos

Para t >= 25 cm, usar doble refuerzo horizontal (2 capas)

Arriba (tercio superior)	
φvar	16 mm
r	0,0020
d	34,10 cm
b	100,00 cm

Acero

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

As	6,820 cm2	Para t >= 25 cm, usar doble refuerzo horizontal (2 capas)

CARA INTRASTO (CARA EXTERNA)	
2/3 *As	4,55 cm2

Seleccionar acero	
Acero	12 mm
	1,131

Número de varillas		
$\#var = \frac{A_s}{A_v}$	4,020	#varillas calculadas
	5,000	#varillas asumido

Numero de varillas		
$Svar = \frac{Por\ metro}{\#_{var}}$	20,000 cm	Separación de varillas calculada
	20,0 cm	Separación de varillas asumida

ACERO HORIZONTAL EN PANTALLA (INTRASTO), TERC. SUP. — **Usar 5 φ 12 mm @ 20 cm**

CARA INTRASTO (CARA INTERNA)	
1/3 *As	2,27 cm2

Seleccionar acero	
Acero	12 mm
	1,131

Número de varillas		
$\#var = \frac{A_s}{A_v}$	2,010	#varillas calculadas
	3,000	#varillas asumido

Número de varillas		
$Svar = \frac{Por\ metro}{\#_{var}}$	33,333 cm	Separación de varillas calculada
	33,0 cm	Separación de varillas asumida

ACERO HORIZONTAL EN PANTALLA (TRASTO), TER. SUP. — **Usar 3 φ 12 mm @ 33 cm**

Medio (tercio central)	
ϕ_{var}	12 mm
r	0,0020
d_{aprox}	49,10 cm
b	100,00 cm

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

Acero

As	9,820 cm2

CARA INTRASTO (CARA EXTERNA)	
2/3 *As	6,55 cm2

Seleccionar acero	
Acero	14 mm
	1,539

Número de varillas		
$\#var = \frac{A_s}{A_v}$	4,253	#varillas calculadas
	5,000	#varillas asumido

Número de varillas		
$Svar = \frac{Por\ metro}{\#_{var}}$	20,000 cm	Separación de varillas calculada
	20,0 cm	Separación de varillas asumida

ACERO HORIZONTAL EN PANTALLA (INTRASTO), TER. CENT. — **Usar 5 φ 14 mm @ 20 cm**

DISEÑO DE ZAPATA / BASE

Sobre la Puntera: La puntera de la base del muro se comporta como un volado 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 triangulos, se tiene:

	Carga	Dist
q_1	21,680	0
q_{ac}	16,281	120
q_{bd}	13,132	190
q_2	2,784	420

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	
Wpp	2,880	0,600	1,728	↓	Puntera
q (triang)	22,776	0,800	18,221	↑	Sección Triangular
q (rect)	19,537	0,600	11,722	↑	Sección Rectangular
Wsspp	0,614	0,600	0,369	↑	Efecto Sísmico por Peso Propio
TOTAL	40,048		32,040		
	↑		Mmax		Momento máximo en la sección ac
	Fr	Fuerza cortante resultante en puntera			

VERIFICACIÓN POR CORTANTE (TALÓN)

Esfuerzo cortante solicitado

Formula

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

Datos

φ	0,85

Respuesta

Vdu	77,202 ton

Esfuerzo cortante solicitado

Formula

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

f 'c	240 kg/cm2
b	100,00 cm
d	94,10 cm

Vce	77,263 ton

Verificación

Vdu < Vce

77,202 ton	<	77,263 ton	OK

Peralte efectivo de zapata

Formula

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

Datos

hz	100,00 cm	
re	5,00 cm	
ϕ_{var}	18 mm	2,54 cm2 Asumido

Respuesta

d	94,10 cm

REFUERZO TALÓN (ACERO SUPERIOR)

Mu	5446811,493 ton-m	Momento en la sección critica ac(Mmax*1,7)
f 'c	240 kg/cm2	
fy	4200 kg/cm2	
b	100,00 cm	
d	94,10 cm	Peralte efectivo de la zapata
FS	0,90 cm	Factor de seguridad

$$A_s = \frac{Mu}{\varphi * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

As	15,319 cm2

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

a	0,079 cm

ACERO A UTILIZAR EN PUNTERA (ACERO INFERIOR)

Acero y cuantía minima

ρmin	0,00180

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

Asmin	16,938 cm2

Acero y cuantía balanceada

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

ρbalanceada	0,02429

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

Asbalanceada	228,529 cm2

Acero y cuantía maxima

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

ρmax	0,01214

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

Asmax	114,264 cm2

As	16,938 cm2	**CUMPLE CON EL ACERO MINIMO**

DISTRIBUCIÓN DE ACERO A UTILIZAR EN PUNTERA (ACERO INFERIOR)

Tabla de diametros 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	
	16 mm
Acero	2,011

Número de varillas		
$\#var = \frac{A_s}{A_v}$	8,424	#varillas calculadas
	9,000	#varillas asumido

Número de varillas		
$Svar = \frac{Por\ metro}{\#_{var}}$	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 calculo de Momentos respecto a la seccion critica bd

Analizados en 1 metros de largo

Fuerza	ton	Brazo (m)	Momento (Ton/m)	Sent. FUERZA	
Wpp	5,520	1,150	6,348	↓	Talón
q (triang)	11,900	0,767	9,123	↑	Sección Triangular
q (rect)	6,404	1,150	7,365	↑	Sección Rectangular
Wsc	2,300	1,150	2,645	↓	Sobrecarga
Wr(rec)	23,000	1,150	26,450	↓	Relleno (sección rectangular)
Wsspp	1,178	1,150	1,354	↑	Efecto sismico por peso propio
Wss(rect)	4,907	1,150	5,643	↑	Fuerza sismica por peso propio (Seccion triangular) (Peso x coeficiente de aceleracion sismica vertical)
TOTAL	**-6,432**		**11,958**		
	↑		**Mmax**		Momento máximo en la sección bd
	Fr	Fuerza cortante resultante en el talón			

VERIFICACIÓN POR CORTANTE (TALÓN)

Esfuerzo cortante solicitado

Formula

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

Datos

φ	0,85

Respuesta

Vdu	-9,180 ton

Esfuerzo cortante solicitado

Formula

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

f 'c	240 kg/cm2
b	100,00 cm
d	94,10 cm

Vce	77,263 ton

Verificación

Vdu < Vce

-9,180 ton	<	77,263 ton	OK

Peralte efectivo de zapata

Formula

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

Datos

hz	100,00 cm	
re	5,00 cm	
φvar	18 mm	2,54 cm2

Asumido

Respuesta

d	94,10 cm	

REFUERZO TALÓN (ACERO SUPERIOR)

Mu	2522711,435 ton-m	Momento en la sección crítica bd (1,7CE+CS)
f 'c	240 kg/cm2	
fy	4200 kg/cm2	
b	100,00 cm	
d	94,10 cm	Peralte efectivo de la zapata
FS	0,90 cm	Factor de seguridad

$$A_s = \frac{Mu}{\varphi * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

As	7,254 cm2

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

a	4,190 cm

ACERO A UTILIZAR EN PUNTERA (ACERO INFERIOR)

Acero y cuantía minima

ρmin	0,00180

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

Asmin	16,938 cm2

Acero y cuantía balanceada

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

ρbalanceada	0,02429

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

Asbalanceada	228,529 cm2

Acero y cuantía maxima

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

ρmax	0,01214

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

Asmax	114,264 cm2

As	7,254 cm2	CUMPLE CON EL ACERO MINIMO

DISTRIBUCIÓN DE ACERO A UTILIZAR EN PUNTERA (ACERO INFERIOR)

Tabla de diametros 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	
	18 mm
Acero	2,545

Número de varillas		
$\#var = \frac{A_s}{A_v}$	2,851	#varillas calculadas
	3,000	#varillas asumido

Número de varillas		
$Svar = \frac{Por\ metro}{\#_{var}}$	33,333 cm	Separación de varillas calculada
	33,30 cm	Separación de varillas asumida

ACERO VERTICAL EN PUNTERA (ACERO INFERIOR)

Usar 3 φ 18 mm @ 33,3 cm

REFUERZO TRASVERSAL (SUPERIOR E INFERIOR)

ACERO A UTILIZAR EN REFUERZO TRANSVERSAL (SUPERIOR E INFERIOR)

Acero y cuantía minima

ρ_{min}	0,00180

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

A_{Smin}	18,000 cm2

Acero a usar

As	18,000 cm2

DISTRIBUCIÓN DE ACERO A UTILIZAR EN REFUERZO TRANSVERSAL (SUPEIOR E INFERIOR)

Tabla de diametros 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	
	18 mm
Acero	2,545

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

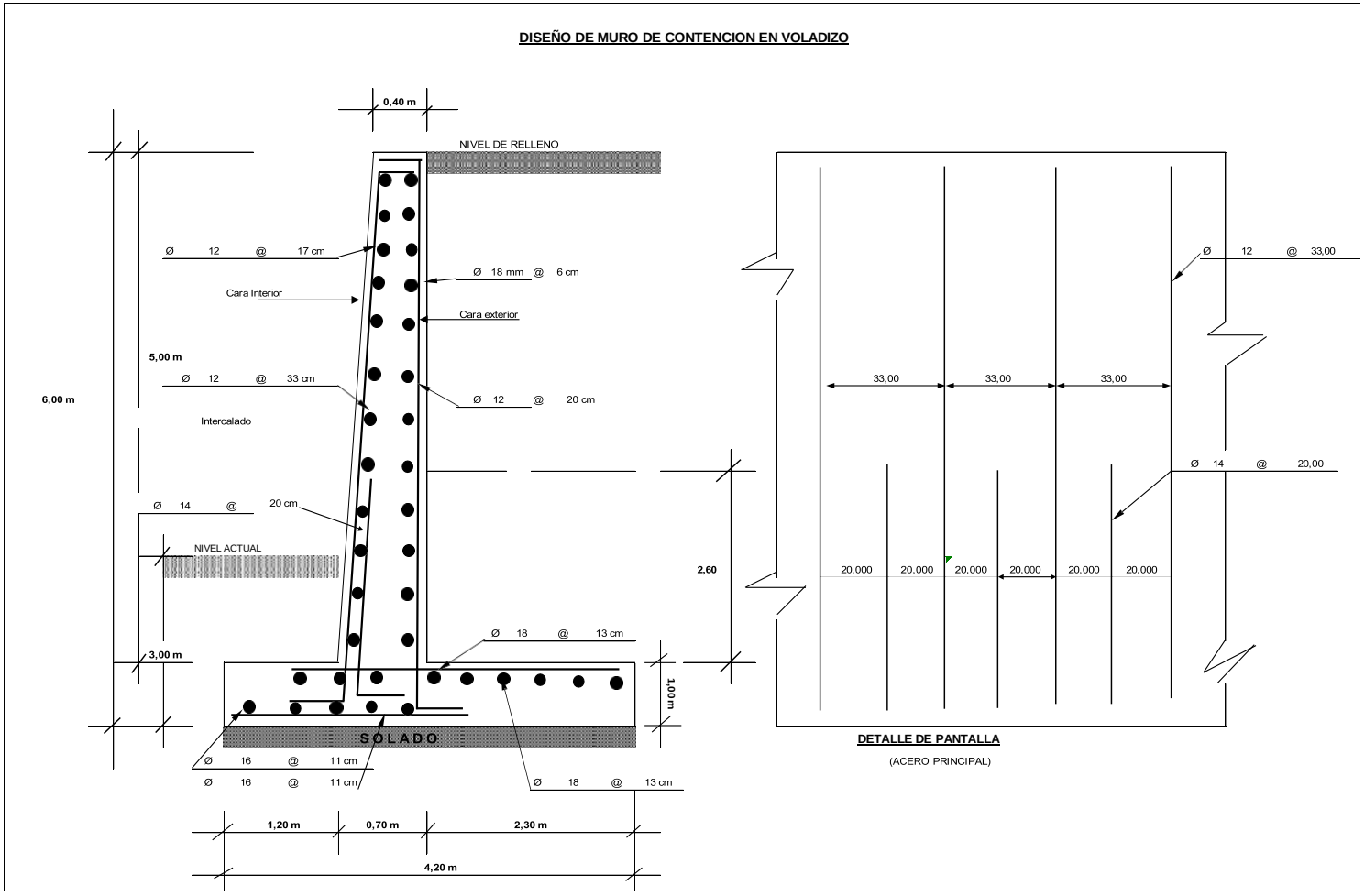
Número de varillas		
$Svar = \frac{Por\ metro}{\#_{var}}$	12,500 cm	Separación de varillas calculada
	13,00 cm	Separación de varillas asumida

ACERO VERTICAL EN PUNTERA (ACERO INFERIOR)

Usar 8 φ 18 mm @ 13 cm

Fuente: *Elaboración propia*

Anexo 50. Diseño de muro de 6 m

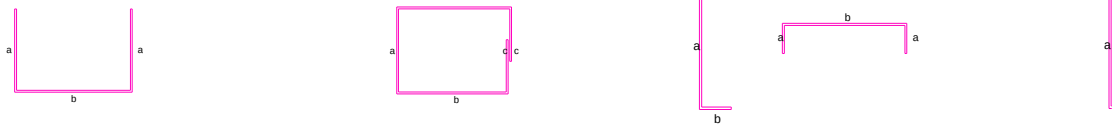


Fuente: *Elaboración propia*

Anexo 51. Planilla de acero de muro de 6 m

No.	DESCRIPCION	Φ	DETALLE DE BARRA				No.	LONG. DE	TOTAL	DIAMETRO Φ (MM) / (PESO & (KG/M))												TOTAL		OBSERV.
		mm	Forma	a	b	c	PARTES	BARRA	ML	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	KG	U	
										0,395	0,617	0,888	1,210	1,580	2,000	2,470	2,980	3,850	4,830	6,310	7,990			
	CUERPO DE FILTRO																							
	Barra Φ 12mm C/15CM	12	l	12,00			11	12,00	132,00			117,22												
	Barra Φ 14mm C/15CM	14	l	12,00			4	12,00	48,00				58,08											
	Barra Φ 16mm C/20CM	16	l	12,00			8	12,00	96,00					151,68										
	Barra Φ 18mm C/15CM	18	l	12,00			29	12,00	348,00						696,00									
	TOTAL CONTRATADA=		**KG**							0,00	0,00	117,22	58,08	151,68	696,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	**1022,98**	**KG**	
																						1022,98	**KG**	

FORMAS DE LA ESTRUCTURA



Fuente: *Elaboración propia*

Anexo 52. Cálculo de volumen muro de 6 m

Altura	6,00 m
Base	4,20 m
Altura de la pantalla	5,00 m
Altura de zapata	1,00 m
Base de la pantalla	0,70 m
Espesor de corona	0,40 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} 21,00 m³

Cuerpo del muro rectangular

V_{cmrec} 10,00 m³

Cuerpo del muro triangular

V_{cmtria} 8,75 m³

Volumen total	39,75 m³

Volumen total para 2,3km

V_{total}	18285,00 m³
MODULOS	460

Fuente: *Elaboración propia*

Anexo 53. Análisis de precios unitarios de muro de 6 m

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
					Hoja 1 de 12
Rubro: DESBROCE Y LIMPIEZA MANUAL DEL TERRENO					Unidad: m²
Detalle:					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					
					Hoja 2 de 12
Rubro: REPLANTEO Y NIVELACIÓN DE EQUIPO TOPOG. - MUROS					Unidad: m³
Detalle:					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**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

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)				0,055	0,05517
Retroexcavadora	1,0	4,20	4,200	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)				0,0483	0,0483
Volqueta	1,0	25,00	25	0,0625	0,06250
Cargadora frontal	1,0	35,00	35,000	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**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Rubro: ACERO DE REFUERZO — Unidad: kg

Detalle: — 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
Fierrero	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 — Unidad: m³

Detalle: — 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		m³	1	119,52	119,52000
Aditivo para curado		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**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 7 de 12

Rubro: HORMIGÓN DE MURO f´c= 210 kg/m², PUESTO EN OBRA — Unidad: m³

Detalle: — 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, Fierrero, 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		m³	1	119,52	119,52000
Aditivo para curado		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)			142,32808
		INDIRECTOS 20 %			28,46562
		UTILIDAD 0 %			0,00000
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			170,79369
		VALOR OFERTADO			**170,79**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 8 de 12

Rubro: ENCOFRADO/DESENCOFRADO METÁLICO PARA MURO-DOS CARAS — Unidad: m³

Detalle: — 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**
Subtotal O					0,00000
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**TARIFA**	**COSTO**
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**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 9 de 12

Rubro: RELLENO COMPACTADO — Unidad: m³

Detalle: — 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

Hoja 10 de 12

Rubro: RELLENO COMPACTADO CON PIEDRA BOLA — Unidad: m³

Detalle: — 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**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
					Hoja 11 de 12
Rubro: DRENAJE DE MURO TUBERÍA 2" (INCL. MATERIAL FILTRANTE Y GEOMALLA)-PANTALLA					Unidad: m
Detalle:					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 desague PVC 50MM L=3m		m	0,16	1,25	0,20
Ripio		m²	0,01	15,75	0,16
Geotextil no tejido NT1600		m³	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					
					Hoja 12 de 12
Rubro: JUNTAS ADIBAND PVC 15 cm (1.06 Kg./m)					Unidad: U
Detalle:					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: *Elaboración propia*

Anexo 54. Presupuesto de muro de 6 m

				TOTAL:	$10.778,40	PRECIO PARA 460 MODULOS
DETALLE OBRA						
NÚMERO	DESCRIPCION DEL RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	
1	DESBROCE Y LIMPIEZA MANUAL DEL TERRENO	m²	24,00	1,95	46,76	$4.958.063,66
2	REPLANTEO Y NIVELACIÓN DE EQUIPO TOPOG. - MUROS	m²	14,00	0,42	5,92	
3	EXCAVACIÓN A MAQUINA H: 4m	m³	24,00	1,44	34,58	
4	DESALOJO A MAQUINA CON EQUIPO: CARGADORA FRONTAL Y VOLQUETA	m³	24,00	3,92	94,01	
5	ACERO DE REFUERZO	kg	647,30	2,02	1308,52	
6	HORMIGÓN SIMPLE REPLANTILLO f´c= 210 kg/m²	m³	12,00	163,49	1961,85	
7	HORMIGÓN DE MURO f´c= 210 kg/m², PUESTO EN OBRA	m³	39,75	170,79	6789,05	
8	ENCOFRADO/DESENCOFRADO METÁLICO PARA MURO-DOS CARAS	m²	10,00	15,61	156,11	
9	RELLENO COMPACTADO	m³	12,00	12,02	144,20	
10	RELLENO COMPACTADO CON PIEDRA BOLA	m³	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: *Elaboración propia*