



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**Análisis y modelamiento de un muro de contención en voladizo para
carreteras de montaña mediante el método de elementos finitos.**

**AVILA RIVERA ERICKA FERNANDA
INGENIERA CIVIL**

**MACHALA
2024**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**Análisis y modelamiento de un muro de contención en voladizo
para carreteras de montaña mediante el método de elementos
finitos.**

**AVILA RIVERA ERICKA FERNANDA
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 carreteras de montaña mediante el método de elementos
finitos.**

**AVILA RIVERA ERICKA FERNANDA
INGENIERA CIVIL**

CARRION ROMERO LEYDEN OSWALDO

**MACHALA
2024**

Análisis y modelamiento de un muro de contención en voladizo para carreteras montañosas mediante el método de elementos finitos.

por Ericka Fernanda Avila Rivera

Fecha de entrega: 02-ago-2024 12:51p.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2426358041

Nombre del archivo: Proyecto_Tecnico_Avila_Rivera_Ericka.pdf (1.52M)

Total de palabras: 11911

Total de caracteres: 70636

Análisis y modelamiento de un muro de contención en voladizo para carreteras montañosas mediante el método de elementos finitos.

INFORME DE ORIGINALIDAD

8%

INDICE DE SIMILITUD

7%

FUENTES DE INTERNET

1%

PUBLICACIONES

3%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

| | | |
|---|---|-----|
| 1 | hdl.handle.net Fuente de Internet | 2% |
| 2 | repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet | 2% |
| 3 | Submitted to Universidad Técnica de Machala Trabajo del estudiante | 1% |
| 4 | docplayer.es Fuente de Internet | 1% |
| 5 | sitp.pichincha.gob.ec Fuente de Internet | 1% |
| 6 | parroquiapucapamba.gob.ec Fuente de Internet | 1% |
| 7 | servicio.bc.uc.edu.ve Fuente de Internet | <1% |
| 8 | www.scribd.com Fuente de Internet | <1% |

9

www.saracay.gob.ec

Fuente de Internet

<1 %

10

www.researchgate.net

Fuente de Internet

<1 %

Excluir citas

Activo

Excluir coincidencias < 40 words

Excluir bibliografía

Activo

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

La que suscribe, AVILA RIVERA ERICKA FERNANDA, en calidad de autora del siguiente trabajo escrito titulado Análisis y modelamiento de un muro de contención en voladizo para carreteras montañosas mediante el método de elementos finitos, otorga a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tiene potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

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

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

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

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



AVILA RIVERA ERICKA FERNANDA

0751000738

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de titulación a todas las personas que han sido parte fundamental de mi formación académica y personal.

A mis padres Carlos Avila y Noemi Rivera, que atreves de su amor y su apoyo constante y por inculcarme los valores del esfuerzo y la perseverancia, me han permitido cumplir una meta más en mi vida.

A mis hermanos, por estar presentes y brindándome su apoyo y confianza a lo largo de este camino. Sus palabras de aliento han sido fundamentales para superar cada obstáculo.

A mis amigos, por su compañerismo y por ofrecerme su apoyo incondicional durante este proceso. Por estar ahí celebrando mis logros y brindándome su amistad incondicional y sincera.

Finalmente, dedico este trabajo a todos aquellos que de alguno u otra manera han formado parte de este viaje académico y personal. Su apoyo y cariño han sido una parte fundamental para que este proyecto se lleve a cabo.

Con gratitud y afecto.

Avila Rivera Ericka Fernanda

AGRADECIMIENTO

Al concluir este proyecto técnico, expreso mi más sincero agradecimiento a todas las personas que han contribuido de diversas maneras.

Agradezco a mis padres, por apoyo y su amor incondicional, sus consejos y palabras de aliento me han impulsado a superar cada obstáculo que se presentó en el transcurso de este tiempo.

A mis amigos, que han sido un pilar fundamental a lo largo de mi carrera especialmente a Betzy Reyes, Yesenia Carreño, Bruno Salinas, Ing. Josue Tenesaca, Eduardo Rueda, Fernando Anchatuña, Joel Espinoza, gracias por brindarme la oportunidad y el apoyo necesario para poder alcanzar mis metas.

A mis profesores y mentores, Ing. Leyden Carrión, Ing. Elsi Romero, Ing. Paul Cabrera, por su invaluable orientación, apoyo y dedicación. Su conocimiento y experiencia han sido esenciales para el desarrollo de este proyecto. Agradezco su disposición para guiarme y su compromiso en mi formación académica y profesional.

Agradezco a todas las personas que, sin tener algún compromiso, contribuyeron de alguna manera, con su tiempo, conocimiento, apoyo y su disposición para ayudarme en momentos claves.

Finalmente, agradezco a todos aquellos que creen en el poder transformador de la educación y la investigación.

Avila Rivera Ericka Fernanda

RESUMEN

El presente trabajo de titulación tiene como fin realizar el análisis de un muro de contención en voladizo para la altura de seis metros y ocho metros y el modelamiento del mismo mediante la aplicación de métodos numéricos o elementos finitos; estas estructuras son ampliamente utilizadas como una alternativa para prevenir deslizamientos y mantener la estabilidad del terreno.

Este proyecto técnico, se enfoca en las zonas montañosas o donde se presencia pendientes pronunciadas como la vía Saracay – Piñas, por ende, se optó por un muro de contención en voladizo como primera alternativa para evitar los deslizamientos de tierra.

Para el análisis se debe tener en cuenta las propiedades del suelo donde se emplea el muro de contención en voladizo, el análisis analítico o matemático, incluirá un estudio detallado de cargas y fuerzas que actúan en el muro, tales como el peso propio, presión del suelo, cargas vehiculares, teniendo en cuenta que esa estructura deberá cumplir con tres factores de seguridad volteo, deslizamientos y la capacidad portante del suelo.

Palabras claves: Muros de contención, Métodos numéricos, Estabilidad de talud, Factor de seguridad, Desplazamientos

ABSTRACT

The purpose of this thesis is to analyze a cantilever retaining wall for heights of six and eight meters and model it using numerical methods or finite elements. These structures are widely used as an alternative to prevent landslides and maintain ground stability.

This technical project focuses on mountainous areas or areas with steep slopes, such as the Saracay – Piñas road. Therefore, a cantilevered retaining wall was chosen as the first alternative to prevent landslides.

For the analysis, the properties of the soil where the cantilever retaining wall is used must be taken into account. The analytical or mathematical analysis will include a detailed study of loads and forces that act on the wall, such as self-weight, soil pressure, vehicle loads, taking into account that this structure must comply with three safety factors: overturning, landslides, and the bearing capacity of the soil.

Keywords: Retaining walls, Numerical methods, Slope stability, Safety factor, Displacements

ÍNDICE

| | |
|--|-----|
| DEDICATORIA | II |
| AGRADECIMIENTO | III |
| RESUMEN | IV |
| ABSTRACT | V |
| INTRODUCCIÓN | XI |
| 1. CAPITULO I: PLANTAMIENTO DEL PROBLEMA | 12 |
| 1.1. Antecedentes | 12 |
| 1.1.1. Ubicación, límites y extensión | 12 |
| 1.1.2. Poblacional | 12 |
| 1.1.3. CUENCAS HIDROGRAFICAS | 13 |
| 1.1.4. CLIMA | 14 |
| 1.1.5. RELIEVE / SUELOS | 15 |
| 1.1.6. AMENAZAS Y RIESGOS NATURALES Y ANTRÓPICAS | 16 |
| 1.1.7. USO DEL SUELO | 18 |
| 1.1.8. SITUACIÓN TURISTICA | 19 |
| 1.1.9. MOVILIDAD, TRANSPORTE Y TRÁNSITO | 21 |
| 1.2. Descripción de la Situación problemática | 24 |
| 1.2.1. Árbol de problemas | 24 |
| 1.3. Formulación del problema | 26 |
| 1.3.1. Hipótesis | 26 |
| 1.3.2. Problema central | 26 |
| 1.3.3. Problemas complementarios | 26 |
| 1.4. Delimitación del objeto de estudio | 26 |
| 1.5. Justificación | 27 |
| 1.6. Objetivos generales y específicos | 28 |
| 1.6.1. Objetivo general | 28 |
| 1.6.2. Objetivos específicos | 28 |
| 2. CAPITULO II: MARCO TEÓRICO | 29 |
| 2.1. Antecedentes Contextuales | 29 |
| 2.2. Antecedentes Referenciales | 32 |
| 2.3. Antecedentes Conceptuales | 32 |
| 3. CAPITULO III: METODOLOGÍA | 38 |
| 3.1. Modalidad básica de la investigación | 38 |
| 3.2. Tipo de investigación (Documental, De campo, experimental) | 38 |
| 3.2.1. Investigación Documental | 38 |

| | |
|--|-----------|
| 3.2.2. Investigación de Campo | 38 |
| 3.2.3. Investigación Aplicativa | 38 |
| 3.3. Descripción de la población y muestra | 38 |
| 3.3.1. Población | 38 |
| 3.3.2. Muestra | 39 |
| 3.4. Métodos teóricos o empíricos con los materiales utilizados..... | 39 |
| 3.4.1 Materiales y equipo | 39 |
| 3.4.2 Pruebas de laboratorio..... | 42 |
| 3.4.3 Método de elementos finitos..... | 42 |
| 3.4.4 Modelado analítico | 43 |
| 4. CAPITULO IV: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS..... | 53 |
| 4.1. Análisis de resultados | 53 |
| 4.2. Análisis de un muro de contención en voladizo modelo matemático | 53 |
| 4.3. Modelamiento de un muro de contención en voladizo modelo numérico | 60 |
| 4.3.1 Proceso de modelamiento..... | 60 |
| 4.4. Resultados del modelamiento | 72 |
| 4.4.1. Muro de contención en voladizo altura seis metros | 72 |
| 4.4.2. Muro de contención en voladizo altura ocho metros | 76 |
| CONCLUSIONES..... | 80 |
| RECOMENDACIÓN..... | 81 |
| REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 82 |
| ANEXOS..... | 85 |

ÍNDICE DE CUADRO

| | | |
|-------------------|---|----|
| Cuadro 1 | Proyección referencial de población a nivel cantonal - parroquial _____ | 13 |
| Cuadro 2 | Cuencas hídricas _____ | 13 |
| Cuadro 3 | Descripción de la Información Climática _____ | 14 |
| Cuadro 4 | Calificación de amenazas naturales y antrópicas _____ | 17 |
| Cuadro 5 | Clasificación de movimientos de masa _____ | 18 |
| Cuadro 6 | <i>Uso del suelo del cantón Piñas</i> _____ | 18 |
| Cuadro 7 | Inversión administración directa vial 2015 _____ | 23 |
| Cuadro 8 | Vías asfaltadas _____ | 23 |
| Cuadro 9. | Coordenadas de la ubicación _____ | 39 |
| Cuadro 10. | Materiales para ensayos _____ | 39 |
| Cuadro 11. | Equipos para elaborar el proyecto _____ | 41 |
| Cuadro 12. | Matriz A _____ | 50 |
| Cuadro 13. | Matriz B _____ | 51 |
| Cuadro 14. | Matriz C _____ | 52 |
| Cuadro 15. | Casos de análisis _____ | 53 |
| Cuadro 16. | Dimensionamiento recomendado para muros de contención en voladizo _____ | 54 |
| Cuadro 17. | Dimensionamiento de los muros de 6m y 8 m _____ | 54 |
| Cuadro 18. | Dimensionamiento de muros _____ | 54 |
| Cuadro 19. | Análisis-Empuje de tierra _____ | 55 |
| Cuadro 20. | Fuerzas que aparecen en el análisis del muro empuje de tierra _____ | 56 |
| Cuadro 21. | Análisis-Empuje de tierra + sismo _____ | 57 |
| Cuadro 22. | Fuerzas que aparecen en el análisis del muro empuje de tierra+sismo _____ | 58 |
| Cuadro 23. | Factor de seguridad indirectos _____ | 59 |
| Cuadro 24. | Propiedades de los materiales _____ | 61 |
| Cuadro 25. | Características de la etapa I _____ | 67 |
| Cuadro 26. | Características de la etapa I _____ | 68 |
| Cuadro 27. | Características de la etapa III _____ | 70 |
| Cuadro 28. | Características de la etapa IV _____ | 71 |
| Cuadro 29. | Factor de seguridad generales _____ | 79 |

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

| | |
|---|----|
| Ilustración 1 Mapa de ubicación del cantón Piñas _____ | 12 |
| Ilustración 2 Mapa de relieve del cantón Piñas _____ | 16 |
| Ilustración 3 Complejo Selva Alegre _____ | 19 |
| Ilustración 4 Momentos Héroe del 41 _____ | 19 |
| Ilustración 5 Centro de rescate de vida silvestre Amazonas _____ | 20 |
| Ilustración 6 Hotelería ecoturista El Manantial _____ | 20 |
| Ilustración 7 Árbol de problemas _____ | 25 |
| Ilustración 8 Mapa de ubicación vía _____ | 26 |
| Ilustración 9. Dimensionamiento de muro en voladizo _____ | 53 |
| Ilustración 10. Configuración general _____ | 60 |
| Ilustración 11. Unidades del Plaxis _____ | 60 |
| Ilustración 12. Modelo geométrico del muro _____ | 61 |
| Ilustración 13. Propiedades suelo de fundación _____ | 62 |
| Ilustración 14. Propiedades suelo de relleno _____ | 63 |
| Ilustración 15. Propiedades del hormigón _____ | 64 |
| Ilustración 16. Materiales _____ | 64 |
| Ilustración 17. Asignación de materiales _____ | 65 |
| Ilustración 18. Malla de elementos finitos _____ | 65 |
| Ilustración 19. Presión de poros _____ | 66 |
| Ilustración 20. Tensiones efectivas _____ | 66 |
| Ilustración 21. Fases constructivas _____ | 67 |
| Ilustración 22. Etapa I _____ | 67 |
| Ilustración 23. Etapa I – Excavación _____ | 68 |
| Ilustración 24. Etapa II _____ | 69 |
| Ilustración 25. Etapa II - Muro _____ | 69 |
| Ilustración 26. Etapa III _____ | 70 |
| Ilustración 27. Etapa III - Relleno _____ | 70 |
| Ilustración 28. Etapa IV _____ | 71 |
| Ilustración 29. Fases ejecutadas _____ | 71 |
| Ilustración 30. Desplazamientos totales (Arrow) _____ | 72 |
| Ilustración 31. Desplazamientos totales (Shadings) _____ | 72 |
| Ilustración 32. Desplazamientos horizontales (Arrow) _____ | 73 |
| Ilustración 33. Desplazamientos horizontales (Shadings) _____ | 73 |
| Ilustración 34. Desplazamientos verticales (Arrow) _____ | 74 |
| Ilustración 35. Desplazamientos verticales (Shadings) _____ | 74 |
| Ilustración 36. Factor de seguridad _____ | 75 |
| Ilustración 37. Desplazamientos totales (Arrow) _____ | 76 |
| Ilustración 38. Desplazamientos totales (Shadings) _____ | 76 |
| Ilustración 39. Desplazamientos horizontales (Arrow) _____ | 77 |
| Ilustración 40. Desplazamientos horizontales (Shadings) _____ | 77 |
| Ilustración 41. Desplazamientos verticales (Arrow) _____ | 78 |
| Ilustración 42. Desplazamientos verticales (Shadings) _____ | 78 |
| Ilustración 43. Factor de seguridad _____ | 79 |

ÍNDICE DE ECUACIONES

| | |
|---|----|
| Ecuación 1. Coeficiente de empuje activo-Coulomb..... | 43 |
| Ecuación 2. Coeficiente de empuje activo-Rankine | 43 |
| Ecuación 3. Empuje activo..... | 43 |
| Ecuación 4. Momento de empuje activo..... | 44 |
| Ecuación 5. Empuje por sobrecarga | 44 |
| Ecuación 6. Momento de sobrecarga..... | 44 |
| Ecuación 7. Empuje total..... | 44 |
| Ecuación 8. <i>Momentos actuantes del suelo</i> | 45 |
| Ecuación 9. Coeficiente de empuje pasivo | 45 |
| Ecuación 10. Empuje pasivo | 45 |
| Ecuación 11. Carga | 45 |
| Ecuación 12. Peso de sobrecarga..... | 45 |
| Ecuación 13. Momento de sobrecarga..... | 46 |
| Ecuación 14. Fuerza ocasiona por el relleno | 46 |
| Ecuación 15. Peso del relleno..... | 46 |
| Ecuación 16. Momento ejercido por el relleno | 46 |
| Ecuación 17. Fuerzas verticales | 46 |
| Ecuación 18. Momento estabilizante..... | 46 |
| Ecuación 19. Momento de volcamiento | 46 |
| Ecuación 20. Factor de seguridad - Volteo1 | 47 |
| Ecuación 21. Factor de seguridad - Volteo2..... | 47 |
| Ecuación 22. Fuerza de rozamiento..... | 47 |
| Ecuación 23. Factor de seguridad - Deslizamiento1 | 47 |
| Ecuación 24. Factor de seguridad - Deslizamiento2..... | 47 |
| Ecuación 25. Resultante | 47 |
| Ecuación 26. Excentricidad | 47 |
| Ecuación 27. Excentricidad máxima | 47 |
| Ecuación 28. Esfuerzo máximo..... | 47 |
| Ecuación 29. Esfuerzo mínimo..... | 47 |
| Ecuación 30. Esfuerzo admisible..... | 48 |
| Ecuación 31. Factor de seguridad..... | 48 |
| Ecuación 32. Fuerza sísmica del peso propio | 48 |
| Ecuación 33. Momento de la fuerza sísmica | 48 |
| Ecuación 34. Coeficiente de presión dinámica activa..... | 48 |
| Ecuación 35. Incremento dinámico del empuje activo | 48 |
| Ecuación 36. Momento del incremento dinámico | 48 |
| Ecuación 37. Empuje total - Sismo | 49 |
| Ecuación 38. Fuerza vertical - Sismo | 49 |

INTRODUCCIÓN

La infraestructura vial se ha vuelto indispensable para el desarrollo de pueblos, el mismo que a través de la libre circulación vehicular estos amplían su vínculo socio económico, comercial, turístico entre otros, la infraestructura debe ser capaz de resistir fuerzas laterales para así poder evitar los deslizamientos de tierra los cuales son producidos por la falta de la estabilidad de talud, la cual son consecuencias por la carencia de métodos constructivos e inadecuados. Por ende, la estabilidad de talud, es de gran importancia y se debe tomar en cuenta en futuras construcciones.

En la parroquia Saracay perteneciente a la provincia de El Oro, en el tramo Saracay – Piñas, esta vía es considerada de primer orden presenta un servicio vial inadecuado en si los habitantes del sector se encuentran inconformes por dicho servicio, debido a que por falta de manteniendo o carencia de estudios presentan constantes deslizamientos de tierra la cual afecta en varios factores a la comunidad, por eso una buena alternativa para evitar estos deslizamientos sería un muro de contención en voladizo para así poder estabilizar el talud y se pueda garantizar una vía segura para el desplazamientos de usuarios.

En el primer capítulo “Planteamiento del problema” se encuentran los antecedentes que se conforman por características como cuencas hidrográficas, pendientes, clima, relieve, uso del suelo, turismo, y la movilidad (transporte y transito) de la zona de estudio, además la descripción del problema depende de las causas y efectos, el alcance del proyecto la justificación y objetivos a alcanzar en este proyecto.

En el segundo capítulo “Marco teórico” podemos encontrar los antecedentes contextuales la cual nos sirve para reunir información importante y tener en cuenta varios puntos de vista sobre el tema, en los antecedentes conceptuales estarán conceptos precisos del tema y en los antecedentes referenciales estará información que nos servirá de base para guiarnos en la culminación de este proyecto.

En el tercer capítulo, se presenta la metodología y la modalidad del proyecto, los medios que se van a utilizar para obtener resultados favorables, en el cual encontraremos métodos teóricos o empíricos técnicas que se gran de ayuda para procesar los datos obtenidos.

En el cuarto capítulo, se analizarán e interpretación de datos luego de haber obtenido los resultados mediante ensayos y levantamientos topográficos, y finalmente obtendremos algunas conclusiones y recomendaciones

1. CAPITULO I: PLANTAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Antecedentes

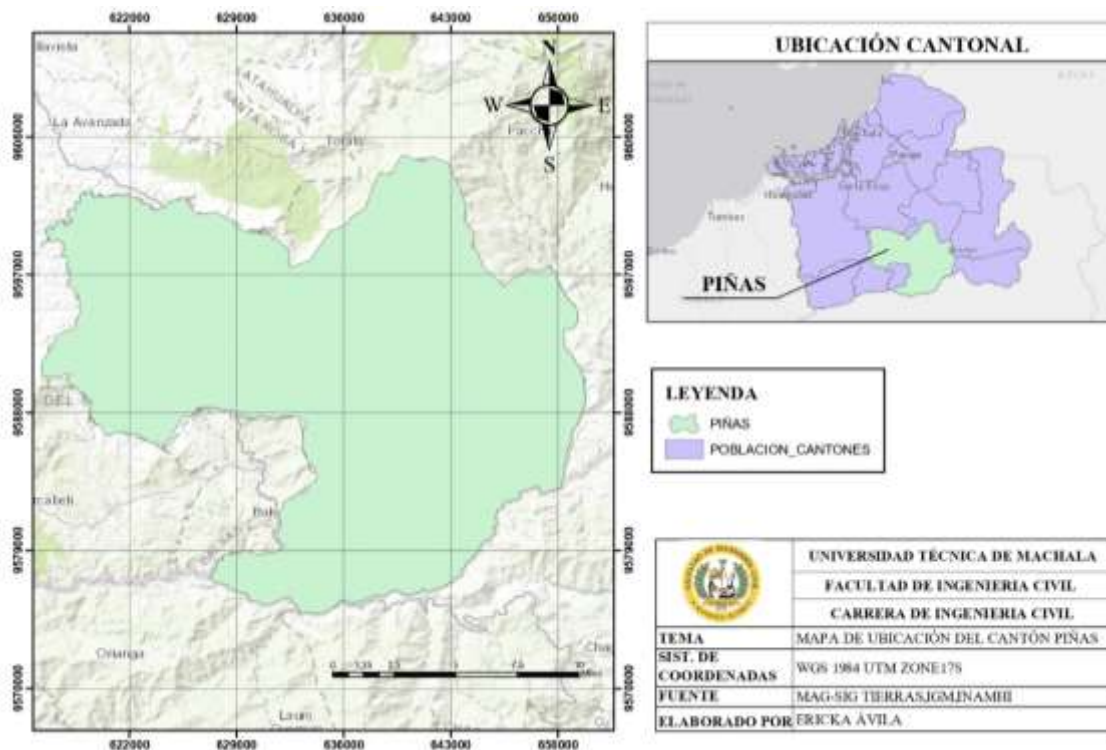
1.1.1. Ubicación, límites y extensión

La parroquia Saracay se encuentra ubicada en la parte central de la provincial de El Oro a 27 km de la cabecera cantonal de Piñas, cuya extensión es de 117.70 km^2 .

Conforme a la información levantada en el GAD municipal de Piñas, se estableció los límites de la parroquia Saracay como se detalla a continuación:

- **NORTE:** Parroquia Torata del cantón Santa Rosa
- **SUR:** Cantón Balsas
- **ESTE:** Parroquia Moromoro del cantón Piñas
- **OESTE:** Parroquias La Bocana y Piedras del Cantón Piñas

Ilustración 1 Mapa de ubicación del cantón Piñas



Fuente: Propia

1.1.2. Poblacional

La población en la parroquia Saracay según los datos que se encuentran en el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos – INEC, se ha visto un crecimiento poblacional importante con las proyecciones desde el último Censo que se realizó en el año 2010 hubo 2545 habitantes y con la proyección al año 2020 se establece 2958 habitantes; entonces hay un total de 413 personas más que el censo pasado, como se verifica en el Cuadro 1.

Cuadro 1 Proyección referencial de población a nivel cantonal - parroquial

| Código | Cantón/Parroquia | Año 2010 | Año 2019 | Año 2020 |
|---------------|-------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 71050 | Piñas | 17401 | 20037 | 20225 |
| 71051 | Capiro | 1870 | 2153 | 2174 |
| 71052 | La Bocana | 1365 | 1572 | 1587 |
| 71053 | Moromoro | 1371 | 1579 | 1594 |
| 71054 | Piedras | 569 | 655 | 661 |
| 71055 | San Roque | 867 | 998 | 1008 |
| 71056 | Saracay | 2545 | 2931 | 2958 |
| TOTAL | | 25988 | 29925 | 30207 |

Fuente: INEC – PROYECCIONES

En los últimos años se ha ocupado su suelo de manera caótica, en daño de las condiciones físicas de acogida del territorio; generando conflictos ambientales y sociales, el deterioro de los bienes naturales, así como el incremento de la exposición y vulnerabilidad de la población a fenómenos naturales y problemas de acceso a servicios básicos en las urbes.

1.1.3. CUENCAS HIDROGRAFICAS

Una cuenca hidrográfica se entiende que es la porción de territorio drenada por un sistema de drenaje natural, se define por la sección del río al cual hace referencia y es delimitada por la línea de cumbres.

Un estudio correcto de las cuencas permite mejorar un análisis de evaluación de riesgos de inundación, gracias a esto es posible medir la entrada, acumulación y salida de sus aguas y planificar su aprovechamiento analíticamente.

Como cuenca y subcuenca tenemos el Río Arenillas, y en microcuencas cuenta con varias quebradas y drenaje, como se verifica en el cuadro 2.

Cuadro 2 Cuencas hídricas

| Cuenca | Subcuenca | Microcuencas |
|----------------------|----------------------|---------------------|
| Río Arenillas | Río Arenillas | Drenajes menores |
| | | Quebrada Lobos |
| | | Quebrada Piedras |
| | | Quebrada Raspas |
| | | Quebrada San José |
| | | Río Arenillas |

Fuente: MAGAP – Equipo Consultor 2020

La parroquia Saracay se encuentra en el Sistema Hídrico del Río Arenillas sus principales microcuencas con más representatividad tiene la parroquia son ríos Saracay y Naranjos, las respectivas quebradas: Panupali, Feijoo, Platanillos, Artonales, Aguacatillo, Damas, Camarones, 3 Quebradas, El cacao.

1.1.4. CLIMA

1.1.4.1. Precipitación

Las series climáticas deben tener como un mínimo 20 años de registros continuos según la OMM; de no existir series extensas pueden utilizarse hasta de 10 años evitando en lo posible las series que tengan interrupciones.

Se logra únicamente contando con las estaciones de funcionamiento regular y permanente, en donde se realizan observaciones climáticas completas.

Los estudios climáticos, se utilizan datos de observación que son valores aleatorios de diversos parámetros: precipitación, temperaturas, nubosidad, evapotranspiración, entre otros.

En la descripción de la información climática de esta parroquia se divide en variables como precipitación, temperatura, pisos climáticos nubosidad y la humedad relativa la cual en el cuadro 3 se puede observar la descripción de las variables

Cuadro 3 Descripción de la Información Climática

| VARIABLE | DESCRIPCIÓN |
|-------------------------|---|
| PRECIPITACIÓN | Tomando como referencia las estaciones de precipitación existentes en la Cuenca del Río Arenillas, se adoptó un mapa de isoyetas para la parroquia Saracay, la parroquia se caracteriza por presentar dos zonas marcadas por distintos rangos de precipitación que van desde 900 a 1200 mm/año. |
| TEMPERATURA | La parroquia Saracay, presenta una temperatura mínima anual de 19°C, la máxima se ubica en 28°C, siendo la temperatura media anual de 24-25°C |
| PISOS CLIMATICOS | La parroquia Saracay tiene un clima representativo Ecuatorial Megatérmico seco |
| NUBOSIDAD | La parroquia Saracay presenta un promedio de nubosidad del 37% siendo los meses de enero y noviembre los de nubosidad alta. |
| HUMEDAD RELATIVA | De manera general, la temperatura del aire, presencia de vientos y lluvias en la parroquia, tienen un efecto condicionante en la humedad, que disminuye en los meses secos, de baja precipitación como julio y agosto, aumentando en los meses de mayor precipitación marzo y abril. |

Fuente: Información Cartográfica – Equipo consultor 2020

1.1.5. RELIEVE / SUELOS

1.1.5.1. Relieve

En el Cantón Piñas, se encuentra en las estribaciones suroccidentales de la cordillera de los Andes. Por esta ubicación su relieve es variado, con existencia de pendientes Fuertes y cambios altitudinales que aproximadamente van de 100 metros de altura hasta llegar a los 2500 metros de altura.

La parroquia Saracay, cuya estructura geomorfología está conformada por un relieve montañoso, con pendientes y desniveles, que se prolonga a lo largo de toda la parroquia, laderas de pendientes abruptas como resultado de deslizamiento de tierra, principalmente en las partes superiores.

Sin embargo, existen áreas en donde se presencia aplastamiento del suelo, pendientes moderadas y poco empinadas, con la presencia de pequeños escarpes. Estas estructuras son producto de la acción geológica de las aguas superficiales y subterráneas.

1.1.5.2. Elevaciones

Nuestro país es conocido a nivel mundial por su biodiversidad por su riqueza en flora y fauna, todo esto es consecuencia de la interacción de varios factores ambientales como: el bioclima, el relieve, el suelo, humedad, entre otros; que interactúan y dan origen a diferentes paisajes naturales que conviven con varios tipos de vegetación y permanentes amenazas dadas por una continua y persistente presión del ser humano sobre los recursos naturales.

1.1.5.3. Pendientes

Las pendientes es uno de los parámetros que permiten determinar la aptitud de uso de un determinado territorio, pudiendo ser estos usos las actividades agropecuarias, asentamientos humanos, conservación, otros.

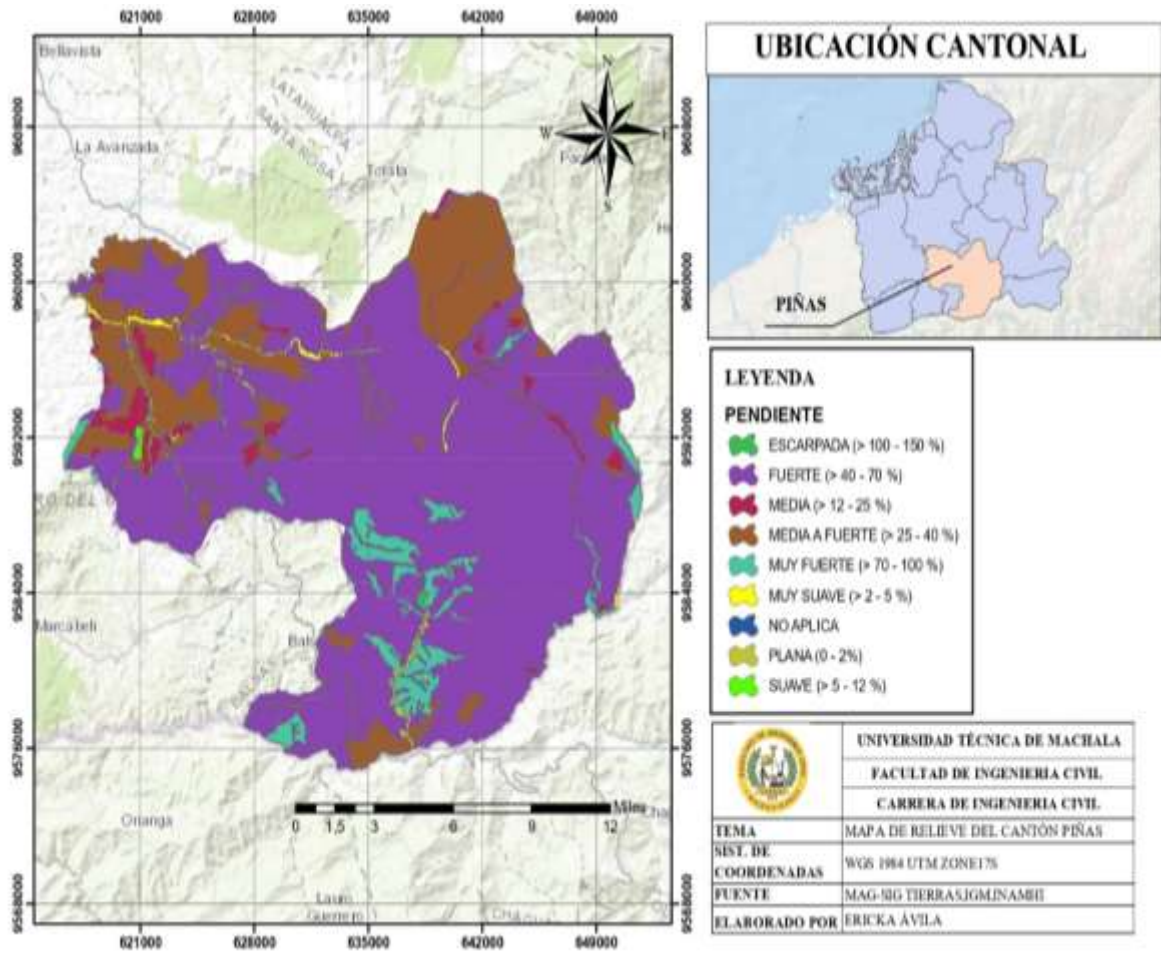
En el cantón Piñas se evidencia que las pendientes predominantes están en el rango media a fuertes (25-40%) aproximadamente un 24.23% del territorio total, las pendientes medianas (12- 25%) con el 22,74%, entre estos dos rangos suman aproximadamente poco menos de la mitad del territorio del cantón en pendientes.

Las zonas planas a suaves sumadas representan un total de 36.57% ubicadas principalmente en las la zona baja parroquias.

Por último, están las zonas con pendiente que va desde el rango fuerte a escarpado con un porcentaje del 16.46%, ubicando a las zonas mal altas de los territorios.

A continuación, se detalla un cuadro con los rangos de las pendientes que predominan en el territorio:

Ilustración 2 Mapa de relieve del cantón Piñas



Fuente. Propia

1.1.6. AMENAZAS Y RIESGOS NATURALES Y ANTRÓPICAS

1.1.6.1. Amenazas Naturales y antrópicas en el territorio

Según los registros oficiales y un levantamiento histórico en el territorio se puede evidenciar las amenazas más recurrentes.

A continuación, se detalla las principales amenazas naturales

Cuadro 4 Calificación de amenazas naturales y antrópicas

| AMENAZAS | | EVENTO | CALIFICACIÓN | | | |
|--------------------|-----------------------|-------------------------|--------------|-------|------|-----------|
| | | | ALTA | MEDIA | BAJA | NO APLICA |
| Naturales | Biológicas | Epidermia | | | | |
| | | Plaga | | | | |
| | Geológicas | Actividad volcánica | | | | |
| | | Deslizamiento | | | | |
| | | Derrumbe | | | | |
| | | Hundimiento | | | | |
| | | Subsistencia | | | | |
| | | Sismo | | | | |
| | | Tsunami | | | | |
| | | Licuefacción | | | | |
| | Hidrometereológicas | Avalancha | | | | |
| | | Aluvión | | | | |
| | | Déficit hídrico | | | | |
| | | Desertificación | | | | |
| | | Granizada | | | | |
| | | Inundación | | | | |
| | | Oleaje | | | | |
| | | Sedimentación | | | | |
| | | Socavamiento | | | | |
| Tormenta eléctrica | | | | | | |
| Vendeval | | | | | | |
| Antropicas | Cambio climático | Lluvias intensas | | | | |
| | | Altas temperaturas | | | | |
| | | Heladas | | | | |
| | | Sequías | | | | |
| | Tecnológicas | Accidente minero | | | | |
| | | Colapso de represa | | | | |
| | | Derrame de químicos | | | | |
| | | Explosión | | | | |
| | | Incendio Estructural | | | | |
| | Degradación ambiental | Incendio forestal | | | | |
| | | Contaminación ambiental | | | | |
| | Sociales | Desplazados forzosos | | | | |
| | | Conmoción social | | | | |

Fuente. Levantamiento de información-Equipo Consultor 2020

1.1.6.2.Movimientos de masa

Para los movimientos de masa, se tomó en cuenta el ráster que generó la secretaría de Gestión de Riesgos (SGR) junto a la información que contaba el cantón. La exactitud de este mapa aun no es suficiente, aunque en la actualidad ya se cuenta con un buen acercamiento a la realidad cantonal y deja plasmado un mejoramiento de insumos geográficos y se podrá obtener productos de mejor escala y un nivel de detalle mayor. Se logra evidenciar que en las partes altas del cantón son las más propensas a sufrir estos movimientos de masa dada las variables de pendientes, su tipo de suelo, la cobertura

vegetal, en sí, las zonas donde se observa las mayores amenazas son en la parte ser de la parroquia Saracay.

A continuación, se clasifican los movimientos de masa existentes en la zona:

Cuadro 5 Clasificación de movimientos de masa

| Movimientos de masa | |
|---------------------|---|
| Clasificación | Descripción |
| BAJA | Zonas con suelos, pendientes y geología estables, aún ante fenómenos intensos y extensos con precipitación. |
| MEDIA | Zonas con materiales muy poco fracturados, con pendientes de 30 a 50%. El material se inestabiliza tras actuaciones naturales muy intensas y/o extensas, así como la acción de la precipitación de la zona. |
| ALTA | En zonas con pendientes de 50 a 100%. En suelos pocos cohesivos y en rocas meteorizadas, fracturadas o de otro tipo de discontinuidad, acelerado por las precipitaciones de la zona. |
| MUY ALTA | En zonas con pendientes mayor al 100%. En suelos no consolidados y rocas muy meteorizadas y fracturadas, acelerado por factores climáticos, sismo tectónicos y antrópicos. |

Fuente. Información Cartográfica – Equipo consultor 2020

1.1.7. USO DEL SUELO

Los principales usos de suelo en el Cantón Piñas según el Censo Agropecuario, ubica a la categoría Pastos cultivados en primer lugar con 38.137 ha, seguido de Los Montes y bosques con 6.643 ha y Los cultivos permanentes con 5.993 ha. El descanso con 1784 ha, en los cultivos transitorios y barbecho con 1015 ha, los pastos naturales con 932 ha, y otros usos están con un 394 ha. A continuación, se detalla en el siguiente cuadro estos usos.

Cuadro 6 Uso del suelo del cantón Piñas

| Categorías | Cantón | | Provincia | |
|----------------------------------|-------------|--------------|--------------|---------------|
| | UPAs | Hectáreas | UPAs | Hectáreas |
| Cultivos permanentes | 2193 | 5993 | 15089 | 84294 |
| Cultivos transitorios y barbecho | 993 | 1015 | 5494 | 9936 |
| Descanso | 453 | 1784 | 1888 | 8848 |
| Pastos cultivados | 1569 | 38137 | 8365 | 228799 |
| Pastos naturales | 88 | 932 | 1916 | 16010 |
| Páramos | 0 | 0 | 102 | 781 |
| Montes y bosques | 674 | 6643 | 5005 | 56506 |
| Otros usos | 2480 | 394 | 18911 | 51853 |
| Total | 8450 | 54898 | 56770 | 457027 |

Fuente. Plan Provincial de Riego y Drenaje de la Provincia de El Oro, 2012 – Equipo consultor 2020

1.1.8. SITUACIÓN TURÍSTICA

La parroquia Saracay posee una gran variedad de atractivos turísticos vinculados al paisajismo:

- **Complejo turístico Selva Alegre**

Se encuentra ubicado en el sitio Planillos, propiedad de la familia Romero la cual es tipo privada y brinda el servicio de alimentación, piscinas, canchas y acceso al río.

Ilustración 3 Complejo Selva Alegre



Fuente. Propia

- **Monumento Héroes del 41**

Este monumento fue construido en honor a los soldados que defendieron el territorio ecuatoriano, en el sitio Panupali se encuentran dos Obeliscos en la entrada al sitio.

Ilustración 4 Momentos Héroes del 41



Fuente. Propia

- **Centro de rescate de vida silvestre Amazonas**

Es un centro de rescate de animales que está rodeado por senderos para su sana distracción y se ubicada a 2,5km de distancia desde la cabecera parroquial, donde se puede encontrar un sinnúmero de animales tales como: aves, monos, venados, tigrillos, papagayos, tucanes, tortugas, pumas, ardillas, tapir del oriente, peces, cocodrilo, pavo real, entre otros.

Ilustración 5 Centro de rescate de vida silvestre Amazonas



Fuente. Propia

- **Hostelería ecoturística El Manantial**

Ubicada a 3 km de distancia desde la cabecera parroquial se encuentra la hostería que brinda el servicio de hospedaje, alimentación, piscinas, sauna, canchas deportivas, discoteca, áreas de descanso, sala para eventos, mesas de billar, discoteca, entre muchos entretenimientos más.

Ilustración 6 Hotelería ecoturista El Manantial



Fuente. Propia

1.1.9. MOVILIDAD, TRANSPORTE Y TRÁNSITO

1.1.9.1. Redes viales y de transporte

La construcción y mantenimiento de las carreteras son pilares fundamentales para el progreso de las comunidades, ya que facilitan la interacción socioeconómica y turística tanto a nivel local como con otros asentamientos. En la actualidad, se enfoca en mejorar las vías en diferentes áreas para fortalecer la comunicación entre los residentes de la región. Es crucial establecer un sistema vial eficiente mediante la constante rehabilitación y mantenimiento de las estructuras viales existentes en la parroquia.

1.1.9.2. Red vial

El concepto de sistema vial hace referencia a la red de carreteras y caminos creados por humanos con el fin de permitir el flujo de vehículos y personas. En Ecuador, conforme a lo establecido en la Constitución de la República y el COOTAD, los sistemas viales están organizados según las responsabilidades asignadas a los distintos niveles de gobierno. Por lo tanto:

1.1.9.2.1. Red vial Estatal

Se encuentra clasifican en:

- **Vías primarias o corredores arteriales**

Estas rutas abarcan conexiones entre puntos fronterizos, puertos marítimos y las capitales provinciales, formando una red estratégica. El tráfico en estas vías principales se alimenta de carreteras secundarias, también conocidas como vías colectoras. Designadas como Troncales Arteriales, se caracterizan por tener una gran fluidez de movimiento, accesibilidad controlada y cumplir con estándares geométricos apropiados.

- **Vías secundarias, o vías colectoras**

Contienen caminos cuya finalidad es recoger el flujo de tráfico proveniente de áreas urbanas o rurales para dirigirlo hacia las principales vías (corredores arteriales).

1.1.9.2.2. Red vial Provincial

Es el conjunto de caminos bajo la administración de los Consejos Provinciales, que incluye vías secundarias, terciarias y caminos vecinales. El Gobierno Provincial tiene la responsabilidad de gestionar las redes viales intercantonales, interparroquiales y todas las vías rurales, excluyendo las vías urbanas que son competencia de los gobiernos municipales.

- Vías secundarias conectan cabeceras de parroquias y zonas de producción con los caminos de la Red Vial Nacional y caminos vecinales, de un reducido tráfico.

- Las vías terciarias conectan el tráfico procedente de las vías secundarias con los caminos vecinales, caracterizándose por tener un bajo volumen de vehículos y típicamente presentan condiciones deficientes.
- Los caminos vecinales funcionan como conexiones entre las propiedades agrícolas o parcelas hacia los caminos terciarios, por lo general, están deteriorados y tienen poco tráfico vehicular.

El Gobierno Provincial debe atender a toda la parroquia a excepción de la cabecera cantonal delimitada como urbana, a cargo del GAD Municipal Piñas.

1.1.9.2.3. Red vial Municipal

La Red Vial Cantonal comprende las calles urbanas bajo la jurisdicción de los Consejos Municipales. En el contexto de las parroquias, el municipio tiene la responsabilidad de mantener las vías urbanas dentro de los límites de la cabecera parroquial. Este sistema vial incluye las calles urbanas tanto en las ciudades como en las cabeceras parroquiales.

1.1.9.2.4. Red vial de la parroquia

En Saracay, las vías son fundamentales para el transporte de la población local y de sus productos, siendo un motor clave para su desarrollo económico. Esta parroquia se sitúa al noroeste del cantón Piñas y está atravesada por una red vial principal que conecta los cantones de la región baja con los de la región alta de la provincia. La carretera que va desde Piñas hasta Saracay tiene una longitud de 27,26 km y un ancho promedio de 10,00 m. De este total, 0,16 km están asfaltados y en buen estado, mientras que 0,81 km están pavimentados con lastre y presentan un estado de conservación deficiente, con un ancho promedio de entre 5,50 m y 6,50 m. La comunicación hacia Saracay se realiza principalmente a través de las carreteras estatales E-50 y E-858, las cuales se encuentran en buen estado. Específicamente, el tramo que va desde Piñas hasta Saracay es considerado de primer orden en términos de calidad vial.

1.1.9.3. Inversión en infraestructura vial, mantenimiento y construcción

De 2014 a 2018, el GAD de la provincia de El Oro invirtió un promedio de 20.000.000 de dólares estadounidenses al año en estudios de carreteras, inspecciones de ingeniería, mantenimiento de carreteras, limpieza de carreteras, limpieza de zanjas, asfalto, etc. La inversión de la provincia de Pina en Guangzhou durante casi cuatro años. más detalles:

Cuadro 7 Inversión administración directa vial 2015

| Detalle | Parroquia Urbana | Parroquia Rural | Inversión Urbana | Inversión Rural | Total |
|---------|------------------|-----------------|------------------|-----------------|------------|
| Piñas | 1 | 6 | 160 588,22 | 661 589,50 | 822 177,72 |

Fuente. Prefectura, secretaría de Obras – Equipo consultor 2020

1.1.9.4. Vías asfaltadas

Según datos del PDOT de 2015, en el estado de Piñas, el 23,32% del total de la red vial es asfalto (vías principales) y asfalto bicapa (vías secundarias); En términos de sistemas de drenaje, la mayoría de las carreteras están en buenas condiciones y las zanjas revestidas y las sencillas alcantarillas de hormigón garantizan una evacuación eficaz del agua superficial. Estas rutas son las siguientes:

Cuadro 8 Vías asfaltadas

| Nombre de la vía | Tipo de vida | Longitud de vía (km) | Ancho promedio (m) | Competencia vial | Detalle |
|---|--------------|----------------------|--------------------|------------------|---|
| Saracay, Panupali, Platanillos y Piñas | Primer orden | 29 | 8 | MOP | Principal arteria de acceso hacia los cantones de Portovelo, Zaruma y Atahualpa en la Parte Alta y todos los cantones de la parte baja de la provincia. |
| Saracay, La Florida, Las Orquídeas, Las Palmas y El Triunfo | Primer orden | 13 | 8 | MOP | Une al cantón Balsas y Marcabelí y la provincia de Loja |
| Saracay, Camarones, La Unión | Primer orden | 4 | 8 | MOP | Une cantones de la parte baja de la provincial de El Oro, y a varios sectores productivos del cantón |

Fuente. Dirección de Obras Públicas del GAD de la municipalidad de Piñas

1.1.9.5. Identificación de puntos conflictivos en la vía

Debido al gran volumen de tránsito proveniente de los cantones de la parroquia, uno de los puntos de conflicto vehicular identificados en la parroquia está relacionado con la cantidad de vehículos que circulan por la vía Y formada por la E-50 y la E-585 de la vía cantonal. red. En la parte baja de la provincia, hacia Piñas, Portovelo, Zarum y Atahualpa, se toma la red vial E-585 y las rutas a Balsa y Macca red vial E-50 en los estados Marcabeli y Loya.

1.2.Descripción de la Situación problemática

El problema central de este proyecto es un servicio vial inadecuado, los usuarios que transitan por la vía Saracay – Piñas, no están conformes debido a las inseguridades que se generan y aumentan en temporada de invierno para este análisis se ha tomado en cuenta ciertos factores que son considerados como causa directa del problema.

La primera causa directa trata sobre la inestabilidad de talud, se incluye pendientes fuertes y la falta de mantenimiento, teniendo como consecuencia el daño estructural de la vía la cual limita la movilización de tránsito, impidiendo que más vehículos circulen al mismo tiempo o en casos mayores sería el colapso total de la vía.

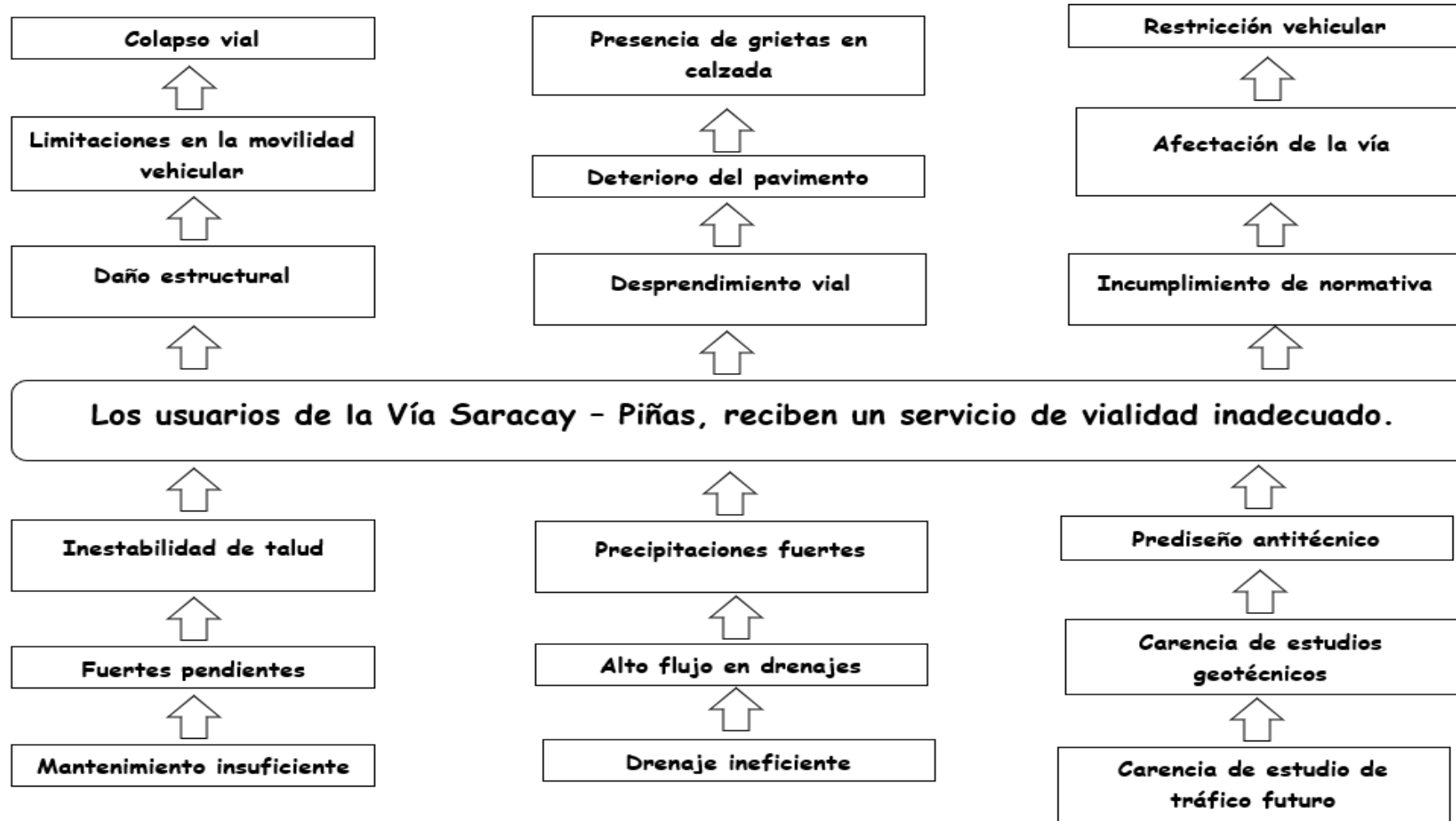
La segunda causa analizada son las precipitaciones fuertes en temporada de invierno, la cual genera un aumento de flujo considerado en drenajes haciendo de estos unos drenajes ineficientes que no cumplen con su propósito, provocando inundaciones y con el tiempo se prevista un deterioro de pavimento.

La siguiente causa, es un prediseño antitécnico, el cual por factores como falta de estudios tanto geológicos como tráfico futuro, se está incumpliendo con la normativa en la cual la vía se verá afectada por varios problemas, incluso la restricción vehicular ya que sería muy peligroso transitar por una carretera que no está en óptimas condiciones.

1.2.1. Árbol de problemas

Este árbol de problemas presenta, las causas y efectos que fueron tomados en cuenta para el problema central. Lo cual se pueden apreciar en la ilustración 7.

Ilustración 7 Árbol de problemas



Fuente: Propia

1.3. Formulación del problema

1.3.1. Hipótesis

Analizar la inestabilidad de talud en la vía Saracay - Piñas ubicada en el cantón Piñas, en la provincia de El Oro.

1.3.2. Problema central

¿Los usuarios de la vía Saracay – Piñas, ubicado en el cantón Piñas perteneciente a la provincia de El Oro reciben un inadecuado servicio de vialidad?

1.3.3. Problemas complementarios

- **1er. Problema complementario**

¿Cuáles es el estado actual de la vía Saracay–Piñas, ubicada en el cantón Piñas, para que nos permita realizar un análisis conveniente para prevenir deslizamientos de tierra?

- **2do. Problema complementario**

¿Cuáles son los métodos a utilizar para un análisis competente en la vía Saracay-Piñas que me permita la estabilidad de talud que cumplan con las normativas establecidas?

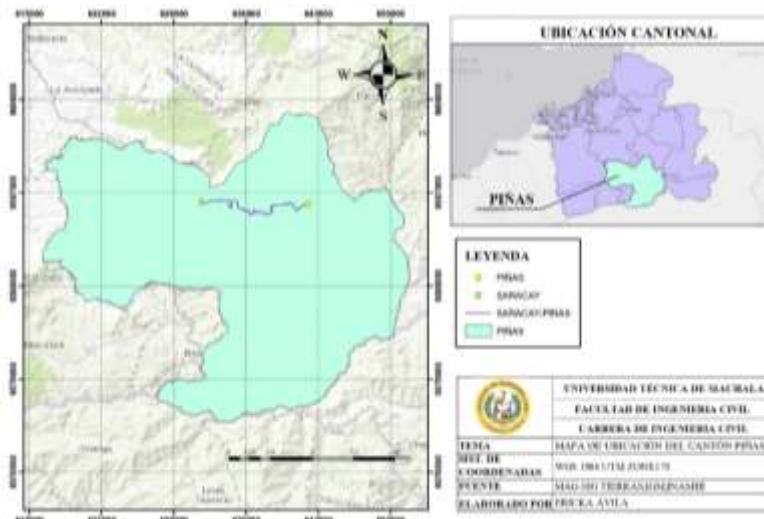
- **3er. Problema complementario**

¿Cuál es el diseño más óptimo que me permita conservar el servicio de vialidad en la vía Saracay- Piñas?

1.4. Delimitación del objeto de estudio

El presente proyecto se enfoca en diseño y análisis de estabilidad de talud en el tramo Saracay – Piñas, se encuentra ubicada en la parte central de la provincia de El Oro. La cual se aprecia en la ilustración 7.

Ilustración 8 Mapa de ubicación vía



Fuente. Propia

1.5. Justificación

El presente proyecto se encuentra basado en una investigación bibliográfica, en sí está enfocado en un base de artículos científicos y tesis de grado o maestría. Con el propósito de buscar información que me permita justificar este proyecto y que sean una guía clara para relacionar con la estabilidad de talud en carreteras y poder proponer una propuesta adecuada ante tal situación.

Piñas es un cantón que tiene presencia de varias pendientes pronunciadas. Además, es muy común en la parte alta de la provincia El Oro, que las vías se vean afectadas especialmente en temporadas de invierno por sus altas precipitaciones. En base a esto, varios tramos de la vía Saracay – Piñas tienen mayor grado de afectación, en particular cuando ocurre deslizamientos de tierra provocan que los drenajes acumulen sedimentos y estos se taponan y no logran cumplir su respectiva función.

En cambio, si hay deslizamientos de mayor magnitud causa, colapso en las carreteras y esto restringe la fluidez de tráfico o restricción permanente de la vía. También existen otro componente como función del tiempo, factores climáticos, envejecimiento de materiales, falta de mantenimiento, falta de estudios geotécnicos, que ocasionan diferentes daños como fisuras, grietas, baches, hundimientos, o incluso otras fallas q podrían considerarse patologías de la construcción.

Por estos motivos, este trabajo tiene la intención de diseñar un muro de contención para evitar los deslizamientos de talud en la vía Saracay – Piñas, en si los usuarios de estas vías serán los que se benefician teniendo en cuenta que la población de estas parroquias podrá impulsar el desarrollo económico e industrial, con una fluidez de tráfico adecuada, por ende mantener una vía de primera orden en óptimas condiciones es esencial para el desarrollo socioeconómico del cantón y que sus usuarios estén satisfechos por el servicio vial.

El motivo que se realiza este proyecto, es para poder obtener mi título de tercer grado como ingeniería civil, una vez terminada mi etapa de estudiante, podre ejercer mi carrera poniendo en alto a la humilde institución que me abrió las puertas y me apoyo en el transcurso de este futuro logro.

1.6. Objetivos generales y específicos

1.6.1. Objetivo general

Proponer un modelo de muro de contención en voladizo mediante métodos que me permitan la estabilidad de talud, y brinda un adecuado servicio de vialidad en la vía Saracay – Piñas.

1.6.2. Objetivos específicos

- Identificar los métodos para la estabilidad de talud mediante una investigación bibliográfica y referencial que me permita un adecuado servicio de vialidad.
- Evaluar los resultados pertinentes para la estructura del muro en contención en voladizo obtenidos mediante un software que me permiten analizar
- Elabora un informe del diseño para muros de contención en voladizo que permita un adecuado servicio de vialidad en la vía Saracay – Piñas.

2. CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

Mediante la investigación de artículos científicos, se logró ampliar la base fundamental para este proyecto tanto como aspectos a nivel mundial, internacionales y locales.

2.1. Antecedentes Contextuales

Esta investigación se enfoca en un muro de contención para evitar los deslizamientos de tierra, cuando la tensión cortante a lo largo de la falla geológica de un talud es mayor que la resistencia cortante del material, será muy posible que sucedan estos deslizamientos de tierra, también menciona que las fuerzas geológicas, los factores físicos, los factores morfológicos y las actividades relacionadas con el hombre son los factores más importantes de los deslizamientos de tierra. Estos factores tienen una influencia sustancial sobre la fuerza gravitacional, que tiende a atraer los objetos verticalmente hacia abajo. Se recomienda diseñar y analizar el clavado del suelo para alturas superiores a las alturas utilizadas para asegurar una estabilidad adicional. (Min et al., 2023)

En este artículo se ha hecho un análisis tridimensional de elementos finitos para poder analizar la respuesta en muros de contención, pero sometidos a empujes laterales del terreno, aparte diseñan el muro de contención en voladizo, tipo gravedad y prefabricados de concreto, además muestran un estudio comparativo como la distribución de tensiones junto con la deflexión a lo largo de la altura de los muros de contención. Se verifica la estabilidad de los muros de contención frente al deslizamiento y al vuelco. En el diseño de estos muros de contención el factor más sustancial es la determinación de los coeficientes de la presión lateral del suelo. Se descubrió que el muro de contención prefabricado es la opción más viable de las tres, ya que en el primer tipo se reducen la tensión y la deflexión. (Tiwary et al., 2022)

Según Ilham, la estabilidad del suelo en laderas se puede ver afectada por factores como las influencias naturales, el clima y las actividades humanas, también cuando existe un desequilibrio en las fuerzas que actúan sobre la pendiente, en si este articulo tiene como objetivo determinar el factor de seguridad de la ladera más específicamente en el área de deslizamiento, para el factor de seguridad se utiliza un software llamado Rockscience Slide v6.0 con el método Bishop Simplified, los datos que se utilizan para el software son peso unitario, la estabilidad contra el vuelco, la estabilidad contra el desplazamiento, y la estabilidad contra la capacidad de carga, mediante este análisis es necesario realizar

muros de contención para minimizar la ocurrencia de deslizamientos de tierra. (Ilham et al., 2023)

La intención de artículo es entender el análisis del muro de contención menciona que la presión lateral del suelo es importante para el diseño, los muros de contención en voladizo es el tipo más común y se usan para muros de 3 a 6 metros de altura, tomando en cuenta los datos sobre la seguridad contra resbalones, vuelcos e inclinaciones, la función principal del muro será de retener la tierra u otro material. Para reducir la tensión de flexión se debe buscar la tendencia de los muros a deslizarse hacia al frente debido a la presión externa del suelo, en caso que el factor de seguridad no sea adecuado, se deberá diseñar cuñas de corte, estos muros se usan principalmente en carreteras de montaña, debajo de las casas o en lugares que requieren ser rellenados, permitiendo que estos no obtengan el ángulo de soporte correcto, lo que facilita que el muro se doble, se caiga y se deslice, estos deberán ser construidos correctamente para que puedan permanecer estables y satisfacer las necesidades de resistencia y servicio. (Jadhav et al., 2023)

Según Briceño, el interés en programas de modelado ha ido aumentando con el pasar de los años, por ejemplo el software Plaxis V8.2 que es utiliza métodos numéricos como el método de elementos finitos para su análisis, en este artículo se va a evaluar la estabilidad externa de un muro de contención simulado, aquí se hace la evaluación de dos muros de contención ciclópeos y voladizo con y sin análisis sísmico, también se considera la cohesión del suelo de relleno y la presión ejercida por el suelo frente a la pared. Este muro tiene la finalidad de soportar las presiones laterales o empujes que se producen por el material retenido detrás de ellos, la estabilidad se debe al peso propio y al peso que se encuentra sobre la fundación por esto los muros de contención son básicamente como voladizos empotrados. (Briceño Balza et al., 2022)

En una obra civil la estabilidad de talud es un factor muy importante a considerar, teniendo en cuenta que afecta la economía, la comunicación en la sociedad y la seguridad, un componente que se encuentra en la gravedad actúa sobre la roca o masa de suelo, haciendo que se produzca una zona de rotura donde la fuerza supera la resistencia del material al corte, de esa manera se genera la falla del talud que viene hacer el deslizamiento de masa. Ahora, en la estabilidad de talud para su respectiva evaluación hay factores como la estratificación, resistencia del material, presencia de agua, fuerzas sísmicas, entre otras, utilizando varios parámetros para determinar el factor de seguridad,

para la realización de este artículo se utilizó una metodología que se divide en cuatro etapas, finalmente se compara resultados sobre el factor de seguridad obtenidos por métodos tradicionales y software utilizados. (Briceño et al., 2021)

Según Dyson, reducción de resistencia es un método para lograr estimar el factor de seguridad para la estabilidad de pendientes, en tiempos actuales a adoptado por juntar el método de reducción de resistencia y elementos finitos. En si este artículo estudia la implementación del método de elementos finitos de reducción de resistencia mediante software, también un paquete de ingeniería, que logra un ajuste más preciso del factor de espacio de seguridad. Luego se hace una comparación del método tradicional en 2D y 3D y los resultados de los diferentes softwares. (Dyson & Tolooyan, 2018)

En sí, los acontecimientos sísmicos provocan una disminución a la resistencia del suelo por las cargas de vibración por ende el efecto sería el deslizamiento de taludes. Este proyecto evalúa la estabilidad de talud de suelo en la vía Garrapata – Santa María en la provincia de Manabí, aquí determinan el factor de seguridad mediante un software GeoSlope, ejecutando un análisis pseudoestático y dinámico para lograr observar las diferentes variaciones que existen al aplicar fuerzas laterales, adicionalmente se hizo una comparación de métodos de equilibrio basado en los resultados del SPT, lo que permite dividir los estratos de suelo. Los resultados de la prueba triaxial establecieron los factores geotécnicos como cohesión y ángulo de fricción. (Macías et al., 2021)

Este artículo tiene como objetivo, realizar una evaluación de los beneficios de cada metodología sobre el análisis de estabilidad de taludes, se ha adoptado algunos métodos de control que radican básicamente en identificar las fracturas y poder tomar medidas. Aquí analizan la estabilidad de seis taludes, aplican cinco metodologías diferentes pero todas basadas en la clasificación del macizo rocoso lo mismo que los resultados fueron comparados con lo obtenido en campo para elegir una metodología más adecuada y más precisas a la realidad. Lo primero que contribuye este artículo, son técnicas más rápidas y de un bajo costo en la evaluación, el cual es muy demandado en la actualidad. Estas metodologías son sugeridas de otros artículos científicos. En conclusión, la metodología más eficaz sería el sistema SMR ya que arroja mejores resultados y se ajusta mucho más a la realidad. (Delgado-Reivan et al., 2023)

2.2. Antecedentes Referenciales

Los muros de contención específicamente no solo se edifican en zonas propensas a terremotos también son construidos en diferentes tipos de subsuelos con varias características físicas y mecánicas. En este artículo la rigidez relativa entre el suelo y la estructura desempeña un papel crucial, sin embargo; los distintos escenarios del suelo y los movimientos sísmicos todos estos factores específicos de los muros son de gran importancia en el diseño del muro. Por ende, el propósito principal de este estudio sería indagar sobre los efectos de las configuraciones en respuesta sísmica de estos muros en voladizo, en si la respuesta sísmica se revelara manejando modelos 3d de elementos finitos, se tomará un comportamiento linealmente elástico en el muro y para el relleno y suelo de cimentación un comportamiento elastoplástico. Se analizará tres diferentes muros en voladizo tipo T invertida, tipo L y muro con llave de base, se tomará cuatro registros de movimientos del suelo y cuatro sistemas de subsuelo diferentes. Se usará un análisis sísmico no lineal para ver cómo afecta el comportamiento del muro. (Ozturk et al., 2023)

Según Patil & Waghmare, el objetivo de este proyecto es comprobar el comportamiento sísmico del muro, en si aquí encontramos un análisis estático y dinámico del muro en voladizo usando elementos finitos en 3D. Se logra observar que su desplazamiento máximo es en la parte superior del muro y este mismo no falla bajo la condición de carga dada. La distribución de tensiones equivalente para estos muros de contención para suelo arcilloso, los respectivos valores de tensiones más bajos se localizan cerca del nivel del suelo y aumenta considerablemente en la parte inferior del muro y también se encuentran tensiones en la parte más alta entre la losa de la base y el vástago de la contención. (Patil & Waghmare, 2022)

2.3. Antecedentes Conceptuales

- **Carreteras**

Las carreteras que se ubican en montañas forman parte crucial en el tráfico rodado en varios países del mundo, pero a muchas veces se producen accidentes debido a las difíciles condiciones ambientales y a la velocidad de conducción. Por ende, la evaluación antideslizante a largo plazo y las advertencias de seguridad son de gran importancia al conducir por carreteras de montaña.

Las carreteras de montaña son una parte importante del tráfico rodado en muchos países, pero los accidentes ocurren con frecuencia debido a las complejas condiciones ambientales y a las velocidades de conducción. Por lo tanto, la evaluación de la resistencia al deslizamiento a largo plazo y las advertencias de seguridad en la conducción en carreteras de montaña son de gran importancia. En este estudio, se estudiaron tres tipos de pavimento, a saber, el de hormigón asfáltico (AC-13), el de capa de fricción de nivel abierto (OGFC-13) y el pavimento semiflexible (SFP). Basado en un novedoso equipo de pulido acelerado inventado independientemente por el Instituto de Tecnología de Harbin (HIT), se analizó el deterioro del coeficiente de fricción dinámica del pavimento bajo la influencia del acoplamiento de diferentes velocidades, tipo de pavimento y vida útil. El sistema de evaluación de seguridad de las carreteras de montaña se estableció basándose en el software "CarSim" en las diferentes pendientes de la carretera y tipos de líneas. Los resultados muestran que el SFP tiene mejores propiedades de resistencia al deslizamiento que otros tipos de pavimento. La velocidad de conducción debe ajustarse en tiempo real según las diferentes condiciones de la carretera. (Wei et al., 2022)

Muy aparte del tipo de vehículo, el Estándar de Seguridad II muestra un cumplimiento consistente del grado de peligro. Los camiones son más peligrosos según los estándares generales de seguridad (82%-86%) que los automóviles (58%-61%). Estos resultados muestran que las normas de seguridad, especialmente la norma de seguridad II, se pueden utilizar para analizar la consistencia del diseño geométrico de caminos indivisos en áreas montañosas. (Shallam et al., 2022)

- **Estabilidad de talud**

El análisis de estabilidad de taludes ayuda a diseñar cualquier proyecto de ingeniería con medidas correctoras donde se deben determinar los parámetros que afectan a su estabilidad, que son muy diferentes, como son la geometría de sus roturas y la capacidad portante de cada capa. (Figueroa Cardozo et al., 2021)

La estabilidad de los taludes, ya sean naturales o artificiales y de terraplenes, está influenciada por varios factores que pueden expresarse simplemente como resistencia y fuerzas impulsoras responsables de la estabilidad de los taludes. Si la fuerza de sujeción (resistencia al deslizamiento) es mayor que la fuerza motriz, la pendiente estará en una

condición estable (segura). Pero si la resistencia es menor que la fuerza impulsora, la pendiente será inestable y se producirá un deslizamiento de tierra. (Prabowo et al., 2023)

El análisis de estabilidad de taludes es uno de los aspectos más importantes de la ingeniería geotécnica porque afecta la seguridad de los proyectos de ingeniería industrial. El análisis de la estabilidad de taludes es una tarea más compleja e integral, más arriesgada y desafiante que otros proyectos geotécnicos. La inestabilidad de las laderas es un fenómeno natural complejo que causa graves desastres naturales y pérdidas económicas en muchos países. Por lo tanto, el desarrollo de un modelo de análisis, evaluación y predicción de la estabilidad de taludes seguro, confiable y eficaz es esencial para reducir los riesgos geológicos de desastres de taludes y garantizar la seguridad de las personas y las propiedades. (Yang et al., 2023)

- **Deslizamientos de tierras**

Los deslizamientos de tierra son fenómenos naturales catastróficos causados por el clima, la tectónica y la actividad humana, a veces en combinación. Principalmente debido a los efectos del cambio climático, la frecuencia de estos eventos ha aumentado rápidamente en los últimos años, lo que ha resultado en un aumento de las pérdidas asociadas, tanto en víctimas humanas como en infraestructura asociada. Por lo tanto, las acciones apropiadas para mitigar los efectos de la inestabilidad de las laderas son esenciales para reducir el impacto de la inestabilidad de las laderas en la sociedad. (Satriano et al., 2023)

Los deslizamientos de tierra son desastres hidrometeorológicos que ocurren con frecuencia en muchos lugares, especialmente durante la temporada de lluvias. El análisis de la estabilidad de taludes es el primer paso en el desarrollo de contramedidas para prevenir la inestabilidad de taludes y mitigar las consecuencias negativas. (Syamsul et al., 2023)

- **Estructuras de contención**

Las estructuras de anclaje a tierra se encuentran entre los proyectos de ingeniería más antiguos e importantes. Forman una barrera artificial contra deslizamientos de tierra desde un lugar más alto. Son muy importantes, especialmente en la construcción de infraestructuras, como elemento en estructuras de puentes y como componente de inversión en carreteras. En algunos casos, se utilizan estructuras de contención más

pequeñas en los hogares cuando es necesario proteger fallas a tierra pequeñas o grandes por diversas razones. Actualmente, muchos ingenieros analizan los problemas geotécnicos y detallados asociados con el diseño de estructuras de soporte. (Zakrzewska & Korentz, 2020)

- **Muros de contención**

El propósito principal de un muro de contención es resistir la presión lateral del suelo o del material retenido. Sin muros de contención, el suelo se movería naturalmente hacia abajo debido a la gravedad, causando inestabilidad de la pendiente, erosión y posibles daños a las estructuras adyacentes. Al construir un muro de contención, puede contener eficazmente el suelo y evitar que se deslice o colapse. Se deben considerar varios factores al diseñar un muro de contención, incluido el tipo de suelo retenido, la altura y la pendiente del muro de contención, las condiciones de drenaje y las cargas y fuerzas esperadas que actúan sobre el muro de contención. (Mishra & Rai, 2023)

El diseño de los muros de contención está influenciado por las diferencias espaciales en las propiedades del relleno de contención y del suelo. En la práctica, los enfoques tradicionales de diseño de muros de contención son deterministas y se basan en proporcionar factores de seguridad estructural aceptables para diversos estados límite de falla del muro de contención. (Tarhini et al., 2022)

Los muros de contención RC están diseñados para resistir principalmente cargas laterales del suelo retenido; sin embargo, también se pueden considerar cargas sísmicas. La decisión de especificar diferentes cargas se basa en factores como las condiciones del sitio, la funcionalidad de las paredes, las condiciones del agua subterránea, la vida útil y las limitaciones operativas. Estos límites y sus correspondientes factores de incertidumbre de carga están definidos en el Reglamento de Construcción. (Shakeel et al., 2022)

- **Muros de contención en voladizo**

Este tipo de muro suele ser de hormigón armado y tiene forma de "T" invertida. Su principio de funcionamiento es el principio de palanca. Básicamente consta de tres partes: eje, talonera y casquillo. Estas paredes tienen tallos más delgados y utilizan el peso del acolchado para una máxima resistencia al deslizamiento y al balanceo. (Tiwary et al., 2022)

Los muros de contención en voladizo con marcos de alivio de presión se consideran un tipo especial de muro de contención. El concepto de proporcionar puntales de alivio de presión en el lado de relleno del muro de contención RCC reduce la presión general del suelo sobre el muro de contención, reduciendo así el espesor de la pared y, en última instancia, proporcionando un diseño económico de muro en voladizo. (Taring Sanjay & Talkeshwar Ray, 2022)

- **Elementos finitos**

La precisión numérica del análisis de elementos finitos (FEA) depende del número de elementos finitos utilizados en la discretización espacial, que puede variar con el tamaño de la malla. Cuanto mayor sea el número de elementos, más preciso será el resultado. Sin embargo, el costo computacional aumenta con el número de elementos. En la práctica actual, se espera que el tamaño de la cuadrícula elegido por el experimentador produzca resultados suficientemente precisos y que la simulación por computadora pueda completarse en un tiempo razonable. (Shaowu Yuchi et al., 2023)

Al simular la respuesta dinámica de las estructuras del suelo, los elementos finitos tienen en cuenta los efectos de la inercia de los cimientos y el tiempo de carga. Además, se puede considerar la amortiguación del material y/o la geometría. A diferencia del análisis de Newmark, el desplazamiento de la masa deslizante en estos métodos se puede obtener en cualquier instante y en cualquier intervalo de tiempo. (Bojorque, 2016)

- **Factor de Seguridad**

Para determinar el factor de seguridad de las geometrías presentadas, teniendo en cuenta las características geotécnicas de los taludes naturales y estables, se ensayaron ambos modelos a escala reducida, obteniendo con diferentes resistencias el modo de falla del talud se produce durante el ensayo y en el inicio de las pistas. El fallo hasta el fallo último está relacionado con su capacidad máxima de resistencia a la sobrecarga. (Blas Cano & Milla Vergara, 2023)

Las estructuras de muros de contención a menudo se diseñan con un factor de seguridad más alto del necesario porque es difícil cuantificar la magnitud de las tensiones dinámicas esperadas durante la fase de diseño. (Feng et al., 2023)

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

3. CAPITULO III: METODOLOGÍA

3.1. Modalidad básica de la investigación

Con respecto al estudio del proyecto de investigación, basándose en el método aplicado y experimental se logra obtener la recopilación de datos necesarios para el diseño eficiente y seguro del muro. Se aplicará métodos experimentales para obtener datos sobre el lugar donde se colocará el muro de contención en voladizo. Así mismo se utilizarán los conocimientos teóricos para verificar que el muro cumpla con los factores de seguridad.

3.2. Tipo de investigación (Documental, De campo, experimental)

3.2.1. Investigación Documental

La investigación documental, consiste en la revisión de artículos científicos, revistas, libros, tesis, normas y otros estudios previos sobre los muros de contención en voladizo para asegurar que cumplan con las especificaciones y factores de seguridad exigidos. Además, se revisará otros proyectos parecidos para asemejar problemas comunes y se puede adaptar otras soluciones.

Es decir, mediante la investigación documental tendremos una base sólida de conocimientos previos para poner entender los principales fundamentos para el diseño. Al mismo tiempo se podrá implementar estrategias más eficientes y adaptar al proyecto.

3.2.2. Investigación de Campo

La investigación de campo consiste en la recopilación de datos, los cual es importante para obtener datos del suelo de fundación y de relleno. De esta manera también se podrá obtener el tipo de suelo y mediante esto se podrá escoger los factores para al análisis sísmico del muro.

3.2.3. Investigación Aplicativa

La investigación aplicada, es porque se usa un programa para el modelamiento del muro de contención en voladizo, y revisar como responde el mismo.

3.3. Descripción de la población y muestra

3.3.1. Población

Para la presente investigación, la población será todas las carreteras montañosas del Ecuador que presenten una inestabilidad de talud y corran riesgo de colapsar.

3.3.2. Muestra

La muestra para este proyecto será la vía Saracay – Piñas

Cuadro 9. Coordenadas de la ubicación

| | | |
|------------|-------------|-----|
| 641867 - E | 9595943 - N | UTM |
|------------|-------------|-----|

Fuente. Propia

3.4. Métodos teóricos o empíricos con los materiales utilizados

3.4.1 Materiales y equipo

Cuadro 10. Materiales para ensayos

| MATERIALES | |
|--------------------------|--|
| Papel, esferos y lápices |  |
| Flexómetro |  |
| Cinta métrica |  |

| | |
|--------------------|--|
| <p>EPP</p> |  |
| <p>Calculadora</p> |  |
| <p>Pala</p> |  |
| <p>Sacos</p> |  |

Fuente. Propia

Cuadro 11. Equipos para elaborar el proyecto

| EQUIPOS | |
|-------------------------------|--|
| Lapto |  |
| Celular |  |
| Equipo (para ensayo triaxial) |  |

Fuente. Propia

3.4.2 Pruebas de laboratorio

Ensayo triaxial

Es un ensayo para determinar las propiedades mecánicas y resistentes del suelo, su objetivo es determinar la resistencia al corte de suelo y el comportamiento del suelo el cual nos arroja es esfuerzo de corte, presión de confinamiento, presión de poro y las deformaciones axial y lateral.

CBR

Mediante el CBR puedo obtener la capacidad portante del suelo que es esencial para diseñar el muro de contención en voladizo, además se debe realizar tanto en suelos saturado como no saturados.

Corte Directo

El ensayo de corte directo se usa para determinar la resistencia al corte de un suelo normalmente se usa para evaluar la estabilidad de las estructuras ya que aporta sobre la capacidad del suelo para resistir esfuerzos cortantes.

Límites de consistencia

Este ensayo es un conjunto que nos ayuda a determinar las propiedades del suelo en estado plástico y líquido, que son límites plástico, límite líquido y el índice de plasticidad que lo uso para determinar el desplante.

Granulometría

Es una prueba común para decretar la distribución del tamaño de las partículas y es fundamental para ver las características del suelo y proporciona información como la cohesión.

3.4.3 Método de elementos finitos

El método de elementos finitos, es una técnica computacional, dividí un dominio en pequeños elementos conectado entre nodos llamados elementos finitos y nos da una solución global, nos ayuda en muchas maneras como

- ✓ Estabilidad global
- ✓ Optimización de diseño
- ✓ Interacción suelo- estructura
- ✓ Análisis de estabilidad
- ✓ Esfuerzos y deformaciones

3.4.4 Modelado analítico

Para el método analítico nos guiamos de un libro Fundamentos de ingeniería en cimentaciones Braja M.Das

3.4.4.1 Análisis de estabilidad

➤ Coeficiente de empuje activo (k_a) – criterio de Coulomb

Este coeficiente es importante para los cálculos de retención de tierra

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

Ecuación 1. Coeficiente de empuje activo-Coulomb

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

ϕ → Ángulo de fricción interna (del relleno)

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

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

➤ Coeficiente de empuje activo (k_a) – criterio de Rankine

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

Ecuación 2. Coeficiente de empuje activo-Rankine

ϕ → Ángulo de fricción interna (del relleno)

α → Ángulo del talud del terreno arriba del muro

➤ Empuje activo (E_a)

El empuje activo se refiere a la presión que el suelo ejerce sobre un muro de contención cuando este experimenta una deformación lateral.

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

Ecuación 3. Empuje activo

γ → peso específico

$H \rightarrow$ altura total del muro

$k_a \rightarrow$ coeficiente de empuje activo

➤ **Momento de empuje activo (M_a)**

El momento activo me sirve para poder determinar el momento de volteo que el suelo va a ejercer sobre el muro, y se podrá comprobar con el factor de seguridad su estabilidad.

$$M_a = E_a * D_v$$

Ecuación 4. Momento de empuje activo

➤ **Empuje por sobrecarga (E_s)**

La sobrecarga se refiere a cargas externas que se aplican al suelo y ejerce una presión adicional sobre el muro.

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

Ecuación 5. Empuje por sobrecarga

$\gamma_2 \rightarrow$ peso específico

$H \rightarrow$ altura total del muro

$h_o \rightarrow$ carga de vehiculo

$k_a \rightarrow$ coeficiente de empuje activo

➤ **Momento de empuje por sobrecarga (M_s)**

El momento de sobrecarga, también nos sirve para calcular el momento de volteo.

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

Ecuación 6. Momento de sobrecarga

➤ **Empuje total del suelo**

El empuje total es la suma del empuje activo de tierra y el empuje de sobrecarga.

$$E_t = E_a + E_s$$

Ecuación 7. Empuje total

➤ **Momentos actuantes del suelo**

Es la suma del momento de empuje activo y momento de sobrecarga.

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

Ecuación 8. Momentos actuantes del suelo

➤ **Coefficiente de empuje pasivo (k_p) – criterio de Coulomb**

El coeficiente de empuje pasivo representa la presión máxima que puede ejercer contra el muro cuando este se mueve hacia el suelo.

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

Ecuación 9. Coeficiente de empuje pasivo

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

ϕ → Ángulo de fricción interna (del relleno)

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

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

➤ **Empuje pasivo (E_p)**

$$E_p = \frac{1}{2} * \gamma_1 * (Df^2 - h1^2) * K_p$$

Ecuación 10. Empuje pasivo

γ_1 → peso específico

Df → Desplante

k_p → coeficiente de empuje pasivo

➤ **Sobrecarga (q)**

$$q = \gamma_2 * h_o$$

Ecuación 11. Carga

$$W_s = q * L$$

Ecuación 12. Peso de sobrecarga

$L = Tm$ → Talón de muro

➤ **Momento de sobrecarga (Ms)**

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

Ecuación 13. Momento de sobrecarga

➤ **Peso total de relleno**

$$V_r = h_p * Tm * 1$$

Ecuación 14. Fuerza ocasiona por el relleno

$$W_r = \gamma_2 * V_r$$

Ecuación 15. Peso del relleno

➤ **Momento del peso de relleno**

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

Ecuación 16. Momento ejercido por el relleno

➤ **Resultante de las fuerzas verticales**

Las fuerzas verticales es la suma de peso de muro, peso de relleno, peso sobrecarga y empuje activo vertical.

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

Ecuación 17. Fuerzas verticales

➤ **Momento de las fuerzas estabilizadoras**

La suma de momentos como momentos en “x” del muro, momento de relleno, momento de sobrecarga y el momento que es producido por el empuje activo.

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

Ecuación 18. Momento estabilizante

➤ **Factor de seguridad contra volteo**

El factor de seguridad es una manera de para observar la estabilidad que compara el momento estabilizador y el el momento desestabilizador.

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

Ecuación 19. Momento de volcamiento

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

Ecuación 20. Factor de seguridad - Volteo1

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

Ecuación 21. Factor de seguridad - Volteo2

➤ **Factor de seguridad contra deslizamiento**

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

Ecuación 22. Fuerza de rozamiento

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

Ecuación 23. Factor de seguridad - Deslizamiento1

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

Ecuación 24. Factor de seguridad - Deslizamiento2

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

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

Ecuación 25. Resultante

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

Ecuación 26. Excentricidad

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

Ecuación 27. Excentricidad máxima

El esfuerzo máximo que va a ejercer el muro, que debe soportar el suelo el cual va a soportar sin provocar daños.

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

Ecuación 28. Esfuerzo máximo

El esfuerzo mínimo es la tensión o presión mínima que el muro va a soportar en condiciones normales.

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

Ecuación 29. Esfuerzo mínimo

➤ **Esfuerzos admisibles del suelo**

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{\acute{u}lt}}{FS}$$

Ecuación 30. Esfuerzo admisible

$$FS_{carga} = \frac{q_{\acute{u}lt}}{\sigma_{m\acute{a}x}}$$

Ecuación 31. Factor de seguridad

3.4.4.2 Análisis con sismo

➤ **Fuerza sísmica del peso propio**

La fuerza sísmica es el resultado del coeficiente sísmico por el peso del muro

$$F_{spp} = kh * Pmc$$

Ecuación 32. Fuerza sísmica del peso propio

➤ **Momento de la fuerza sísmica**

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

Ecuación 33. Momento de la fuerza sísmica

➤ **Coeficiente de presión dinámica activa (Kae)**

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

Ecuación 34. Coeficiente de presión dinámica activa

➤ **Incremento Dinámico del empuje activo**

$$\Delta DEa = (0,5 * \gamma^2 * H^2) * (kae - ka) * (1 - kv)$$

Ecuación 35. Incremento dinámico del empuje activo

➤ **Momento del incremento dinámico del empuje activo**

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

Ecuación 36. Momento del incremento dinámico

➤ **Empuje total**

$$Et = Ea + \Delta DEa + F_{spp}$$

Ecuación 37. Empuje total - Sismo

➤ **Resultante de la fuerza vertical**

$$Rv = Pp + Wr$$

Ecuación 38. Fuerza vertical - Sismo

➤ **Factor de seguridad**

Se aplica los mismos que en el análisis del muro

Cuadro 12. Matriz A

| OBJETIVOS ESPECÍFICOS | PREGUNTAS DE INVESTIGACIÓN | ACTIVIDAD | MÉTODOS | TÉCNICAS | INTRUMENTO | FUENTE | MEDIO DE VERIFICACIÓN |
|--|---|--|-------------------------------|-------------------------------|-----------------------|---|------------------------------|
| Identificar los métodos para la estabilidad de talud mediante una investigación bibliográfica y referencial que me permita un adecuado servicio de vialidad. | ¿Cuáles es el estado actual de la vía Saracay–Piñas, para que nos permita realizar un análisis conveniente para prevenir deslizamientos de tierra y poder conservar la vía? | Investigar el estado actual de la vía, y 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 |
| | | Conocer la naturaleza del proyecto mediante visitas de campo | Método de observación directa | Método de observación directa | Ficha de observación | | |

Fuente. Propia

Cuadro 13. Matriz B

| OBJETIVOS ESPECÍFICOS | PREGUNTAS DE INVESTIGACIÓN | ACTIVIDAD | MÉTODOS | TÉCNICAS | INTRUMENTO | FUENTE | MEDIO DE VERIFICACIÓN |
|--|--|---|------------------------------|--|-----------------------------------|--|---|
| Evaluar los resultados pertinentes para la estructura del muro en contención obtenidos mediante software que me permiten modelar simular y analizar. | ¿Cuáles son los métodos a utilizar para la estabilidad de talud que cumplan con las normativas establecidas? | 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 |
| | | Evaluar las condiciones del talud | Método experimental | Análisis documental y ensayos de laboratorio | Resultados obtenidos | Resultados de laboratorio | Diseño metodológico |
| | | 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 |

Fuente. Propia

Cuadro 14. Matriz C

| OBJETIVOS ESPECÍFICOS | PREGUNTAS DE INVESTIGACIÓN | ACTIVIDAD | MÉTODOS | TÉCNICAS | INTRUMENTO | FUENTE | MEDIO DE VERIFICACIÓN |
|--|--|--|------------------------------|-----------------------|-----------------------------------|---|---|
| Proponer alternativas de diseño para muros de contención en voladizo que permita un adecuado servicio de vialidad en la vía Saracay – Piñas. | ¿Cuál es el diseño más óptimo que me permita conservar el servicio de vialidad en la vía Saracay- Piñas? | 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 |
| | | 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 |

Fuente. Propia

4. CAPITULO IV: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Análisis de resultados

Una vez definido la zona de estudio y parámetros que se tomara en cuenta para el análisis de muros de contención en voladizo, se observara los resultados obtenidos del análisis analítico y modelamiento de la estructura.

4.2. Análisis de un muro de contención en voladizo modelo matemático

Para el análisis se utilizó un modelo de muro de contención en voladizo, con dos alturas

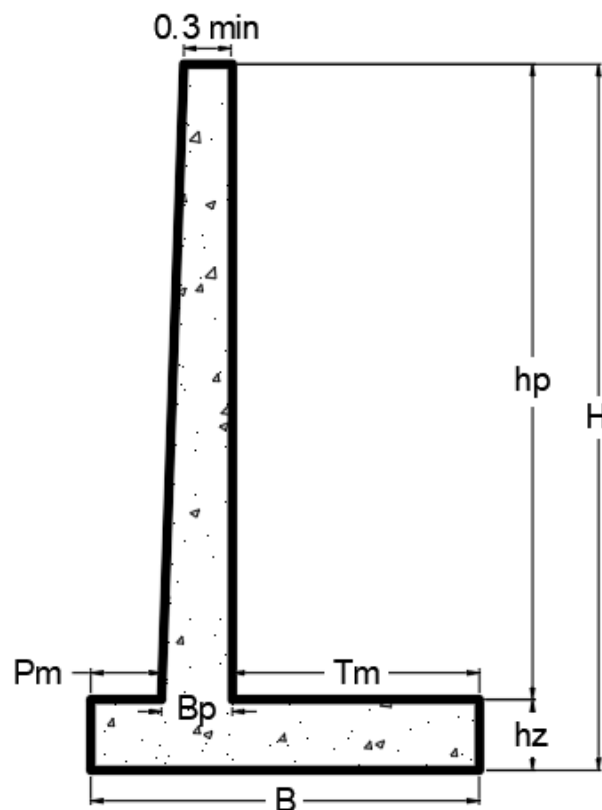
Cuadro 15. Casos de análisis

| Caso | H |
|------|-----|
| 1 | 6 m |
| 2 | 8 m |

Fuente. Propia

El dimensionamiento del muro es en función de la altura para el muro de contención en voladizo, como se puede observar en la (Ilustración 9)

Ilustración 9. Dimensionamiento de muro en voladizo



Fuente. Propia

Cuadro 16. Dimensionamiento recomendado para muros de contención en voladizo

| | | |
|-------------------------|----|-------------|
| Base | B | 0,5 a 0,7 H |
| Base de pantalla | Bp | 0,1 H min |
| Corona de muro | C | 0,3 min |
| Talón de muro | Tm | 0,1 H min |
| Altura de zapata | hz | 0,1 H min |

Fuente. Propia

Respecto al dimensionamiento recomendado en el cuadro 16, para la base del muro se fue variando hasta que cumpla la estabilidad del mismo en el método analítico (MA).

En el cuadro 17, se presenta las dimensiones de los dos casos de análisis (6 m y 8 m)

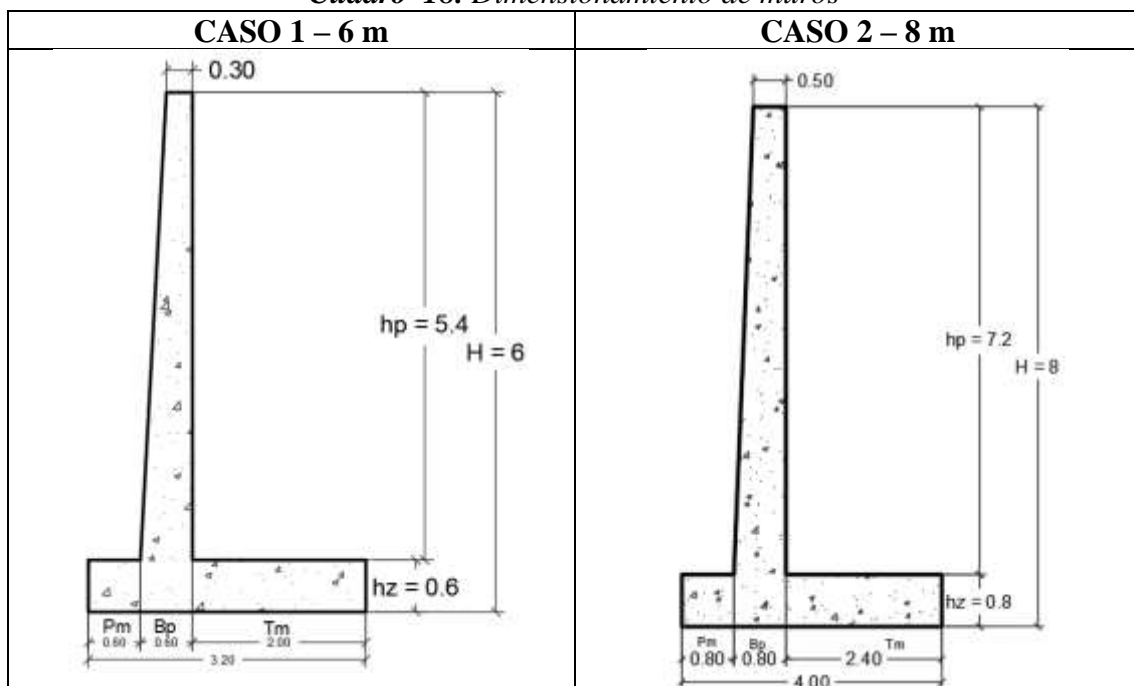
Cuadro 17. Dimensionamiento de los muros de 6m y 8 m

| | Caso 1 | Caso 2 |
|-----------|---------------|---------------|
| H | 6 m | 8 m |
| hp | 5,4 m | 7,2 m |
| hz | 0,6 m | 0,8 m |
| B | 3,2 m | 4 m |
| C | 0,3 m | 0,5 m |
| Pm | 0,6 m | 0,8 m |
| Tm | 2 m | 2,4 m |
| Bp | 0,6 m | 0,8 m |

Fuente. Propia

En el siguiente cuadro 18, se muestra el muro de 6 m y 8 m

Cuadro 18. Dimensionamiento de muros



Fuente. Propia

Con los datos mostrados se realizó el análisis analítico el cual tiene que pasar los tres factores, factor de volteo, factor de deslizamiento, factor contra capacidad de carga.

En el **Cuadro 19**, se puede observar los resultados de los momentos de volteo y momentos

estabilizantes y el factor de seguridad por el método analítico

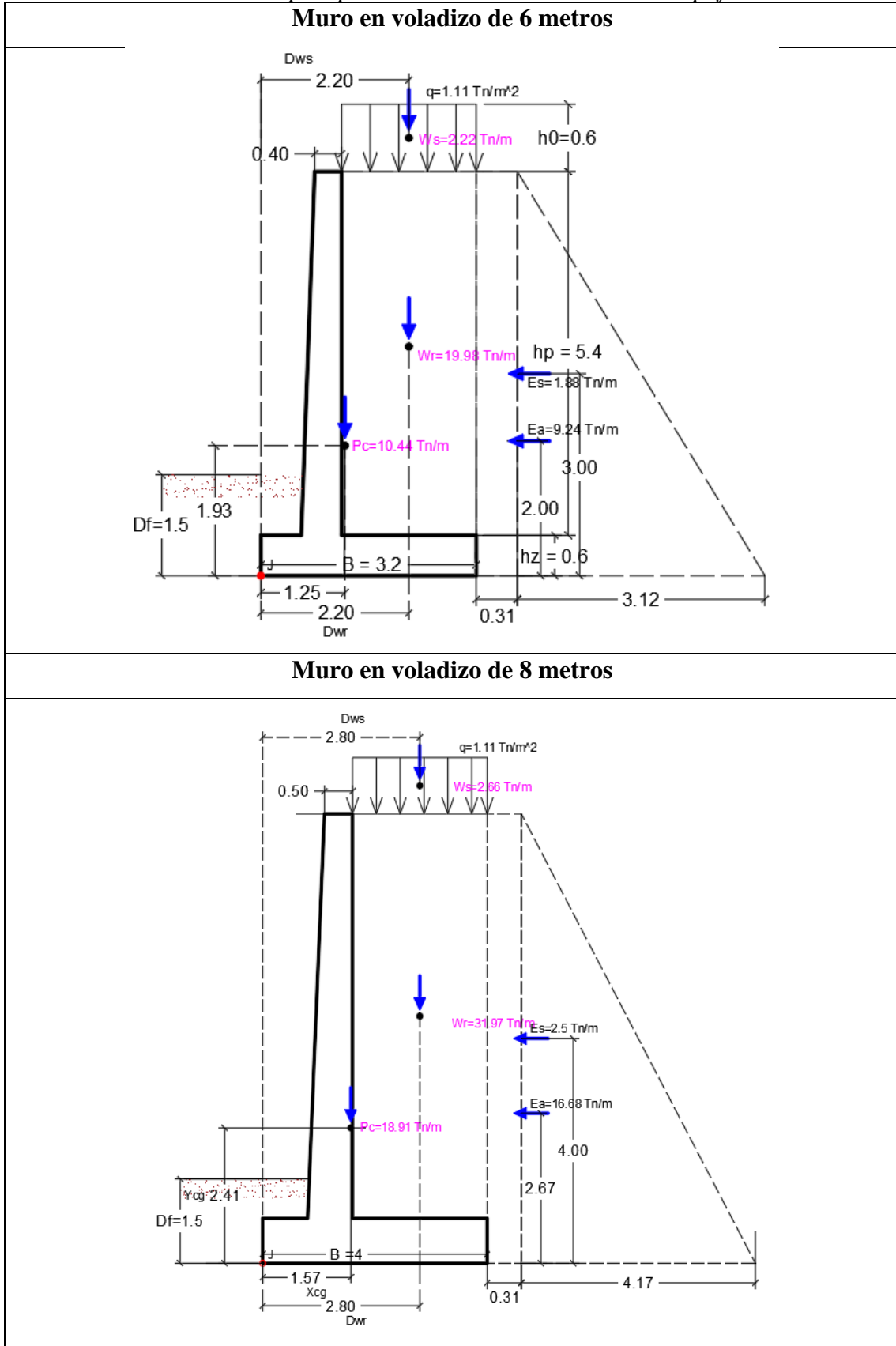
Cuadro 19. Análisis-Empuje de tierra

| ANALISIS DE ESTABILIDAD DE MURO | CASO 1 | CASO 2 |
|--|--------------|---------------|
| | 6 m | 8 m |
| CALCULO DEL EMPUJE ACTIVO | | |
| Coeficiente activo (Ka) | 0,282 | 0,282 |
| Empuje activo (Eah) | 9,24 Tn/m | 16,43 Tn/m |
| Momento empuje activo (Ma) | 18,48 Tn-m/m | 43,8 Tn-m/m |
| Empuje por sobrecarga (Es) | 1,88 Tn/m | 2,5 Tn/m |
| Momento empuje por sobrecarga (Ms) | 5,63 Tn-m/m | 10,01 Tn-m/m |
| Empuje total (Et) | 11,12 T/m | 18,93T/m |
| Momento actuantes del suelo (Mas) | 24,11 Tn-m/m | 53,81 Tn-m/m |
| CALCULO DE LAS FUERZAS VERTICALES ACTUANTES | | |
| Peso propio del muro (Ppm) | 10,44 Tn/m | 18,91 Tn/m |
| Momento de peso del muro en x (Mppx) | 13,01 Tn-m/m | 29,62 Tn-m/m |
| Momento de peso del muro en y (Mppy) | 18,88 Tn-m/m | 49,38 Tn-m/m |
| Peso de sobrecarga (Ws) | 2,22 Tn/m | 2,66 Tn/m |
| Momento por la sobrecarga (Ms) | 4,88 Tn-m/m | 7,46 Tn-m/m |
| Peso del relleno (Wr) | 23,10 Tn/m | 31,97 Tn/m |
| Momento del relleno (Mr) | 43,96 Tn-m/m | 89,51 Tn-m/m |
| Resultantes de la fuerza vertical (Rv) | 34,27 Tn/m | 56,44 Tn/m |
| Momento estabilizante (Me) | 67,06 Tn-m/m | 138,17 Tn-m/m |
| ESTABILIDAD DEL MURO | | |
| F.S contra el volteo | 2,78 | 2,57 |
| F.S contra deslizamiento | 2,01 | 1,69 |
| F.S contra capacidad de carga σ_{max} | 1,44 | 2,11 |

Fuente. Propia

En el **Cuadro 20**, se aprecia las fuerzas que aparecen en el análisis de ambos muros

Cuadro 20. Fuerzas que aparecen en el análisis del muro empuje de tierra



Fuente. Propia

Cumpliendo las revisiones del muro en voladizo en el método analítico solo con el empuje de tierra, se procede a realizar el otro caso de empuje de tierra más sismo.

En el **Cuadro 21**, se puede observar los resultados de los momentos de volteo y momentos

estabilizantes y el factor de seguridad por el método analítico.

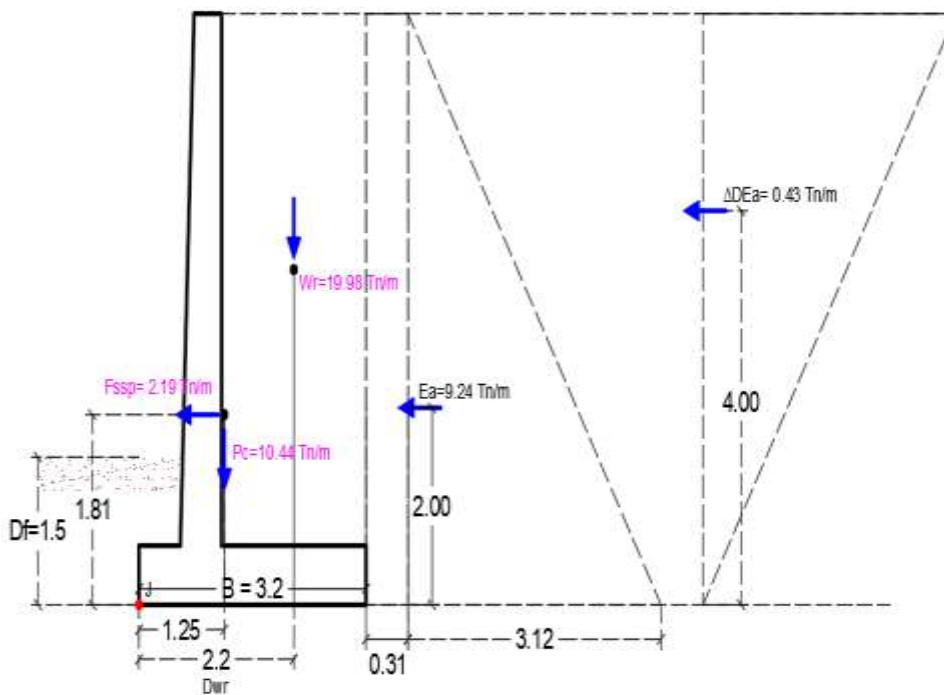
***Cuadro 21.**Análisis-Empuje de tierra + sismo*

| ANALISIS CON SISMO DE MURO | CASO 1 | CASO 2 |
|--|---------------|---------------|
| | 6 m | 8 m |
| CALCULO DEL EMPUJE ACTIVO | | |
| Fuerza sismica del peso propio (Fsp) | 2,19 Tn/m | 3,97 Tn/m |
| Momento de la fuerza sismica (Msp) | 2,73 Tn-m/m | 6,22 Tn-m/m |
| Coefficiente de presión dinamica (kae) | 0,3 | 0,3 |
| Incremento dinamico del empuje activo (ΔDea) | 0,43 Tn/m | 0,77 Tn/m |
| Momento del incremento dinamico (Msis) | 1,73 Tn-m/m | 4,10 Tn-m/m |
| Empuje total (Et) | 11,86 Tn/m | 21,17 Tn/m |
| Resultantes de la fuerza vertical (Rv) | 32,05 Tn/m | 53,78 Tn/m |
| Momentos actuantes del suelo (Mas) | 24,46 Tn-m/m | 58,95 Tn/m |
| ESTABILIDAD DEL MURO | | |
| F.S contra el volteo | 2,74 | 2,34 |
| F.S contra deslizamiento | 1,83 | 1,5 |
| F.S contra capacidad de carga σ_{max} | 1,51 | 2,41 |

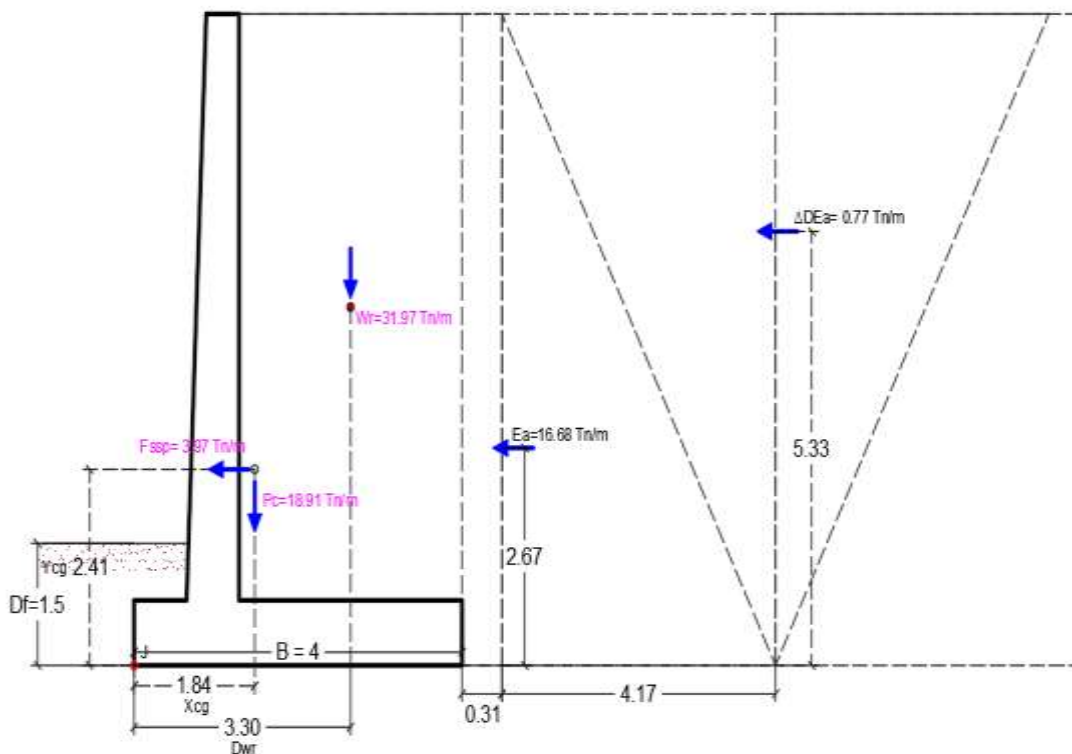
Fuente. Propia

Cuadro 22. Fuerzas que aparecen en el análisis del muro empuje de tierra+sismo

Muro en voladizo de 6 metros



Muro en voladizo de 8 metros



Fuente. Propia

Los factores de seguridad NEC, en capacidad de carga elegimos un factor de seguridad de 3 debido a la condición carga muerta más carga viva normal, como puede ver en el **Cuadro 23**.

Cuadro 23. 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

MODULO DE 5 M DE ANCHO PARA EL MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO

Para el muro de 6 metro de alto

Medidas

- Ancho: 5 m
- Alto: 6 m
- Ancho de carril: 8 m
- $F_c = 1.40$

Volumen del módulo: 240 m^3

Peso del muro: 52.25 Tn

$P_u = 9.75$

qult: 16.53 Tn/m

La base será de

$B = 3.12 \text{ m} \rightarrow 3.2 \text{ m}$

Para el muro de 8 metro de alto

Medidas

- Ancho: 5 m

- Alto: 8 m
- Ancho de carril: 8 m
- $F_c = 1.40$

Volumen del módulo: 3200 m^3

Peso del muro: 94.55 Tn

P_u : 17.65

qult: 16.53 Tn/m

La base será de

$B = 4.01 \rightarrow 4 \text{ m}$

4.3. Modelamiento de un muro de contención en voladizo modelo numérico

4.3.1 Proceso de modelamiento

- Se empieza con la configuración general del software, eligiendo un modelo y tipos de elementos.
 - Modelo: Deformación plana
 - Elementos: 15 nodos

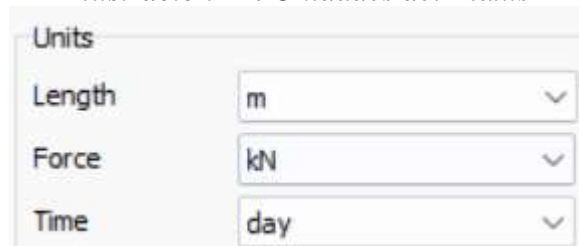
Ilustración 10. Configuración general



Fuente. Propia

- También se asigna las unidades a trabajar
 - Largo: metro (m)
 - Fuerza: kilo newton (kN)
 - Tiempo: días (d)

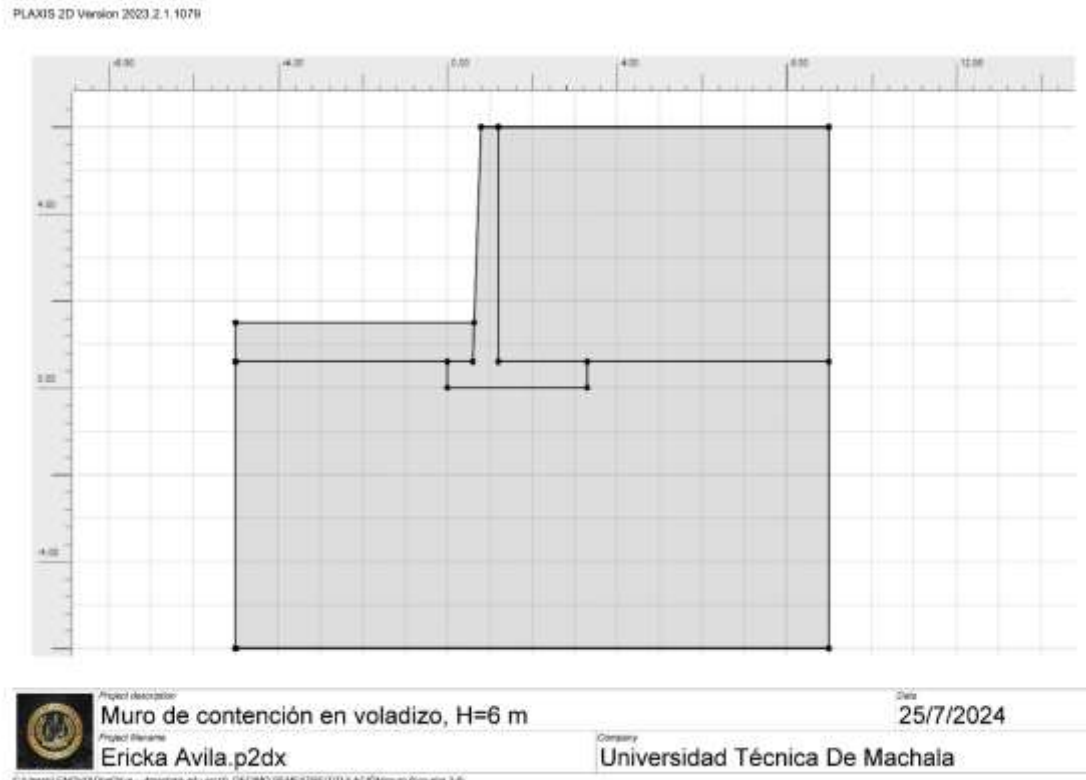
Ilustración 11. Unidades del Plaxis



Fuente. Propia

- c. Se empieza creando un modelo geométrico con las dimensiones del muro en voladizo que se utilizó para el análisis analítico. (Ilustración 12)

Ilustración 12. Modelo geométrico del muro



Fuente. Propia

- d. Se ingresan las propiedades elásticas y mecánicas de los materiales como suelo de fundación, suelo de relleno, y las propiedades del hormigón.


Cuadro 24. Propiedades de los materiales

| Descripción | Modelo | Tipo | γ_{unsat} kN/m ³ | γ_{sat} kN/m ³ | $Kx=Ky$ m/day | E_{ref} kN/m ² | ν | c_{ref} kN/m ² | ϕ ° | ψ ° |
|-------------|-----------------|-----------|---------------------------------------|-------------------------------------|------------------|--------------------------------|-------|--------------------------------|-------------|-------------|
| S.Fundación | Mohr-Coulomb | Drenado | 23,5 | 25 | 0 | 50000 | 0,3 | 3 | 24 | 0 |
| S.Relleno | Mohr-Coulomb | Drenado | 24 | 25 | 0,1 | 70000 | 0,3 | 1,2 | 35 | 0 |
| Hormigón | Lineal Elastico | No poroso | 24 | - | - | 20000000 | 0,2 | | | |

Fuente. Propia

e. Suelo de fundación




**Ilustración 13. Propiedades suelo de fundación
Modelo, comportamiento, y peso de suelo**

| Soil - Mohr-Coulomb - FUNDACIÓN | | | |
|--|-------------------|---|--------------------------|
| General Mechanical Groundwater Thermal Interfaces Initial | | | |
| Property | Unit | Value | |
| Material set | | | |
| Identification | | FUNDACIÓN | |
| Soil model | | Mohr-Coulomb | ▼ |
| Drainage type | | Drained | ▼ |
| Colour | |  RGB 116, 246, 175 | |
| Comments | | | |
| Unit weights | | | |
| γ_{unsat} | kN/m ³ | 23,50 | |
| γ_{sat} | kN/m ³ | 25,00 | |
| Módulo de Young y relación de Poisson | | | |
| Stiffness | | | |
| E'_{ref} | kN/m ² | 50,00E3 | |
| ν (nu) | | 0,3000 | |
| Cohesión, ángulo de fricción y ángulo de dilatancia | | | |
| Shear | | | |
| c'_{ref} | kN/m ² | 3,000 | |
| ϕ' (phi) | ° | 24,00 | |
| ψ (psi) | ° | 0,000 | |
| Permeabilidad | | | |
| Flow parameters | | | |
| Permeabilities | | | |
| Use defaults | | | <input type="checkbox"/> |
| k_x | m/day | 0,000 | |
| k_y | m/day | 0,000 | |
| Void ratio dependency | | | <input type="checkbox"/> |
| c_k | | 1000E12 | |

Fuente. Propia

f. Suelo de relleno

Ilustración 14. Propiedades suelo de relleno

| Modelo, comportamiento, y peso de suelo | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|-------------------|---|--------------------------|------------------------|------|-------|--|-----------------------|-------------------|---------|--|----------------|---|---------|--------------------------|--------------|-------|--------------|---|---------------|-------|---------|---|-----------------------|--|---|--------------------------|----------|--|---------|--|---------------------|--|--|--|-------------|-------------------|-------|--|-----------|-------------------|-------|--|
| Soil - Mohr-Coulomb - RELLENO General Mechanical Groundwater Thermal Interfaces Initial <table border="1"> <thead> <tr> <th>Property</th> <th>Unit</th> <th>Value</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="4">Material set</td> </tr> <tr> <td>Identification</td> <td></td> <td>RELLENO</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Soil model</td> <td></td> <td>Mohr-Coulomb</td> <td>▼</td> </tr> <tr> <td>Drainage type</td> <td></td> <td>Drained</td> <td>▼</td> </tr> <tr> <td>Colour</td> <td></td> <td> RGB 252, 166, 252</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Comments</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="4">Unit weights</td> </tr> <tr> <td>Y_{unsat}</td> <td>kN/m³</td> <td>24,00</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Y_{sat}</td> <td>kN/m³</td> <td>25,00</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> | | | | Property | Unit | Value | | Material set | | | | Identification | | RELLENO | | Soil model | | Mohr-Coulomb | ▼ | Drainage type | | Drained | ▼ | Colour | |  RGB 252, 166, 252 | | Comments | | | | Unit weights | | | | Y_{unsat} | kN/m ³ | 24,00 | | Y_{sat} | kN/m ³ | 25,00 | |
| Property | Unit | Value | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Material set | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Identification | | RELLENO | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Soil model | | Mohr-Coulomb | ▼ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Drainage type | | Drained | ▼ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Colour | |  RGB 252, 166, 252 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Comments | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Unit weights | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Y_{unsat} | kN/m ³ | 24,00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Y_{sat} | kN/m ³ | 25,00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Módulo de Young y relación de Poisson | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">Stiffness</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>E'_{ref}</td> <td>kN/m²</td> <td>70,00E3</td> <td></td> </tr> <tr> <td>ν (nu)</td> <td></td> <td>0,3000</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> | | | | Stiffness | | | | E'_{ref} | kN/m ² | 70,00E3 | | ν (nu) | | 0,3000 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Stiffness | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| E'_{ref} | kN/m ² | 70,00E3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ν (nu) | | 0,3000 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Cohesión, ángulo de fricción y ángulo de dilatación | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">Shear</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>c'_{ref}</td> <td>kN/m²</td> <td>1,200</td> <td></td> </tr> <tr> <td>ϕ' (phi)</td> <td>°</td> <td>35,00</td> <td></td> </tr> <tr> <td>ψ (psi)</td> <td>°</td> <td>0,000</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> | | | | Shear | | | | c'_{ref} | kN/m ² | 1,200 | | ϕ' (phi) | ° | 35,00 | | ψ (psi) | ° | 0,000 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Shear | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| c'_{ref} | kN/m ² | 1,200 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ϕ' (phi) | ° | 35,00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ψ (psi) | ° | 0,000 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Permeabilidad | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">Flow parameters</th> </tr> <tr> <th colspan="4">Permeabilities</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Use defaults</td> <td></td> <td></td> <td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>k_x</td> <td>m/day</td> <td>0,1000</td> <td></td> </tr> <tr> <td>k_y</td> <td>m/day</td> <td>0,1000</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Void ratio dependency</td> <td></td> <td></td> <td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>c_k</td> <td></td> <td>1000E12</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> | | | | Flow parameters | | | | Permeabilities | | | | Use defaults | | | <input type="checkbox"/> | k_x | m/day | 0,1000 | | k_y | m/day | 0,1000 | | Void ratio dependency | | | <input type="checkbox"/> | c_k | | 1000E12 | | | | | | | | | | | | | |
| Flow parameters | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Permeabilities | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Use defaults | | | <input type="checkbox"/> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| k_x | m/day | 0,1000 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| k_y | m/day | 0,1000 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Void ratio dependency | | | <input type="checkbox"/> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| c_k | | 1000E12 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Fuente. Propia

g. Hormigón

**Ilustración 15. Propiedades del hormigón
Modelo, comportamiento, y peso de suelo**

| Property | Unit | Value |
|--|-------------------|-------------------|
| Material set | | |
| Identification | | HORMIGÓN |
| Soil model | | Linear Elastic |
| Drainage type | | Non-porous |
| Colour | | RGB 161, 226, 232 |
| Comments | | |
| Unit weights | | |
| Y _{unsat} | kN/m ³ | 24,00 |
| Y _{sat} | kN/m ³ | 24,00 |
| Módulo de Young y relación de Poisson | | |
| Stiffness | | |
| E _{ref} | kN/m ² | 20,00E6 |
| v (nu) | | 0,2000 |

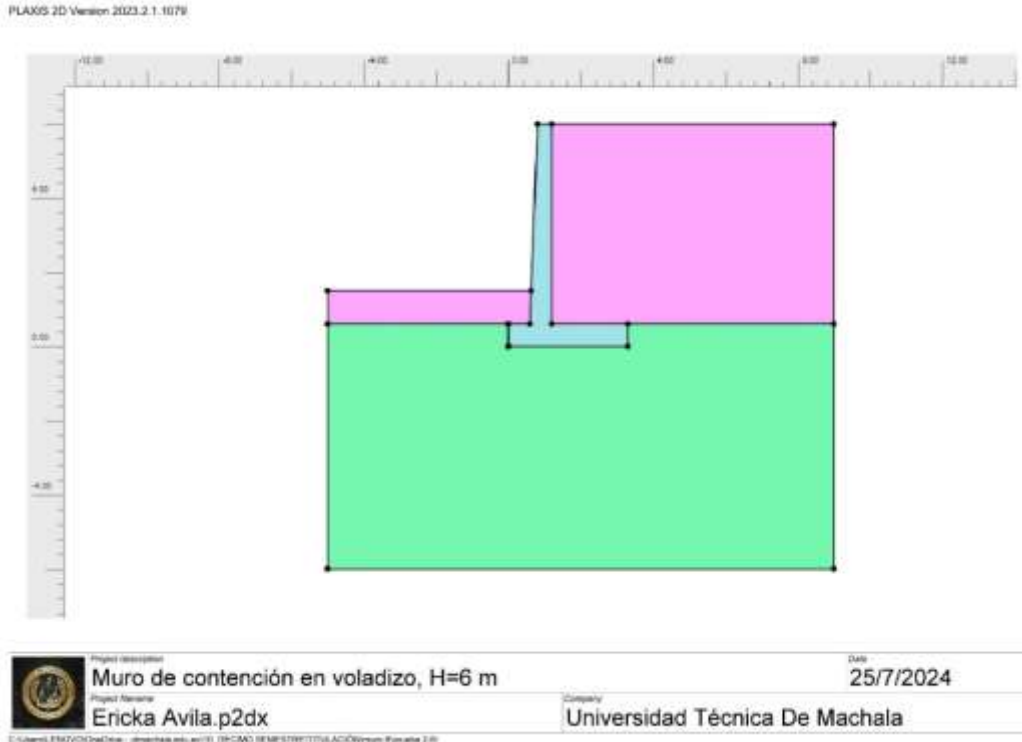
Fuente. Propia

h. Teniendo ya las propiedades de los materiales se asigna su respectivo suelo al diseño geométrico

Ilustración 16. Materiales

Fuente. Propia

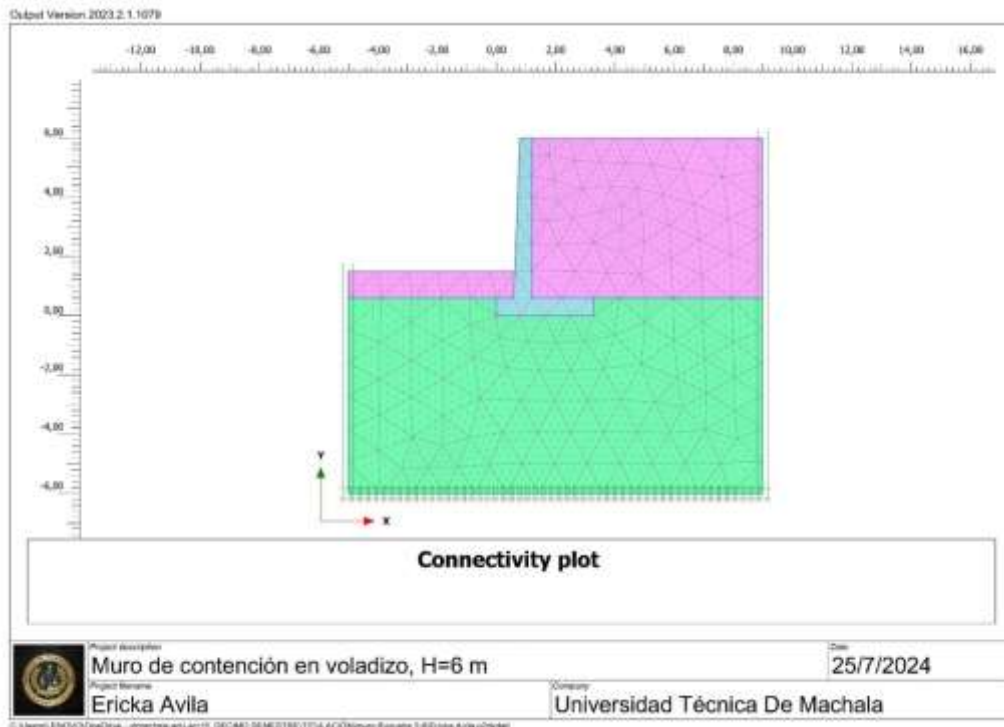
Ilustración 17. Asignación de materiales



Fuente. Propia

- i. Se genera la malla de elementos finitos, en si es una representación geométrica dividida en pequeños elementos.

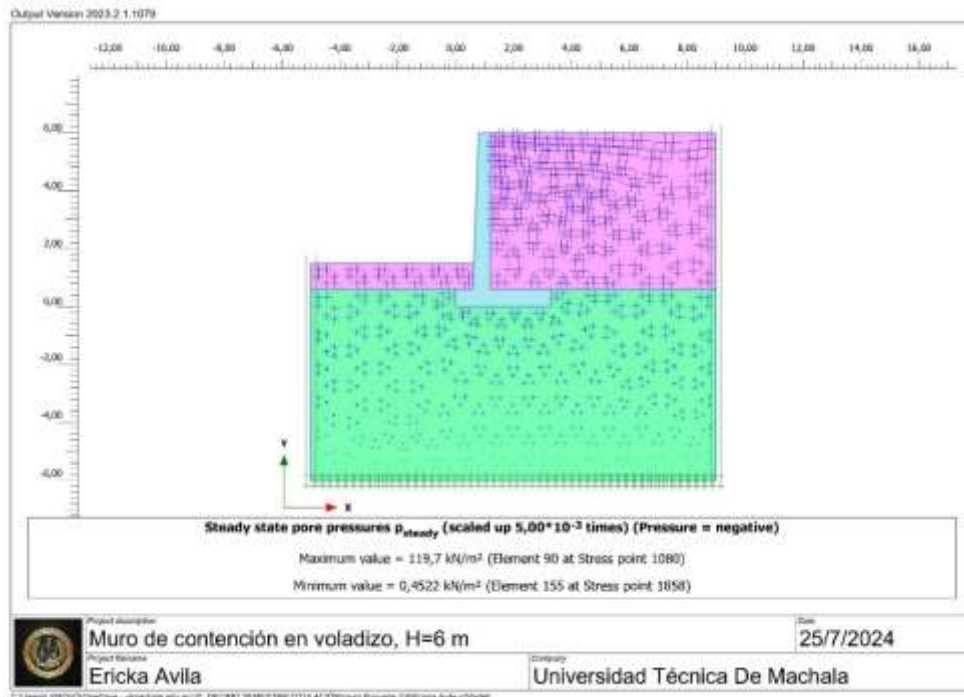
Ilustración 18. Malla de elementos finitos



Fuente. Propia

- j. Se ingresa el peso del agua y se delimita el nivel freático en el diseño, y el software nos calcula la presión de poros.

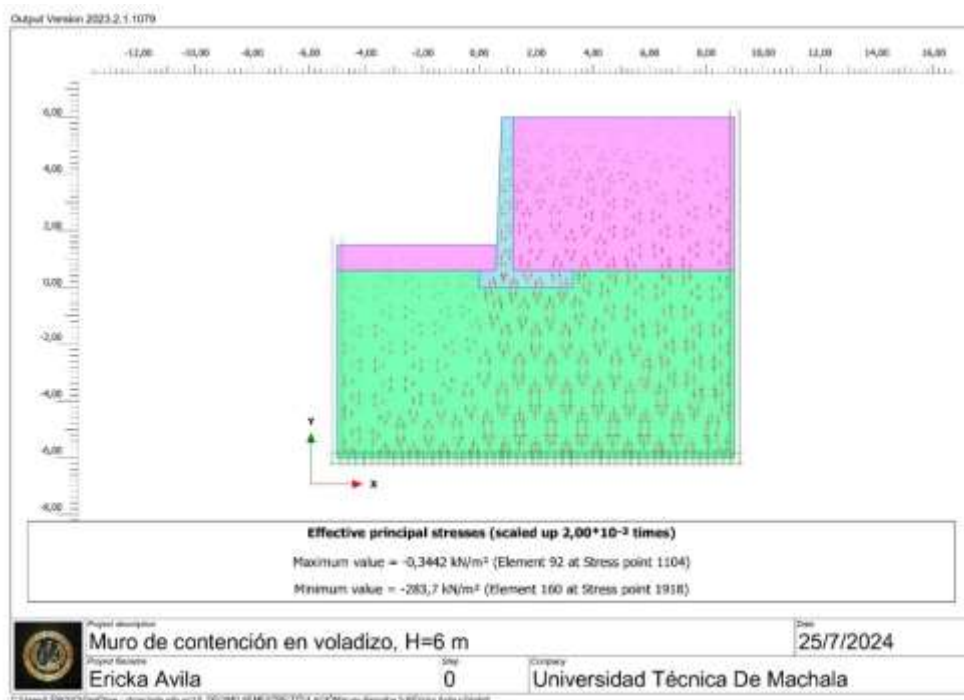
Ilustración 19. Presión de poros



Fuente. Propia

- k. Tensiones efectivas iniciales

Ilustración 20. Tensiones efectivas

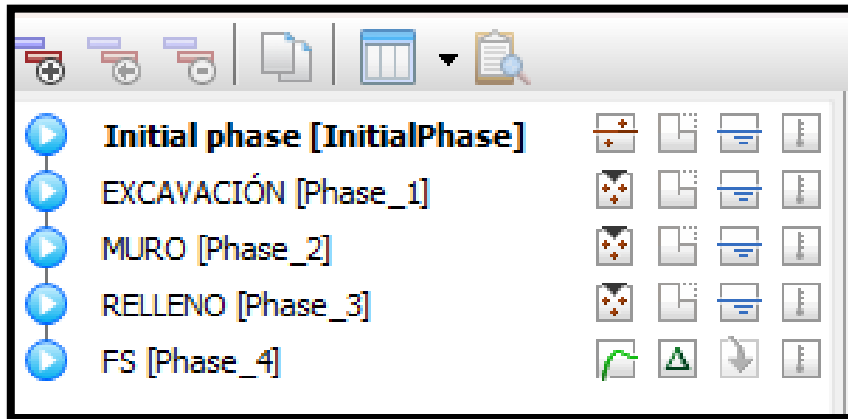


Fuente. Propia

1. Cálculos

En este proyecto se consideró cuatro etapas constructivas y evaluar cada una.

Ilustración 21. Fases constructivas



Fuente. Propia

- Etapa I: Excavación

En esta fase se define la excavación del muro en el suelo de fundación. **Ilustración 22**

Cuadro 25. Características de la etapa I

| | |
|----------------------|-------------------------|
| FASE | EXCAVACIÓN |
| PASO N° | 1 |
| PASO PRESEDENTE | 0 |
| TIPO DE CALCULO | PLÁSTICO |
| ASIGNACIÓN DE CARGAS | CONSTRUCCIÓN POR ETAPAS |

Fuente. Propia

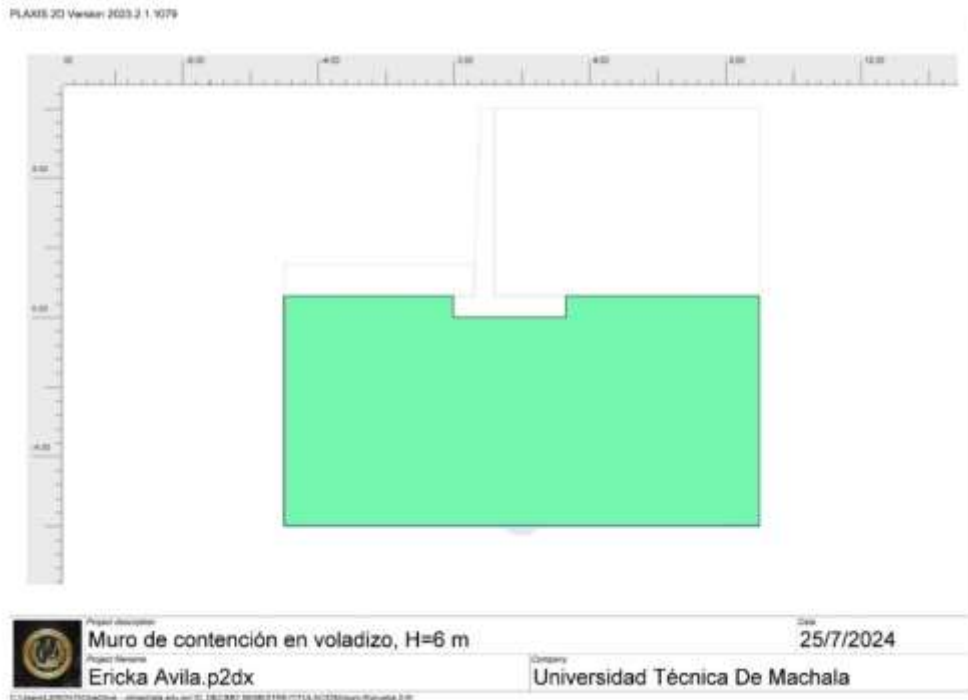
Ilustración 22. Etapa I

| Name | Value |
|--------------------------------|--|
| General | |
| ID | EXCAVACIÓN [Phase_1] |
| Start from phase | Initial phase |
| Calculation type | <input checked="" type="checkbox"/> Plastic |
| Loading type | <input type="checkbox"/> Staged construction |
| ΣM_{stage} | 1,000 |
| ΣM_{weight} | 1,000 |
| Pore pressure calculation type | <input checked="" type="checkbox"/> Phreatic |
| Thermal calculation type | <input type="checkbox"/> Ignore temperature |
| Time interval | 0,000 day |
| First step | 1 |
| Last step | 1 |
| Design approach | (None) |
| Special option | 0 |

Fuente. Propia

En la **Ilustración 23**, se observa que en la fase de excavación el software no considera el muro ni el relleno, solo analiza el suelo de fundación.

Ilustración 23. Etapa I – Excavación



Fuente. Propia

- Etapa II: Muro

En esta fase se define el muro en voladizo. **Ilustración 24**

Cuadro 26. Características de la etapa I

| | |
|-----------------------------|-------------------------|
| FASE | MURO |
| PASO N° | 2 |
| PASO PRECEDENTE | 1 |
| TIPO DE CALCULO | PLÁSTICO |
| ASIGNACIÓN DE CARGAS | CONSTRUCCIÓN POR ETAPAS |

Fuente. Propia

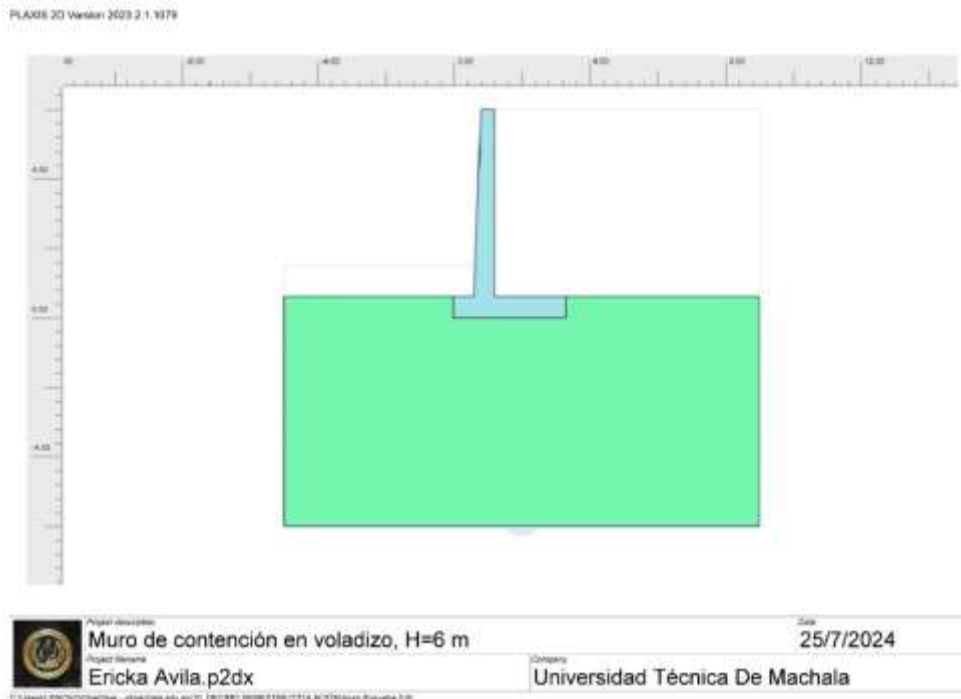
Ilustración 24. Etapa II

| Name | Value |
|--------------------------------|---------------------|
| General | |
| ID | MURO [Phase_2] |
| Start from phase | EXCAVACIÓN |
| Calculation type | Plastic |
| Loading type | Staged construction |
| ΣM_{stage} | 1,000 |
| ΣM_{weight} | 1,000 |
| Pore pressure calculation type | Phreatic |
| Thermal calculation type | Ignore temperature |
| Time interval | 0,000 day |
| First step | 9 |
| Last step | 64 |
| Design approach | (None) |
| Special option | 0 |

Fuente. Propia

En la **Ilustración 25**, se observa que en la fase muro el software considera la consolidación del muro.

Ilustración 25. Etapa II - Muro



Fuente. Propia

- Etapa III: Relleno

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

Cuadro 27. Características de la etapa III

| FASE | RELLENO |
|----------------------|-------------------------|
| PASO N° | 3 |
| PASO PRESEDENTE | 2 |
| TIPO DE CALCULO | PLÁSTICO |
| ASIGNACIÓN DE CARGAS | CONSTRUCCIÓN POR ETAPAS |

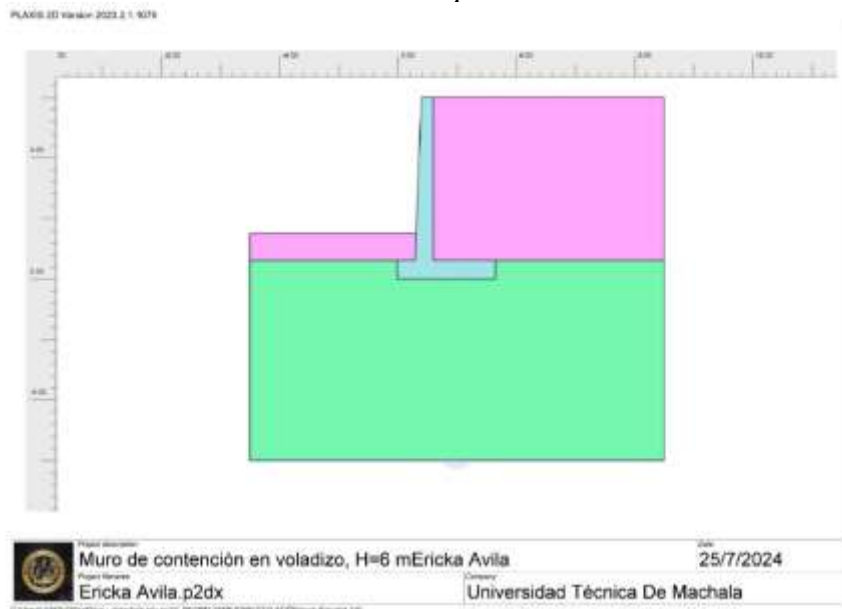
Fuente. Propia

Ilustración 26. Etapa III

| General | |
|--------------------------------|---------------------|
| ID | RELLENO [Phase_3] |
| Start from phase | MURO |
| Calculation type | Plastic |
| Loading type | Staged construction |
| ΣM_{stage} | 1,000 |
| ΣM_{weight} | 1,000 |
| Pore pressure calculation type | Phreatic |
| Thermal calculation type | Ignore temperature |
| Time interval | 0,000 day |
| First step | 65 |
| Last step | 66 |
| Design approach | (None) |
| Special option | 0 |

Fuente. Propia

Ilustración 27. Etapa III - Relleno



Fuente. Propia

- Etapa IV: Facto de Seguridad

En esta etapa se determina el factor de seguridad global.

Cuadro 28. Características de la etapa IV

| FASE | FACTOR DE SEGURIDAD |
|----------------------|---------------------------|
| PASO N° | 4 |
| PASO PRESEDENTE | 3 |
| TIPO DE CALCULO | FACTOR DE SEGURIDAD |
| ASIGNACIÓN DE CARGAS | MULTIPLICADOR INCREMENTAL |

Fuente. Propia

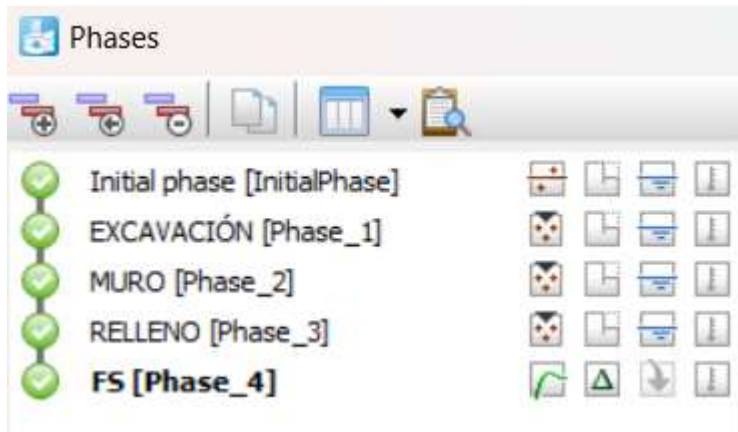
Ilustración 28. Etapa IV

| Name | Value |
|--------------------------------|-----------------------|
| General | |
| ID | FS [Phase_4] |
| Start from phase | RELLENO |
| Calculation type | Safety |
| Loading type | Incremental multiplie |
| M_{sf} | 0,1000 |
| Pore pressure calculation type | Use pressures from |
| Thermal calculation type | Ignore temperature |
| First step | 67 |
| Last step | 166 |
| Design approach | (None) |
| Special option | 0 |

Fuente. Propia

En la ilustración 29, vemos como todas las fases fueron ejecutadas sin ningún problema

Ilustración 29. Fases ejecutadas



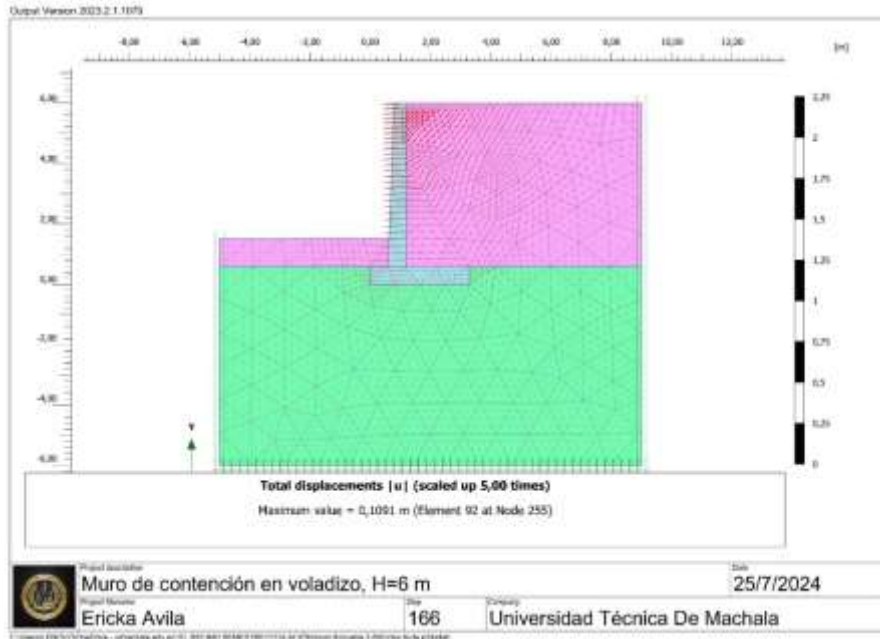
Fuente. Propia

4.4. Resultados del modelamiento

4.4.1. Muro de contención en voladizo altura seis metros

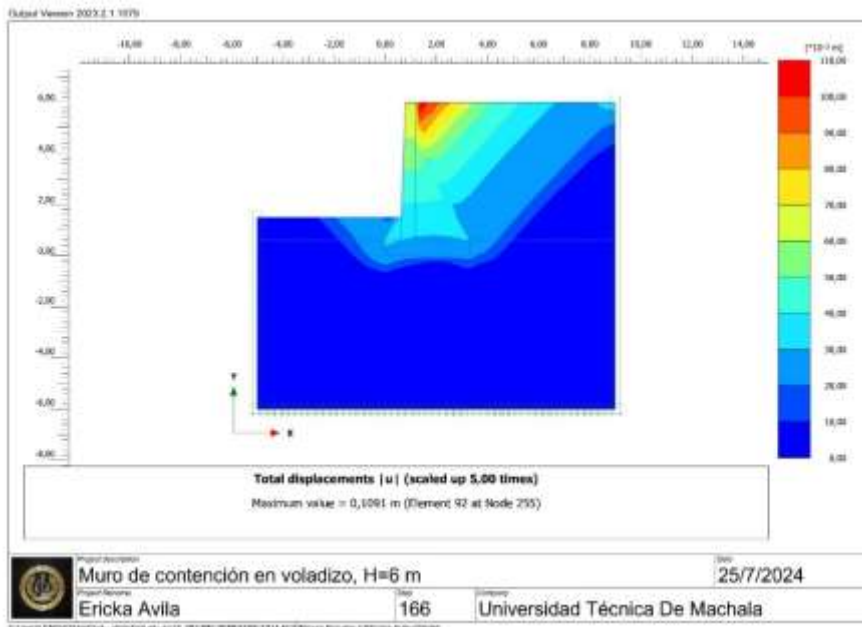
- Desplazamientos totales del muro

Ilustración 30. Desplazamientos totales (Arrow)



Fuente. Propia

Ilustración 31. Desplazamientos totales (Shadings)



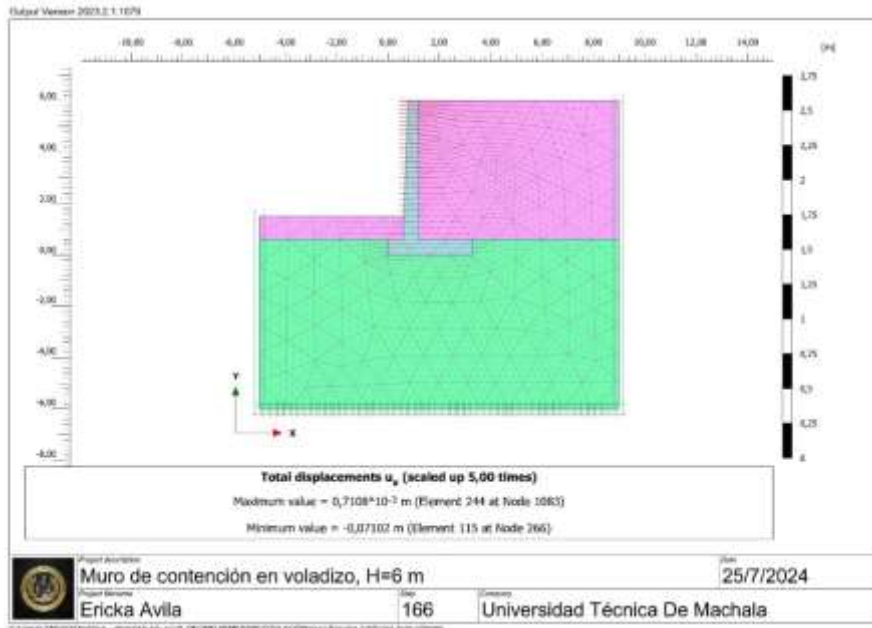
Fuente. Propia

- Desplazamiento máximo total

| | |
|----------|----------------|
| u | 0,109 m |
|----------|----------------|

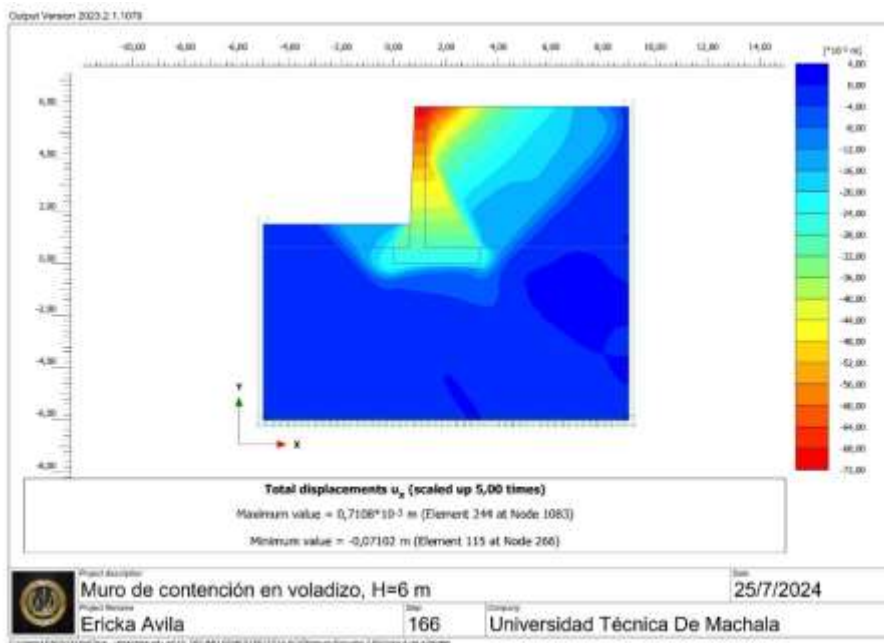
- Desplazamientos horizontales del muro

Ilustración 32. Desplazamientos horizontales (Arrow)



Fuente. Propia

Ilustración 33. Desplazamientos horizontales (Shadings)



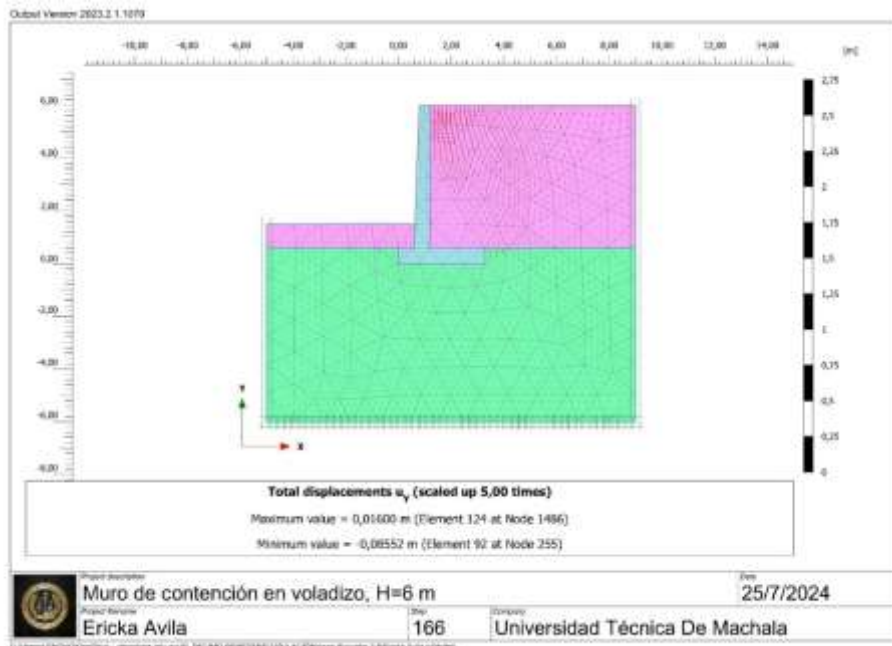
Fuente. Propia

- Desplazamientos horizontales

| | |
|---------------|--------------------------------|
| $U_{x_{max}}$ | $0,71 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ |
| $U_{x_{min}}$ | $-0,07 \text{ m}$ |

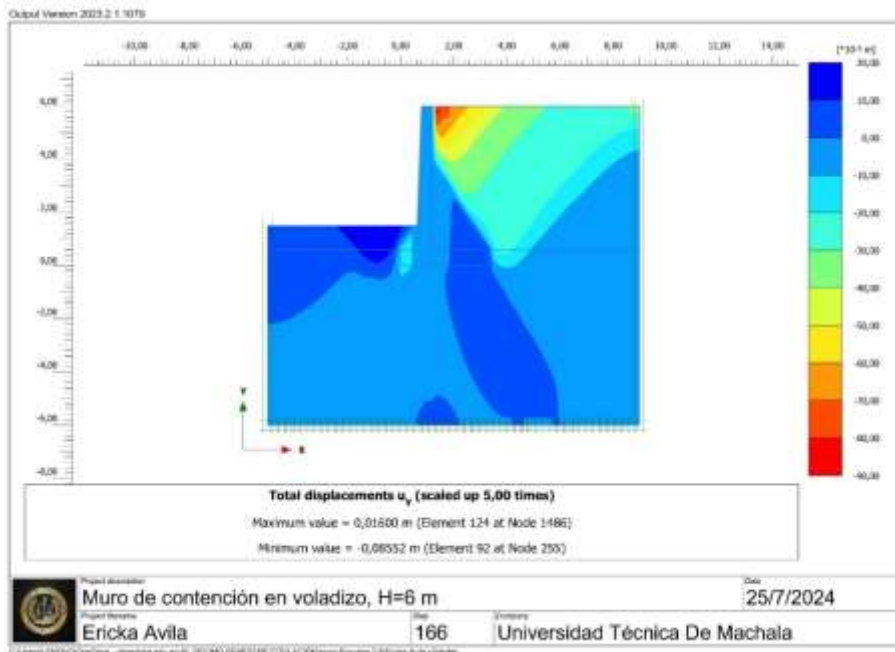
- Desplazamientos verticales del muro

Ilustración 34. Desplazamientos verticales (Arrow)



Fuente. Propia

Ilustración 35. Desplazamientos verticales (Shadings)




Fuente. Propia

- Desplazamientos verticales

| | |
|---------------|----------|
| $U_{y_{max}}$ | 0,016 m |
| $U_{y_{min}}$ | -0,085 m |

- Factor de seguridad

Ilustración 36. Factor de seguridad

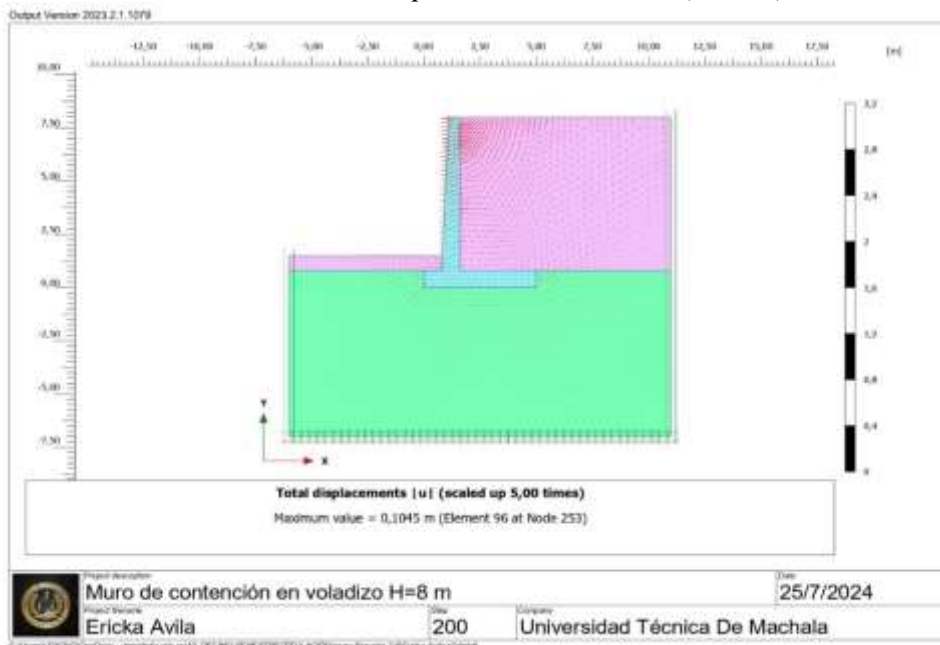
|  | | Output Version 2023.2.1.1079 | | |
|---|----------------------------------|------------------------------|---------------------|-------------|
| Project description | : Ericka Avila | | | |
| Company | : Universidad Técnica De Machala | | | |
| Project filename | : Ericka Avila | | Date | : 25/7/2024 |
| Output | : Calculation information | | Page | : 1 |
| Step info | | | | |
| Phase | FS [Phase_4] | | | |
| Step | Initial | | | |
| Calculation mode | Classical mode | | | |
| Step type | Safety | | | |
| Updated mesh | False | | | |
| Solver type | Picos | | | |
| Kernel type | 64 bit | | | |
| Extrapolation factor | 0,5000 | | | |
| Relative stiffness | 0,09097E-3 | | | |
| Multipiers | | | | |
| Soil weight | | | ΣM_{Weight} | 1,000 |
| Strength reduction factor | M_{sf} | 1,057E-3 | ΣM_{sf} | 2,358 |
| Time | Increment | 0,000 | End time | 0,000 |
| Staged construction | | | | |
| Active proportion total area | M_{Area} | 0,000 | ΣM_{Area} | 1,000 |
| Active proportion of stage | M_{Stage} | 0,000 | ΣM_{Stage} | 0,000 |
| Forces | | | | |
| F_x | 0,000 kN/m | | | |
| F_y | 0,000 kN/m | | | |
| Consolidation | | | | |
| Realised $P_{Excess,Max}$ | 0,000 kN/m ² | | | |

Fuente. Propia

4.4.2. Muro de contención en voladizo altura ocho metros

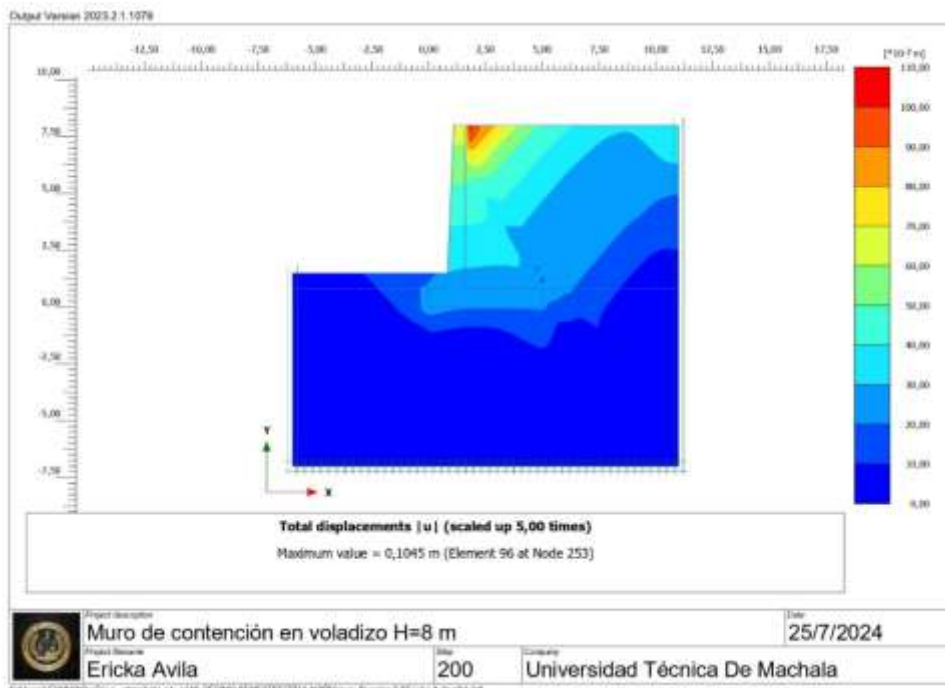
- Desplazamientos totales del muro

Ilustración 37. Desplazamientos totales (Arrow)



Fuente. Propia

Ilustración 38. Desplazamientos totales (Shadings)



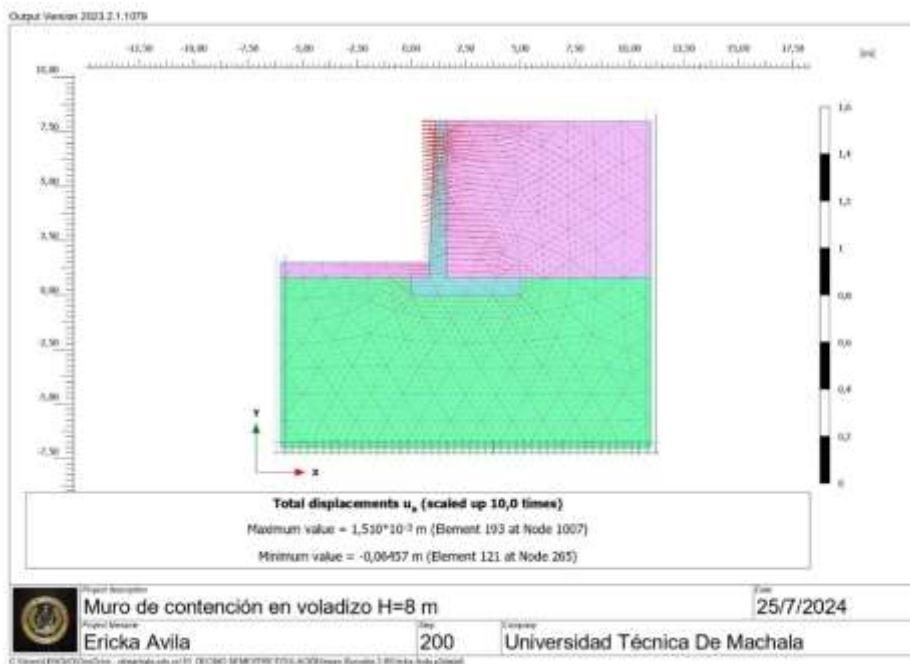
Fuente. Propia

- Desplazamientos totales

| | |
|------------|----------------|
| u | 0,105 m |
|------------|----------------|

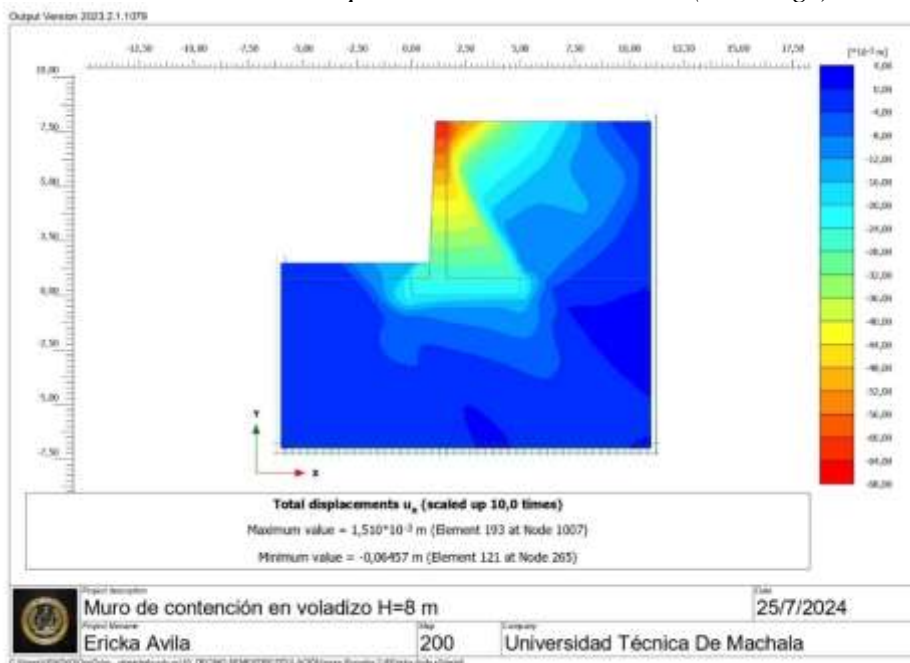
- Desplazamientos horizontales del muro

Ilustración 39. Desplazamientos horizontales (Arrow)



Fuente. Propia

Ilustración 40. Desplazamientos horizontales (Shadings)



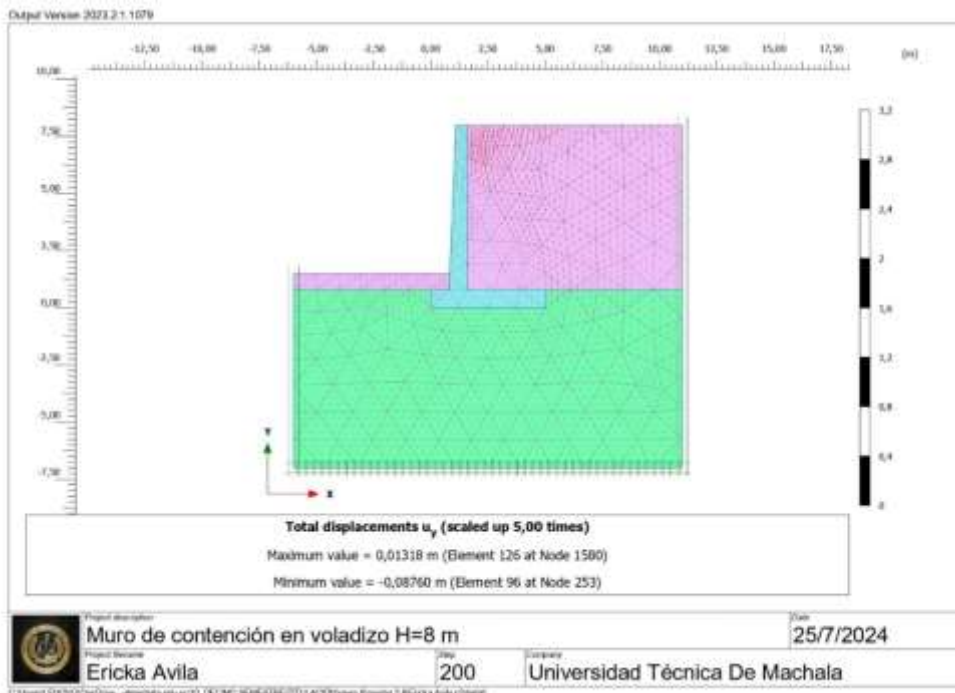
Fuente. Propia

- Desplazamientos horizontales

| | |
|---------------|--------------------------------|
| $U_{x_{max}}$ | $1,51 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ |
| $U_{x_{min}}$ | $-0,06 \text{ m}$ |

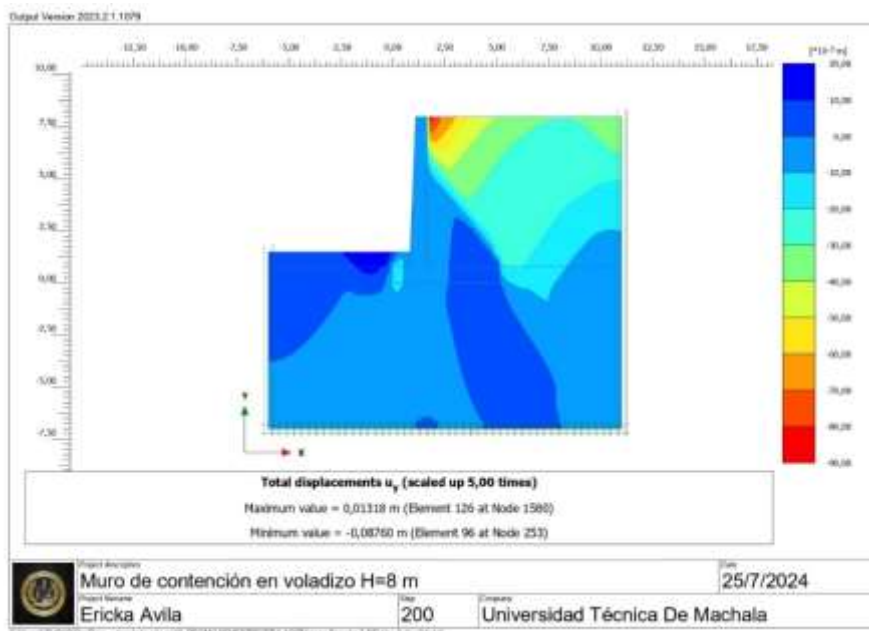
- Desplazamientos verticales del muro

Ilustración 41. Desplazamientos verticales (Arrow)



Fuente. Propia

Ilustración 42. Desplazamientos verticales (Shadings)




Fuente. Propia

- Desplazamientos verticales

| | |
|---------------|----------|
| $U_{y_{max}}$ | 0,013 m |
| $U_{y_{min}}$ | -0,087 m |

Ilustración 43. Factor de seguridad

|  | | Output Version 2023.2.1.1079 | |
|---|----------------------------------|------------------------------|-------------|
| Project description | : Ericka Avila | | |
| Company | : Universidad Técnica De Machala | | |
| Project filename | : Ericka Avila | Date | : 25/7/2024 |
| Output | : Calculation information | Page | : 1 |

| Step info | | | | |
|----------------------|----------------|--|--|--|
| Phase | FS [Phase_4] | | | |
| Step | Initial | | | |
| Calculation mode | Classical mode | | | |
| Step type | Safety | | | |
| Updated mesh | False | | | |
| Solver type | Picos | | | |
| Kernel type | 64 bit | | | |
| Extrapolation factor | 2,000 | | | |
| Relative stiffness | 0,6976E-3 | | | |

| Multipliers | | | | |
|---------------------------|--------------|----------|---------------------|-------|
| Soil weight | | | ΣM_{Weight} | 1,000 |
| Strength reduction factor | M_{σ} | 4,206E-3 | ΣM_{σ} | 2,165 |
| Time | Increment | 0,000 | End time | 0,000 |

| Staged construction | | | | |
|------------------------------|-------------|-------|--------------------|-------|
| Active proportion total area | M_{Area} | 0,000 | ΣM_{Area} | 1,000 |
| Active proportion of stage | M_{Stage} | 0,000 | ΣM_{Stage} | 0,000 |

| Forces | |
|--------|------------|
| F_x | 0,000 kN/m |
| F_y | 0,000 kN/m |

| Consolidation | |
|---------------------------|-------------------------|
| Realised $P_{Excess,Max}$ | 0,000 kN/m ² |

Fuente. Propia

En el cuadro 29, se puede apreciar los factores de seguridad obtenido del modelo matemático y numérico.

Cuadro 29. Factor de seguridad generales

| FACTOR DE SEGURIDAD | H=6m | | H=8m | | NEC |
|----------------------------------|------------------|--------------------------|------------------|--------------------------|-----|
| | Empuje de tierra | Empuje de tierra + sismo | Empuje de tierra | Empuje de tierra + sismo | |
| VOLTEO | 2,78 | 2,74 | 2,57 | 2,34 | 2 |
| DESLIZAMIENTO | 2,01 | 1,83 | 1,69 | 1,5 | 1,5 |
| σ_{max} | 1,44 | 1,51 | 2,11 | 2,41 | 1,5 |
| PLAXIS - GLOBAL | 2,358 | | 2,165 | | |

Fuente. Propia

CONCLUSIONES

- Mediante la investigación bibliográfica se encontró una alternativa que nos ayudará a brindar un buen servicio de vialidad; determinamos que un muro de contención en voladizo podría asegurar la estabilidad de talud, de acuerdo a los estudios en los dos diseños; el factor de seguridad sobrepasa generosamente al mínimo requerido ($F_s=1.50$), lo cual significa que se podrá redimensionar la estructura con la finalidad de ahorrar material y reducir costos.
- Se aplicó el análisis analítico (MA), para un muro de 6 metros de altura; mediante el método analítico (MA), se obtuvo un factor de seguridad de volteo de 2.78; factor de seguridad de deslizamiento de 2.01 y el factor por capacidad de carga es esfuerzo máximo es de 1.44 siendo mayor al factor de seguridad para estabilidad de talud según la NEC, el factor de seguridad de deslizamiento. Para el muro con 8 metros de altura, el factor de seguridad de volteo fue de 2.57, el factor de seguridad de deslizamiento fue de 1.69 y por último el factor de capacidad de carga su esfuerzo máximo es de 2.11 así mismos todos los factores cumplieron con la norma ecuatoriana de la construcción (NEC).
- Para el método numérico (MN) o método de elementos finitos (MEF), se utilizó el software llamado plaxis, en la cual se calculan las deformaciones máximas para el muro de contención en voladizo así mismo se verificó que cumplan con la norma ecuatoriana de construcción (NEC) en la estabilidad de talud, además se obtiene el factor de seguridad global de la estructura; para el muro de contención en voladizo de 6 metros se obtuvo un factor de seguridad de 2.358 y el para el muro de contención en voladizo de 8 metros se obtuvo un factor de seguridad de 2.165 ambos cumpliendo con el factor de seguridad mínimo establecido por las normas.

RECOMENDACIÓN

- Comprobar los estudios de suelo geotécnicos y determinar sus propiedades como ángulo de fricción, peso específico, cohesión entre otros; de esa manera será más preciso los cálculos y los resultados.
- Para calcular los factores de seguridad como volcamiento, deslizamiento, y capacidad de carga, tener claro en nivel freático y considerarlo para determinar el comportamiento del muro ante dicha circunstancia.
- Si la fricción del suelo no es suficiente para resistir las fuerzas horizontales ejercidas por el suelo retenido, se recomienda hacer un muro con dentellón; su función será aumentar la estabilidad contra el deslizamiento.
- Se recomienda trabajar sin empuje pasivo y con una cohesión de cero en el suelo de relleno; así el escenario es más desfavorable y los resultados obtenidos en el factor de seguridad serán más bajos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Blas Cano, J. W., & Milla Vergara, E. A. (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>
- Bojorque, J. (2016). Análisis dinámico de estabilidad de taludes por medio de elementos finitos. *MASKANA*, 7(2), 167–180. <https://doi.org/10.18537/mskn.07.02.12>
- Briceño Balza, J. E., Matos Barrios, Y. del C., Belandria-Rodríguez, N., & León Oviedo, F. (2022). Evaluación de la estabilidad en muros utilizando modelos numéricos. *Revista Ingeniería UC*, 29(1), 96–103. <https://doi.org/10.54139/revinguc.v29i1.53>
- Briceño, J., Villa, Gómez, & Norly. (2021). Análisis comparativo de estabilidad en taludes utilizando métodos comprobados y modelos numéricos de simulación. *Revista Ciencia e Ingeniería*, 42, 1–9. https://www.researchgate.net/publication/346688322_Analisis_comparativo_de_estabilidad_en_taludes_utilizando_metodos_comprobados_y_modelos_numericos_de_simulacion
- Delgado-Reivan, X., Paredes-Miranda, C., Loaiza, S., Echeverría, M. D. P. V., Mulas, M., & Jordá-Bordehore, L. (2023). Stability Analysis of Rocky Slopes on the Cuenca–Girón–Pasaje Road, Combining Limit Equilibrium Methods, Kinematics, Empirical Methods, and Photogrammetry. *Remote Sensing*, 15(3), 862. <https://doi.org/10.3390/rs15030862>
- Dyson, A. P., & Tolooiyan, A. (2018). Optimisation of strength reduction finite element method codes for slope stability analysis. *Innovative Infrastructure Solutions*, 3(1), 38. <https://doi.org/10.1007/s41062-018-0148-1>
- 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*, 15(10), 7984. <https://doi.org/10.3390/su15107984>
- Figueroa Cardozo, L. A., Porras Forero, M. F., & Rojas Gamba, N. I. (2021). Análisis de estabilidad del talud km 8 + 200 vía Soracá (Boyacá), usando diferentes métodos. *Revista Agunkuyâa*, 11(1), 42–58. <https://doi.org/10.33132/27114260.1985>
- Harabinova, S., & Panulinova, E. (2022). Numerical analysis of slope stability. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 1252(1), 012084. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/1252/1/012084>
- Ilham, A., Trides, T., Hasan, H., Oktaviani, R., & Pontus, A. J. (2023). The Analysis of Slope Stability using The Simplified Bishop Method and Geometry of Retaining Walls in Palaran District, Samarinda City, East Kalimantan Province. *Nusantara Civil Engineering Journal*, 2(1), 43–52. <https://doi.org/10.32487/nuce.v2i1.450>
- Jadhav, K., Desai, S., Tayade, P., Bhandari, R., Mote, P., & Khadake, N. V. (2023). Analysis and Design of RCC Retaining Wall to Overcome Landslide. *International Journal for Research in Applied Science and Engineering Technology*, 11(4), 3972–3978. <https://doi.org/10.22214/ijraset.2023.51171>

- Macías, L., Loor, D., Ortiz-Hernández, E., Casanova, G., & Delgado, D. (2021). Comparative Analysis of Soil Slope Stability, Using Dynamic and Pseudo-static Methods on the Garrapata - Santa Maria Road, Manabi Province, Ecuador. In *Proceedings of the 1st International Conference on Water Energy Food and Sustainability (ICoWEFS 2021)* (pp. 505–515). Springer International Publishing. https://doi.org/10.1007/978-3-030-75315-3_55
- Min, S. J., Mayuka, R. N., Joseph, A. J., Cosmos, B. C., Samuel, A. S., & Qiaomin, Z. Q. (2023). Analysis of the Combination of the Soil Stability and the Slope Analysis Methods to Design a Retaining Wall on the Akoasa Mountain Mudslide (Accra, Ghana). *International Journal of Computing and Engineering*, 4(1), 17–32. <https://doi.org/10.47941/ijce.1234>
- Mishra, N., & Rai, A. (2023). Comparative Analysis of Cantilever Retaining Wall with and without Column. *International Journal for Research in Applied Science and Engineering Technology*, 11(6), 1437–1440. <https://doi.org/10.22214/ijraset.2023.53923>
- Ozturk, K. F., Cakir, T., & Araz, O. (2023). Influences of Wall Configurations on Earthquake Behavior of Cantilever Retaining Walls Considering Soil-Structure Interaction Effects. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 17(01). <https://doi.org/10.1142/S179343112250021X>
- Patil, P., & Waghmare, M. V. (2022). Dynamic Analysis of Cantilever Retaining Wall. *SAMRIDDHI : A Journal of Physical Sciences, Engineering and Technology*, 14(Spl-2 issue), 207–212. <https://doi.org/10.18090/samriddhi.v14spli02.1>
- Prabowo, H., Barlian, E., Syah, N., & Sastra, A. T. (2023). Slope stability analysis at coal mining sites in Central Kalimantan. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 1173(1), 012033. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1173/1/012033>
- Satriano, V., Ciancia, E., Filizzola, C., Genzano, N., Lacava, T., & Tramutoli, V. (2023). Landslides Detection and Mapping with an Advanced Multi-Temporal Satellite Optical Technique. *Remote Sensing*, 15(3), 683. <https://doi.org/10.3390/rs15030683>
- 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, 1–35. <https://doi.org/10.1155/2022/4760175>
- Shallam, R. D. K., Anna, V. A. B. K., Chunchu, M., & Siddagangaiah, A. K. (2022). Safety and Consistency Assessment of a Two-Lane Rural Highway Passing through Mountainous Terrain. *Journal of Transportation Engineering, Part A: Systems*, 148(12). <https://doi.org/10.1061/JTEPBS.0000761>
- Shaowu Yuchi, H., Roshan Joseph, V., & Jeff Wu, C. F. (2023). Design and Analysis of Multifidelity Finite Element Simulations. *Journal of Mechanical Design*, 145(6). <https://doi.org/10.1115/1.4056874>
- Syamsul, S., Rauf, I., Kusnadi, K., & Hamin, N. (2023). Road Slope Stability Analysis with Limit Equilibrium Method. *IJEED (International Journal of Entrepreneurship and Business Development)*, 6(2), 345–353. <https://doi.org/10.29138/ijebed.v6i2.2129>
- Tarhini, B., Kahiel, A., Najjar, S., & Sadek, S. (2022). Reliability-Based Structural Design of Retaining Walls Supporting Spatially Variable Soils. *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, 8(3). <https://doi.org/10.1061/AJRUA6.0001240>

- Taring Sanjay, & Talkeshwar Ray. (2022). A Critical Review on Design of RCC Cantilever Retaining Wall. *International Journal of Scientific Research in Science and Technology*, 169–177. <https://doi.org/10.32628/IJSRST229126>
- Tiwary, A. K., Bhatia, S., Singh, S., Chohan, J. S., Kumar, R., Sharma, S., Chattopadhyaya, S., & Rajkumar, S. (2022). Performance Comparison and Critical Finite Element Based Experimental Analysis of Various Forms of Reinforcement Retaining Structural System. *Mathematical Problems in Engineering*, 2022, 1–13. <https://doi.org/10.1155/2022/4434679>
- Wei, J., Zhang, Z., Wang, C., Xu, Q., Tan, Q., & Wang, D. (2022). Driving Safety Evaluation and Early Warning of Mountain Highway Based on Vehicle-Pavement Coupling Model. *CICTP 2022*, 1630–1641. <https://doi.org/10.1061/9780784484265.153>
- Yang, Y., Zhou, W., Jiskani, I. M., Lu, X., Wang, Z., & Luan, B. (2023). Slope Stability Prediction Method Based on Intelligent Optimization and Machine Learning Algorithms. *Sustainability*, 15(2), 1169. <https://doi.org/10.3390/su15021169>
- Zakrzewska, A., & Korentz, J. (2020). Numerical Analysis of Structural and Material Solutions for Selected Retaining Walls. *Civil and Environmental Engineering Reports*, 30(1), 161–170. <https://doi.org/10.2478/ceer-2020-0012>

ANEXOS

- ANEXO 1. FOTOGRAFICO



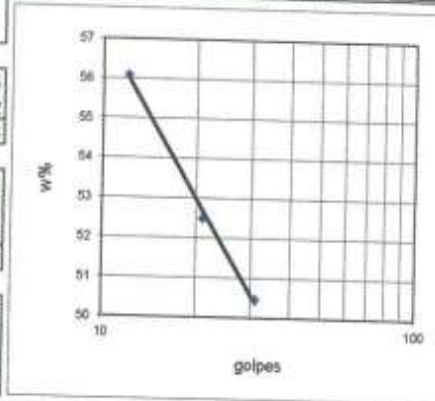


ENSAYOS DE CLASIFICACION

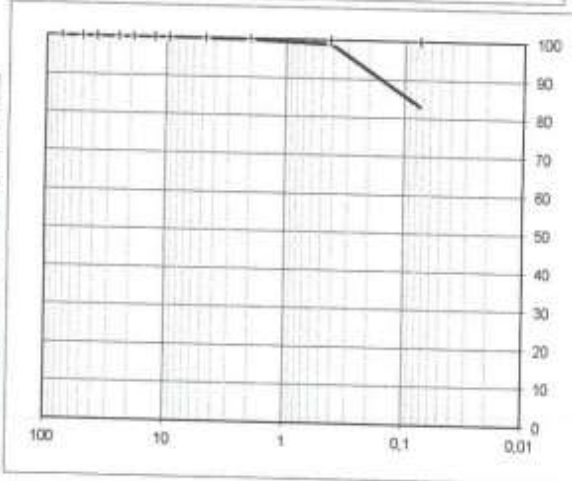
NORMA ASTM D 2487 - 06

| | | |
|--|---|---|
| PROYECTO: ZARUMA-PIÑAS-ZARACAY OBRA: VIA FECHA: jul-2013 | Pozo No. C -22 REALIZO: G. SANTILLAN | Abscisa: 21+200 MUESTRA: 1 PROF. (m) 0,80 |
|--|---|---|

| No. DE GOLPES | PESO HUMEDO | PESO SECO | PESO DE CAPS | w % |
|----------------------------|-------------|-----------|--------------|-------|
| 1.- CONT. DE AGUA | | | | |
| | 54,93 | 44,90 | 15,69 | 34,34 |
| | 65,80 | 53,15 | 16,82 | 34,82 |
| | | | w% = | 34,58 |
| 2.- LIMITE LIQUIDO | | | | |
| 31 | 39,43 | 32,07 | 17,49 | 50,48 |
| 21 | 45,92 | 36,47 | 18,47 | 52,50 |
| 12 | 43,90 | 35,52 | 20,58 | 56,09 |
| | | | LL = | 51,65 |
| 3.- LIMITE PLASTICO | | | | |
| | 16,93 | 15,50 | 11,64 | 37,05 |
| | 17,03 | 15,62 | 11,90 | 37,90 |
| | 10,34 | 8,98 | 5,37 | 37,67 |
| | | | LP = | 37,54 |



| 4.- GRANULOMETRIA | | | |
|--------------------------|-----------|---------|--------|
| PESO INIC. | 105,6 | (H/S) H | |
| PESO INICIAL DE CALCULO: | | | 78,4 |
| TAMIZ | PESO RET. | % RET | % PASA |
| 3" | | 0,00 | 100,00 |
| 2" | | 0,00 | 100,00 |
| 1.5" | | 0,00 | 100,00 |
| 1" | | 0,00 | 100,00 |
| 3/4" | | 0,00 | 100,00 |
| 1/2" | | 0,00 | 100,00 |
| 3/8" | | 0,00 | 100,00 |
| No. 4 | 0,00 | 0,00 | 100,00 |
| No. 10 | 0,11 | 0,14 | 99,86 |
| No. 40 | 0,78 | 0,99 | 99,01 |
| No. 200 | 13,29 | 16,94 | 83,06 |



| 5.- CLASIFICACION - | |
|---------------------|----|
| GRAVA | 0 |
| ARENA | 17 |
| FINOS | 83 |

| | |
|------|------|
| LL = | 52,0 |
| LP = | 38,0 |
| IP = | 14,0 |
| w% = | 34,6 |

| | |
|---------|-------|
| SUCS: | MH |
| AASHTO: | A-7-5 |
| IG(86): | 15 |
| IG(45): | 12 |

LAB DE SUELOS Y MATERIALES
 GALO SANTILLAN
 TEC DE SUELOS

Paul

ENSAYO RELACION SOPORTE DE CALIFORNIA (C.B.R.)

Proyecto : ZARUMA - PIÑAS -ZARACAY
 Obra : VIA
 Localizacion : SUBRASANTE
 Fecha : JUNIO 2013

Calicata No : C-22
 Profundidad (m.) : 0,80
 Abscisado : 21+200

ENSAYO RELACION SOPORTE DE CALIFORNIA (C.B.R.)

| | | | | | | |
|-----------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Molde No | 90 | | 66 | | 25 | |
| No de capas | 5 | | 5 | | 5 | |
| No golp. x capa | 65 | | 30 | | 10 | |
| Características | ANTES SAT. | LUEGO SAT. | ANTES SAT. | LUEGO SAT. | ANTES SAT. | LUEGO SAT. |
| P. m. hum.+ mol. g. | 11426 | 11797 | 11545 | 11964 | 10786 | 11360 |
| Peso molde g. | 7538 | 7538 | 7828 | 7828 | 7132 | 7132 |
| P. mue. hum. g. | 3888 | 4259 | 3717 | 4136 | 3654 | 4228 |
| Vol mues. cm ³ | 2116 | 2116 | 2139 | 2139 | 2156 | 2156 |
| P.unif.hum. g/cm ³ | 1,837 | 2,013 | 1,738 | 1,934 | 1,695 | 1,961 |
| Cont. humedad | ARR. ABAJ. | ARR. ABAJ. | ARR. ABAJ. | ARR. ABAJ. | ARR. ABAJ. | ARR. ABAJ. |
| P.cap.+m. hum. g. | 62,97 57,68 | 59,35 61,54 | 55,34 58,49 | 60,67 59,12 | 63,24 56,89 | 67,80 64,52 |
| P.cap.+m. sec. g. | 55,57 51,28 | 49,27 52,03 | 49,30 51,91 | 49,37 48,25 | 55,92 50,49 | 53,47 50,93 |
| Peso cáp. g. | 17,67 18,10 | 20,50 20,66 | 17,63 18,14 | 20,80 18,84 | 17,93 18,23 | 20,59 19,00 |
| Cont. hum. % | 19,53 19,36 | 35,04 30,32 | 19,07 19,48 | 39,55 36,96 | 19,27 19,84 | 43,58 42,56 |
| Hum. promedio % | 19,44 32,68 | | 19,28 38,26 | | 19,55 43,07 | |
| Peso unit. seco g/cm ³ | 1,538 1,517 | | 1,457 1,399 | | 1,418 1,371 | |

PORCENTAJE DE AGUA ABSORBIDA

| | | | |
|--|-------|-------|-------|
| Molde No | 90 | 66 | 25 |
| Peso Muestra Humeda + Molde Despues De Saturar | 11797 | 11964 | 11360 |
| Peso Muestra Humeda + Molde Antes De Saturar | 11426 | 11545 | 10786 |
| Peso Agua Absorbida | 371 | 419 | 574 |
| Porcentaje De Agua Absorbida | 9,54 | 11,27 | 15,71 |

DATOS DE ESPONJAMIENTO

| Fecha | Tiemp dias | Dial p/g x 10 ⁻³ | Espojamient. % | Dial p/g x 10 ⁻³ | Espojamient. % | Dial p/g x 10 ⁻³ | Espojamient. % |
|-------|------------|-----------------------------|----------------|-----------------------------|----------------|-----------------------------|----------------|
| | 1 | 233 | 5,08 | 244 | 5,32 | 300 | 6,55 |
| | 2 | 251 | 5,48 | 286 | 6,24 | 352 | 7,68 |
| | 3 | 296 | 6,46 | 292 | 6,37 | 380 | 8,29 |
| | 4 | 298 | 6,50 | 301 | 6,57 | 384 | 8,38 |

DATOS ENSAYO DE PENETRACION

Cte. Anillo = Lect x 0,082 Lbs/plg²

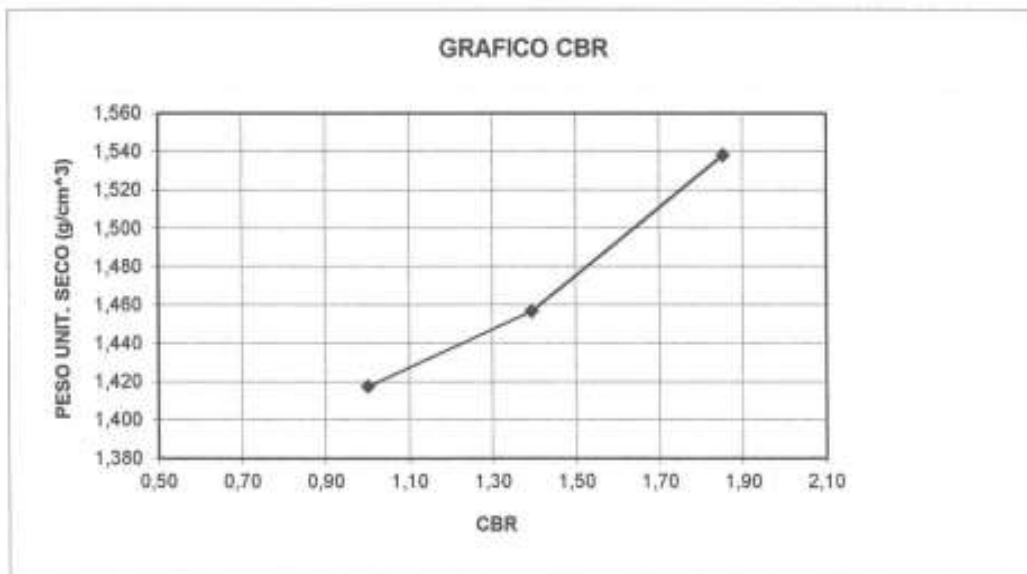
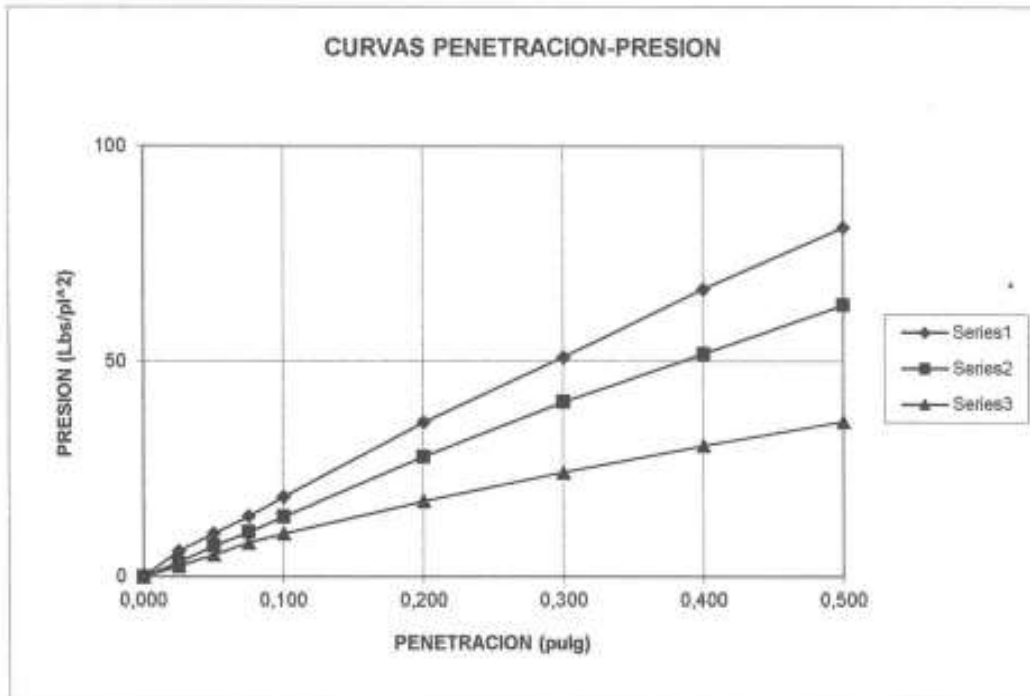
| Penetración pulg. | Carga tipo lbs/pulg ² | Serie 1 | | | serie 2 | | | Serie 3 | | | DATOS DE COMPACT. MODIFICADA | |
|-------------------|----------------------------------|---------|--------------------|------|---------|--------------------|------|---------|--------------------|------|------------------------------|----------|
| | | Dial | lb/pl ² | CBR% | Dial | lb/pl ² | CBR% | Dial | lb/pl ² | CBR% | dmáx g/cm ³ | h. op. % |
| 0,025 | | 72 | 5,9 | | 40 | 3,3 | | 30 | 2,5 | | | |
| 0,050 | | 122 | 10,0 | | 87 | 7,1 | | 62 | 5,1 | | | |
| 0,075 | | 171 | 14,0 | | 126 | 10,3 | | 96 | 7,9 | | | |
| 0,100 | 1,000 | 226 | 18,5 | 1,85 | 170 | 13,9 | 1,39 | 122 | 10,0 | 1,00 | 1,605 | 18,60 |
| 0,200 | 1,500 | 438 | 35,9 | 2,39 | 340 | 27,9 | 1,86 | 215 | 17,6 | 1,18 | | |
| 0,300 | | 622 | 51,0 | | 495 | 40,6 | | 295 | 24,2 | | | |
| 0,400 | | 816 | 66,9 | | 632 | 51,8 | | 372 | 30,5 | | | |
| 0,500 | | 990 | 81,2 | | 770 | 63,1 | | 440 | 36,1 | | | |
| | | | | | | | | | | | CBR | |
| | | | | | | | | | | | 95%= | 1,80 |
| | | | | | | | | | | | 90%= | 1,30 |

LAB DE SUELOS Y MATERIALES
 GALO GARCILAN F
 TEC DE SUELOS

Handwritten signature

Proyecto : ZARUMA - PIÑAS - ZARACAY
 Obra : VIA
 Localizacion : SUBRASANTE
 Fecha : JUNIO 2013

Calicata No : C-22
 Profundidad (m.) : 0.80
 Abscisado : 21+200



LAS DE SUELOS Y MATERIALES
 GALO SANTIILLAN F.
 TEC DE SUELOS

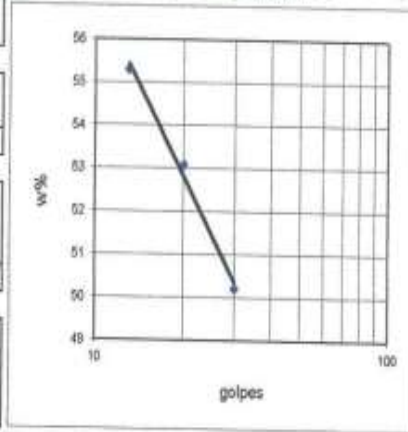
Paul

ENSAYOS DE CLASIFICACION

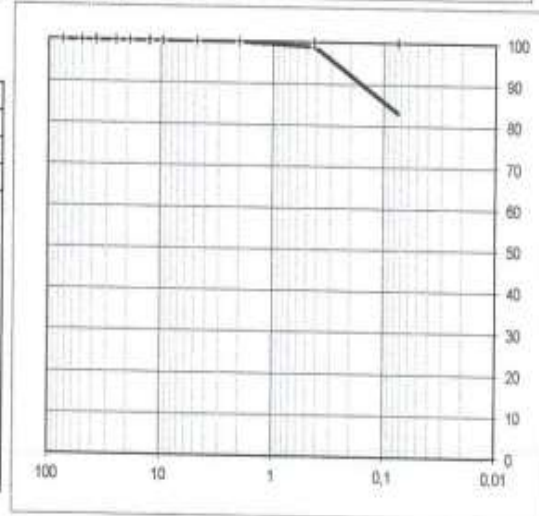
NORMA ASTM D 2487 - 05

| | | |
|--|--|--|
| PROYECTO: ZARUMA-PIÑAS-ZARACAY OBRA: VIA FECHA: Jun-2013 | Pozo No. C-22 REALIZO: G. SANTILLAN | Abscisa: 21+200 MUESTRA: 2 PROF.(m) 1,30 |
|--|--|--|

| No. DE GOLPES | PESO HUMEDO | PESO SECO | PESO DE CAPS | w % |
|----------------------------|-------------|-----------|--------------|------------|
| 1.- CONT. DE AGUA | | | | |
| | 61,56 | 49,29 | 15,49 | 36,30 |
| | 64,86 | 51,86 | 15,85 | 36,10 |
| | | | | w% = 36,20 |
| 2.- LIMITE LIQUIDO | | | | |
| 30 | 43,73 | 35,48 | 19,05 | 50,21 |
| 20 | 42,52 | 34,20 | 18,53 | 53,10 |
| 13 | 42,12 | 33,72 | 18,53 | 55,30 |
| | | | | LL = 51,46 |
| 3.- LIMITE PLASTICO | | | | |
| | 14,92 | 13,47 | 9,54 | 36,90 |
| | 17,95 | 16,40 | 12,13 | 36,30 |
| | 11,37 | 9,74 | 5,29 | 36,63 |
| | | | | LP = 36,61 |



| 4.- GRANULOMETRIA | | | |
|--------------------------|-----------|-------|--------|
| PESO INIC | 111,0 | (H/S) | H |
| PESO INICIAL DE CALCULO: | | | 81,5 |
| TAMIZ | PESO RET. | % RET | % PASA |
| 3" | | 0,00 | 100,00 |
| 2" | | 0,00 | 100,00 |
| 1.5" | | 0,00 | 100,00 |
| 1" | | 0,00 | 100,00 |
| 3/4" | | 0,00 | 100,00 |
| 1/2" | | 0,00 | 100,00 |
| 3/8" | | 0,00 | 100,00 |
| No. 4 | | 0,00 | 100,00 |
| No. 10 | 0,00 | 0,00 | 100,00 |
| No. 40 | 0,86 | 1,06 | 98,94 |
| No.200 | 13,71 | 16,83 | 83,17 |



| 5.- CLASIFICACION.- | |
|---------------------|----|
| GRAVA | 0 |
| ARENA | 17 |
| FINOS | 83 |

| | |
|------|------|
| LL = | 51,0 |
| LP = | 37,0 |
| IP = | 14,0 |
| w% = | 36,2 |

| | |
|---------|-------|
| SUCS: | MH |
| AASHTO: | A-7-5 |
| IG(86): | 15 |
| IG(45): | 12 |

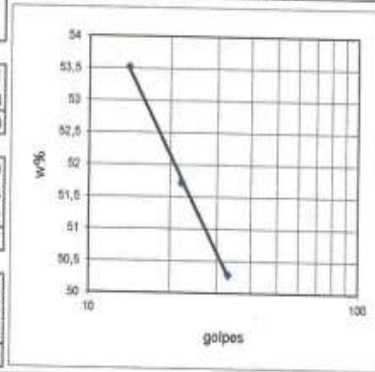
LAB DE SUELOS / MATERIALES
 GALO SANTILLAN
 TEC DE SUELOS

ENSAYOS DE CLASIFICACION

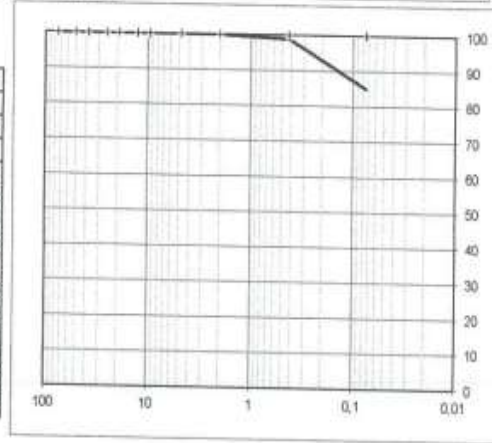
NORMA ASTM D 2487 - 06

| | | |
|--------------------------------|-----------------------|-----------------|
| PROYECTO: ZARUMA-PIÑAS-ZARACAY | Pozo No. C-22 | Abscisa: 21+200 |
| OBRA: VIA | | MUESTRA: 3 |
| FECHA: Jun-2013 | REALIZO: G. SANTILLAN | PROF.(m) 1,80 |

| No. DE GOLPES | PESO HUMEDO | PESO SECO | PESO DE CAPS | w % |
|----------------------------|-------------|-----------|--------------|------------|
| 1.- CONT. DE AGUA | | | | |
| | 72,28 | 58,31 | 18,63 | 35,21 |
| | 66,22 | 53,92 | 19,15 | 35,38 |
| | | | | w% = 35,29 |
| 2.- LIMITE LIQUIDO | | | | |
| 33 | 41,17 | 33,34 | 17,77 | 50,29 |
| 22 | 40,84 | 33,21 | 18,46 | 51,73 |
| 14 | 43,63 | 34,97 | 18,79 | 53,52 |
| | | | | LL = 51,31 |
| 3.- LIMITE PLASTICO | | | | |
| | 16,72 | 15,40 | 11,97 | 38,48 |
| | 17,37 | 15,90 | 12,05 | 38,18 |
| | 17,23 | 15,72 | 11,80 | 38,52 |
| | | | | LP = 38,40 |



| 4.- GRANULOMETRIA | | | |
|-------------------------------|-----------|-------|--------|
| TAMIZ | PESO RET. | % RET | % PASA |
| PESO INIC. 109,6 (H/S) H | | | |
| PESO INICIAL DE CALCULO: 81,0 | | | |
| 3" | | 0,00 | 100,00 |
| 2" | | 0,00 | 100,00 |
| 1.5" | | 0,00 | 100,00 |
| 1" | | 0,00 | 100,00 |
| 3/4" | | 0,00 | 100,00 |
| 1/2" | | 0,00 | 100,00 |
| 3/8" | | 0,00 | 100,00 |
| No. 4 | | 0,00 | 100,00 |
| No. 10 | 0,00 | 0,00 | 100,00 |
| No. 40 | 0,81 | 1,00 | 99,00 |
| No.200 | 12,15 | 14,99 | 85,01 |



| 5.- CLASIFICACION - | |
|---------------------|----|
| GRAVA | 0 |
| ARENA | 15 |
| FINOS | 85 |

| | |
|------|------|
| LL = | 51,0 |
| LP = | 38,0 |
| IP = | 13,0 |
| w% = | 35,3 |

| | |
|---------|-------|
| SUCS: | MH |
| AASHTO: | A-7-5 |
| IG(86): | 15 |
| IG(45): | 11 |

LAB DE SUELOS Y MATERIALES
GALO SANTILLAN
TEC DE SUELOS

Paul

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MURO

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

CÁLCULO DEL EMPUJE EN CONDICIÓN ACTIVA

UTILIZANDO CRITERIO DE COULOMB

♣ Cálculo del coeficiente de empuje activo K_a :

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

| | | |
|------------|-------------|---|
| $\beta =$ | 90 | Ángulo de la cara interna del muro con la horizontal |
| $\phi =$ | 35 | Ángulo de fricción interna (del relleno) |
| $\alpha =$ | 10 | Ángulo del talud de terreno del relleno con la horizontal |
| $\delta =$ | 23,33333333 | ángulo de fricción suelo muro = $(2/3 * \phi)$, según Terzaghi |

| | |
|--------------------------------|-------|
| $\text{sen}(\beta + \phi) =$ | 0,819 |
| $\text{sen}(\beta) =$ | 1 |
| $\text{sen}(\beta - \delta) =$ | 0,918 |
| $\text{sen}(\phi + \delta) =$ | 0,851 |
| $\text{sen}(\phi - \alpha) =$ | 0,423 |
| $\text{sen}(\alpha + \beta) =$ | 1 |

| | |
|---------|-------|
| $K_a =$ | 0,278 |
|---------|-------|

♣ Cálculo del empuje activo E_a . (por unidad de longitud de muro):

| | | |
|------------|-------|-------------------|
| $\gamma =$ | 1,85 | Tn/m ³ |
| $H =$ | 6 | m |
| $B =$ | 3,2 | m |
| $k_a =$ | 0,278 | |

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

| | |
|---------|-----------|
| $E_a =$ | 9,26 Tn/m |
|---------|-----------|

Aplicado a:

$$D_v = \frac{H}{3}$$

| | |
|---------|--------|
| $D_v =$ | 2,00 m |
|---------|--------|

Aplicado a:

$$D_h = B$$

| | |
|---------|-------|
| $D_h =$ | 3,2 m |
|---------|-------|

Como el empuje activo varía linealmente con la profundidad; tenemos las componentes horizontal y vertical:

| | |
|------------|-----------|
| $E_a =$ | 9,26 Tn/m |
| $\delta =$ | 23,33° |
| $\beta =$ | 90,00° |

En la teoría de **Coulomb** el **Ea** actúa formando un ángulo δ con la normal del muro, la fuerza no es horizontal generalmente. El **Ea** será horizontal solo cuando la pared del muro sea vertical $\beta = 90^\circ$ y el ángulo $\alpha = 0$

| |
|----------------------------------|
| $\omega = (90 + \alpha - \beta)$ |
| $\omega = 10,00^\circ$ |

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

| | |
|------------|-----------|
| $E_{ah} =$ | 9,12 Tn/m |
|------------|-----------|

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

| | |
|------------|-----------|
| $E_{av} =$ | 1,61 Tn/m |
|------------|-----------|

UTILIZANDO CRITERIO DE RANKINE

♣ Calculo del coeficiente de empuje activo K_a :

| | | |
|------------|----|---|
| $\alpha =$ | 10 | Ángulo del talud del terreno arriba del muro (Ángulo del terreno con la horizontal) |
| $\phi_2 =$ | 35 | Ángulo de fricción interna |

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

| | |
|-----------------|---------|
| $\cos \alpha =$ | 0,98481 |
| $\cos \phi_2 =$ | 0,819 |

| | |
|--------|-------|
| $ka =$ | 0,282 |
|--------|-------|

♣ Calculo del empuje activo E_a del suelo. (por unidad de longitud de muro):

| | | |
|--------------|------|-------------------|
| $\gamma_2 =$ | 1,85 | Tn/m ³ |
| H = | 6 | m |

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

| | |
|---------|-----------|
| $E_a =$ | 9,38 Tn/m |
|---------|-----------|

Aplicado a:

$$D_v = \frac{H}{3}$$

| | |
|---------|--------|
| $D_v =$ | 2,00 m |
|---------|--------|

Aplicado a:

$$D_h = B$$

| | |
|---------|--------|
| $D_h =$ | 3,20 m |
|---------|--------|

♣ Calculo del momento por el empuje activo M_a

$$M_a = E_a * D_v$$

| | |
|---------|-------------|
| $M_a =$ | 18,48 T-m/m |
|---------|-------------|

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

| | |
|------------|-----------|
| $E_a =$ | 9,38 Tn/m |
| $\alpha =$ | 10 |

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

En este sentido esta fuerza no es siempre horizontal.

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

| | |
|------------|-----------|
| $E_{ah} =$ | 9,24 Tn/m |
|------------|-----------|

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

| | |
|------------|-----------|
| $E_{av} =$ | 1,63 Tn/m |
|------------|-----------|

♣Calculo del empuje por sobrecarga Es

| | | |
|-------------|-------|-------------------|
| $\gamma_2=$ | 1,85 | Tn/m ³ |
| H= | 6 | m |
| ho= | 0,6 | m |
| ka= | 0,282 | |

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

| | |
|------------|-----------------|
| Es= | 1,88 T/m |
|------------|-----------------|

Aplicado a:

| |
|--------------|
| $D_{vs}=H/2$ |
|--------------|

| | |
|-------------|------------|
| Dvs= | 3 m |
|-------------|------------|

♣Calculo del momento por empuje de la sobrecarga Ms

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

| | |
|--------------|---------------------|
| M s = | 5,63 T-m / m |
|--------------|---------------------|

♣Calculo del empuje total del suelo Et

| | |
|-----|-----------|
| Ea= | 9,24 Tn/m |
| Es= | 1,88 T/m |

$$E_t = E_a + E_s$$

| | |
|------------|------------------|
| Et= | 11,12 T/m |
|------------|------------------|

♣Calculo del momento actuantes del suelo Mas

| | |
|-----|--------------|
| Ma= | 18,5 T-m/m |
| Ms= | 5,63 T-m / m |

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

| | |
|-------------|----------------------|
| Mas= | 24,11 T-m / m |
|-------------|----------------------|

CALCULO DEL EMPUJE EN CONDICIÓN PASIVA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO Kp

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

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

| | | |
|------------|----|---|
| $\beta =$ | 90 | Ángulo de la cara interna del muro con la horizontal |
| $\phi =$ | 24 | Ángulo de fricción interna (del relleno) |
| $\alpha =$ | 10 | Ángulo del talud de terreno del relleno con la horizontal |
| $\delta =$ | 16 | ángulo de fricción suelo muro = $(2/3 * \phi)$, según Terzaghi |

| | |
|--------------------------------|-------|
| $\text{sen}(\beta - \phi) =$ | 0,914 |
| $\text{sen}(\beta) =$ | 1 |
| $\text{sen}(\beta + \delta) =$ | 0,961 |
| $\text{sen}(\phi + \delta) =$ | 0,643 |
| $\text{sen}(\phi + \alpha) =$ | 0,559 |
| $\text{sen}(\alpha + \beta) =$ | 1 |

| | |
|------------|--------------|
| Kp= | 5,616 |
|------------|--------------|

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

| | | |
|--------------|-------|-------------------|
| $\gamma_1 =$ | 1,80 | Tn/m ³ |
| Df= | 1,5 | m |
| kp= | 5,616 | |

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

| | |
|------------|-----------|
| Ep= | 11,37 T/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= | 0,9 | m |
|------------|-----|---|

$$E_P = \frac{1}{2} * \gamma_1 * (Df^2 - h1^2) * K_P$$

| | |
|------------|----------|
| Ep= | 7,28 T/m |
|------------|----------|

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

| | |
|------------|-------|
| Dv= | 0,5 m |
|------------|-------|

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

| | | |
|------------|-------|-------------------|
| γ1= | 1,80 | Tn/m ³ |
| c1= | 3,00 | Tn/m ² |
| Df= | 1,5 | m |
| kp= | 5,616 | |

$$E_P = \frac{1}{2} * \gamma_1 * K_P * Df^2 + 2 * c_1 * \sqrt{K_P} * Df$$

| | |
|------------|-----------|
| Ep= | 32,70 T/m |
|------------|-----------|

CALCULO DE LAS FUERZAS VERTICALES ACTUANTES

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

| PESO Y MOMENTOS ESTABILIZANTES POR 1 METRO DE LONGITUD DE MURO | | | | | | | | | | |
|--|----------|------------|-------------------------------|------------------------|-------------|-------------|------------------------|--------------|--------------------|--------------------|
| Sección (Figura) | Base (m) | Altura (m) | Coef. Figura Rec=1 Triang=1/2 | Area (m ²) | Brazo X (m) | Brazo Y (m) | Peso Especifico (Tn/m) | Peso (Tn/m) | Momento X (Tn-m/m) | Momento Y (Tn-m/m) |
| 1,000 | 3,200 | 0,600 | 1,000 | 1,920 | 1,600 | 0,300 | 2,400 | 4,61 | 7,373 | 1,382 |
| 2,000 | 0,300 | 5,400 | 1,000 | 1,620 | 1,050 | 3,300 | 2,400 | 3,89 | 4,082 | 12,830 |
| 3,000 | 0,300 | 5,400 | 0,500 | 0,810 | 0,800 | 2,400 | 2,400 | 1,94 | 1,555 | 4,666 |
| 4,000 | 2,000 | 5,400 | 1,000 | 10,800 | 2,200 | 3,300 | 1,850 | 19,98 | 43,956 | 65,934 |
| 5,000 | 2,000 | 0,600 | 1,000 | 1,200 | 2,200 | 6,000 | 1,850 | 2,22 | 4,884 | 13,320 |
| 6,000 | | | | | 3,200 | 2,000 | | 1,63 | 5,214 | 3,258 |
| TOTAL | | | | | | | | 34,27 | 67,064 | 101,391 |

CALCULO POR PESO PROPIO

♣Calculo del peso propio Pp. Del muro de concreto. (Por metro de longitud de muro. para un peso especifico (Yc) del concreto de 2.4 Ton/ m3)

$$P_{\text{pmuro concreto}} = 10,44 \text{ Tn/m}$$

♣Calculo del momento por peso propio del muro de concreto Mppx

$$\sum M_{\text{ppx}} = 13,010 \text{ Tn-m/m}$$

$$\sum M_{\text{ppy}} = 18,878 \text{ Tn-m/m}$$

♣Calculo del centro de gravedad del por peso propio del muro de concreto

$$X_{cg} = \frac{\sum Mx}{\sum Pmc} \quad X_{cg} = 1,25 \text{ m}$$

$$Y_{cg} = \frac{\sum My}{\sum Pmc} \quad Y_{cg} = 1,81 \text{ m}$$

se debe cumplir:

$$P_{\text{pmuro concreto}} * X_{cg} = \sum M_{\text{ppx}} \quad 13,01 \text{ Tn-m/m}$$

CALCULO POR LA SOBRECARGA

♣Calculo de la sobrecarga q:

Es la altura de relleno equivalente a sobrecarga vehicular

| | | |
|--------------|------|-------------------|
| $\gamma_2 =$ | 1,85 | Tn/m ³ |
| Ho= | 0,6 | m |

$$q = \gamma_2 * h_o$$

| | | |
|-------|------|-------------------|
| $q =$ | 1,11 | Tn/m ² |
|-------|------|-------------------|

♣Calculo del peso total de la sobrecarga Ws:

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

$$L = T_m = 2,00 \text{ m}$$

$$W_s = q * L$$

| | |
|---------|-----------|
| $W_s =$ | 2,22 Tn/m |
|---------|-----------|

Aplicado a:

$$D_{ws} = L * 0,5 + B_p + P_m$$

| | |
|------------|--------|
| $D_{ws} =$ | 2,20 m |
|------------|--------|

♣Calculo del momento por la sobrecarga Ms:

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

| | |
|---------|-----------------|
| $M_s =$ | 4,88 Tn - m / m |
|---------|-----------------|

CALCULO DEL PESO TOTAL DEL RELLENO W_r

♣ Calculo del peso total del relleno W_r :

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

$$V_r = h_p * T_m * 1$$

$$V_r = 10,8 \text{ m}^3$$

$$W_r = \gamma_2 * V_r$$

$$W_r = 19,98 \text{ Tn/m}$$

Aplicado a:

$$D_{wr} = P_m + B_p + T_m/2$$

$$D_{wr} = 2,20 \text{ m}$$

♣ Calculo del momento del relleno por encima del talón M_r :

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

$$M_r = 43,96 \text{ Tn - m / m}$$

♣ Calculo del peso total del muro P_{total} :

$$P_{total} = 34,27 \text{ Tn/m}$$

CALCULO DE LA RESULTANTE DE LAS FUERZAS VERTICALES R_v :

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

$$P_{\text{pmuro concreto}} = 10,44 \text{ Tn/m}$$

$$W_s = 2,22 \text{ Tn/m}$$

$$W_r = 19,98 \text{ Tn/m}$$

$$E_{av} = 1,63 \text{ Tn/m}$$

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

$$R_v = 34,27 \text{ Tn/m}$$

Se debe cumplir que:

$$R_v = P_{total}$$

$$34,27 \text{ Tn/m} = 34,27 \text{ Tn/m} \text{ ok!!!}$$

CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE O ESTABILIZANTES DEL MURO M_e :

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

$$M_e = 67,06 \text{ Tn - m / m}$$

Se debe cumplir que:

$$M_e = \sum M_{xtotal}$$

$$67,1 = 67,1 \text{ ok!!!}$$

ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DEL MURO

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VOLTEO FSV

♣Calculo del momento de volteo Mv (Momento por empuje activo)

| | |
|-------------------|-----------|
| E _{ah} = | 9,24 Tn/m |
| H= | 6 m |

$$Mv = E_{ah} * (H/3) \quad \boxed{Mv = 18,48 \text{ Tn-m/m}}$$

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

| | | |
|------------------------|--------|--------|
| ΣMx _{total} = | 67,064 | Tn/m |
| Mv= | 18,48 | Tn-m/m |

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

$$3,63 > 2 \quad \text{Ok, cumple por volteo}$$

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

$$\boxed{Mv = 24,11 \text{ Tn - m / m}}$$

Momento estabilizante (Me)

Son las fuerzas que dan estabilidad al muro

$$\boxed{Me = 67,06 \text{ Tn - m / m}}$$

Entonces el factor de seguridad contra el volteo sera:

$$FSV = \frac{Me}{Mv}$$

$$2,78 > 2 \quad \text{Ok, cumple por volteo}$$

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO FSD

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

| | |
|----------------------|------------|
| P _{total} = | 34,27 Tn/m |
| E _{ah} = | 9,24 Tn/m |
| f= | 0,45 |

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

$$1,65 > 1,5 \quad \text{Ok, cumple por deslizamiento}$$

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.

| | | |
|-------------------|-------------|-------------------|
| c ₁ = | 3 | Tn/m ² |
| E _{av} = | 1,629219966 | Tn/m |
| B= | 3,2 | m |
| R _v = | 34,27 | Tn/m |
| E _p = | 7,28 | Tn/m |

| | |
|------------------|------|
| φ ₁ = | 24 ° |
| δ= | 16 ° |
| μ= | 0,29 |
| C'= | 1,5 |

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

$$\boxed{Fr = 22,37 \text{ Tn/m}}$$

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

| | | |
|-----|-------|------|
| Fr= | 22,37 | Tn/m |
| Et= | 11,12 | Tn/m |

$$FSD = \frac{Fr}{Et}$$

$$2,01 > 1,5 \quad \text{Ok, cumple por deslizamiento}$$

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

♣ Calculo 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= | 34,27 | Tn/m |
| ΣMx= | 67,06 | Tn/m |
| Mv= | 18,48 | Tn-m/m |

$$Xr = \frac{\sum Mx - Mv}{Rv}$$

| | |
|-----|---------|
| Xr= | 1,418 m |
|-----|---------|

♣ Calculo de la excentricidad de la fuerza resultante e.

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= | 3,20 m |
| Xr= | 1,42 m |

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

Medida desde centro de la base

| | | |
|------------------|--------|------------|
| e _x = | 0,18 m | Ok, cumple |
|------------------|--------|------------|

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

| | |
|--------------------|--------|
| e _{max} = | 0,53 m |
|--------------------|--------|

Se debe cumplir que e_x < e_{max}

| | | | |
|------|---|------|--------|
| 0,18 | < | 0,53 | OK !!! |
|------|---|------|--------|

♣ CALCULO DE LA PRESION DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACION (σ máx. mín.):

| | | |
|------------------|--------|------|
| Rv= | 34,27 | Tn/m |
| B= | 3,20 m | m |
| e _x = | 0,18 | m |

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

| | |
|--------------------|------|
| σ _{max} = | 1,44 |
|--------------------|------|

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

| | |
|--------------------|-----|
| σ _{min} = | 0,7 |
|--------------------|-----|

Se debe cumplir que σ_{max} < σ

| | | | |
|------|---|-----|------------|
| 1,44 | < | 2,5 | Ok, cumple |
|------|---|-----|------------|

Se debe cumplir que σ_{min} > 0

| | | | |
|-----|---|---|------------|
| 0,7 | > | 0 | Ok, cumple |
|-----|---|---|------------|

♣ Calculo de la capacidad de carga última del suelo de fundación (q_{ult})

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

Esfuerzo Efectivo al Nivel de Fondo de la Cimentación q :

$$q = \gamma_1 * Df \qquad q = 2,70 \text{ Tn/m}^2$$

Ancho Efectivo de la Cimentación

$$B' = B - 2e_x \qquad B' = 2,84 \text{ m}$$

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

$$N_c = (N_q - 1) / T_g(\phi) \qquad N_c = 19,32$$

$$N_q = e^{\pi * T_g(\phi)} * T_g^2(45 + \phi / 2) \qquad N_q = 9,60$$

$$N_y = (N_q + 1) * 2 * T_g(\phi) \qquad N_y = 9,44$$

Determinación de los Factores de Profundidad

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'} \qquad F_{cd} = 1,17$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_1 * (1 - \text{Sen } \phi_1)^2 * (Df / B') \qquad F_{qd} = 1,2$$

$$F_{yd} = 1.00 \qquad F_{yd} = 1$$

Determinación de los Factores de Inclinación de Carga

$$F_{ci} = (1 - \psi / 90^\circ)^2 \qquad F_{ci} = 1,31$$

$$F_{qi} = F_{qi} = F_{ci} \qquad F_{qi} = 1,31$$

$$F_{yi} = (1 - \psi / \phi^\circ) \qquad F_{yi} = 1,54$$

$$\psi = \tan^{-1}(E_a * \cos \beta^\circ / P_p) \qquad \psi = -12,94$$

Determinación de los Factores de Forma

$$F_{Sc} = 1 + (N_q / N_c) * (B' / L) \qquad F_{Sc} = 2,41$$

$$F_{qs} = 1 + (\tan \phi) * (B' / L) \qquad F_{qs} = 2,26$$

$$F_{ys} = 1 - 0.4 * (B' / L) \qquad F_{ys} = -0,13$$

Datos del Suelo de Fundación :

| | |
|--------------|------|
| $\gamma_1 =$ | 1,8 |
| $c_1 =$ | 3 |
| $\phi_1 =$ | 24 |
| $D_f =$ | 1,5 |
| $B =$ | 3,2 |
| $e_x =$ | 0,18 |

Longitud del muro "L":

$$L = 1$$

Además:

| | |
|---------|-------|
| $E_a =$ | 9,38 |
| $P_p =$ | 34,27 |

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

$$q_{ult} = c_1 * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + 0,5 * \gamma * B' * N_y * F_{yd} * F_{yi}$$

| | |
|-------------|---------------------------------|
| $q_{ult} =$ | 16,533 kg/cm² |
|-------------|---------------------------------|

♣Cálculo de los esfuerzos admisibles del suelo de fundación:

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

| | |
|--------------------------|---------------------------|
| $q_{ult} =$ | 16,533 kg/cm ² |
| $\sigma_{m\acute{a}x} =$ | 1,44 kg/cm ² |

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{ult}}{F_s}$$

$$\sigma_{adm} = 5,51$$

$$F_{SCARGA} = \frac{q_{ult}}{\sigma_{m\acute{a}x}}$$

$$F_{SCARGA} = 11,51$$

Se debe cumplir que: $F_{SCARGA} > 3$ **11,51 > 3** **OK!!!**

Se debe cumplir que: $\sigma_{m\acute{a}x} < \sigma_{adm}$ **1,44 < 5,51** **OK!!!**

ANÁLISIS CON SISMO DE MURO DE CONTENCIÓN

ANÁLISIS POR SISMO

NOMENCLATURA Y PARAMETROS

| | | |
|---------------|-------|---|
| Z | 0,25 | Factor de zona |
| fa | 1,4 | |
| δ | | fricción suelo |
| i | | ángulo del material del suelo con la horizontal |
| β | | ángulo de inclinación del muro con la vertical |
| kho | 0,35 | |
| kh | 0,21 | coeficiente de aceleración horizontal |
| kv | 0,140 | coeficiente de aceleración vertical |
| coeficiente θ | 1,5 | |

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

Ubicada en el centro de gravedad del muro

| | |
|-----------------|-----------|
| Pmuroconcreto = | 10,44 T/m |
| Kh = | 0,21 |

$$F_{spp} = kh * Pmc$$

$$F_{spp} = 2,19 \text{ Tn/m}$$

Aplicado a

$$X_{cg} = 1,25 \text{ m}$$

$$Y_{cg} = 1,81 \text{ m}$$

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

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

$$M_{spp} = 2,73 \text{ Tn-m/m}$$

CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE PRESIÓN DINAMICA ACTIVA K_{ae}

Determinado por la Ecuación de Mononobe Okabe:

Para: $\alpha < \phi_2 - \theta$

$$10 < 33,50$$

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

| | |
|------------------|------------|
| β = | 90 |
| φ ₂ = | 35 |
| α = | 10 |
| δ = | 23,3333333 |
| θ = | 1,50 |

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*E), según Terzaghi

| | |
|--------------|-----------|
| sen (β+φ-θ)= | 0,834 |
| cos (θ)= | 0,9996576 |
| sen (β)= | 1,000 |
| sen (β-δ-θ)= | 0,908 |

| | |
|--------------|----------|
| sen (φ+δ)= | 0,851 |
| sen (φ-α-θ)= | 0,398758 |
| sen (β-δ-θ)= | 0,908 |
| sen (β+α)= | 0,985 |

$$K_{ae} = 0,30$$

CÁLCULO DEL INCREMENTO DINAMICO DEL EMPUJE ACTIVO (Δ Dea)

| | |
|-------------------|-----------------------|
| γ ₂ = | 1,9 Tn/m ³ |
| H= | 6 m |
| K _{ae} = | 0,297 |
| K _a = | 0,282 |
| K _v = | 0,14 |

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

$$\Delta Dea = 0,43 \text{ Tn/m}$$

Aplicado a:

$$Dvd = \frac{2}{3} * H$$

$$Dvd = 4,00 \text{ m}$$

CÁLCULO DEL MOMENTO DE INCREMENTO DINAMICO DEL EMPUJE ACTIVO (Momento por Empuje Sismico); M_{sis} :

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

$$M_{sis} = 1,73 \text{ Tn - m/m}$$

CÁLCULO DEL EMPUJE TOTAL (Et = Ea + ΔDEa + F_{spp})

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

| | |
|--------------------|-----------|
| Ea= | 9,24 Tn/m |
| ΔDEA= | 0,43 Tn/m |
| F _{spp} = | 2,19 Tn/m |

$$Et = Ea + \Delta DEa + F_{spp}$$

$$Et = 11,86 \text{ Tn/m}$$

CALCULO DE LA RESULTANTE DE LAS FUERZAS VERTICALES Rv :

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

| | |
|-----------------|------------|
| Pmuroconcreto = | 10,44 Tn/m |
| Wr= | 19,98 Tn/m |

$$Rv = Pp + Wr$$

$$Rv = 32,05 \text{ Tn/m}$$

CALCULO 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.

$$Mas = 24,46 \text{ Tn-m/m}$$

ANALISIS 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

$$Mv = 24,46 \text{ Tn-m/m}$$

Momento de Estabilizante (Me)

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

$$Me = 67,06 \text{ Tn-m/m}$$

Entonces el Factor de Seguridad Contra el Volteo será:

$$FSV = \frac{Me}{Mv}$$

$$FSV = 2,74$$

$$2,74 > 2 \quad \text{OK!!!}$$

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO FSD

♣ CALCULO 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= | 3 |
| φ1= | 24 |
| Eav= | 1,62921997 |
| Rv= | 32,05 |
| B= | 3,2 |

| | |
|-----|-------|
| Ep= | 7,28 |
| δ = | 16,00 |
| μ= | 0,29 |
| c'= | 1,5 |

$$Fr = \mu * (Rv + Eav) + c' * B + Ep$$

$$Fr = 21,74$$

Entonces el Factor de Seguridad Contra el Deslizamiento será:

| | |
|---------|------------|
| Fr= | 21,74 Tn/m |
| Eah=Et= | 11,86 Tn/m |

$$FSD = \frac{Fr}{Et}$$

$$FSD = 1,8$$

$$1,8 > 1,5 \quad \text{OK!!!}$$

CALCULO DEL EMPUJE EN CONDICION PASIVA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO Kp:

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

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

| | |
|-----|----|
| β = | 90 |
| φ1= | 24 |
| α = | 10 |
| δ = | 16 |

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*δ), según Terzaghi

| | |
|------------|-------|
| sen (β-φ)= | 0,914 |
| sen (β)= | 1 |
| sen (β+δ)= | 0,961 |

| | |
|------------|-------|
| sen (φ+δ)= | 0,643 |
| sen (φ+α)= | 0,559 |
| sen (α+β)= | 1 |

$$kp = 5,62$$

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

| | |
|-----|------|
| γ1= | 1,8 |
| Df= | 1,5 |
| Kp= | 5,62 |

$$Ep = (0,5 * \gamma1 * Df^2) * Kp$$

$$Ep = 11,37 \text{ Tn/m}$$

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:

$$h_1 = 0,9$$

$$E_p = 0,5 * \gamma_1 * (Df^2 - h_1^2) * Kp$$

$$E_p = 7,28 \text{ Tn/m}$$

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

$$D_v = 1,00 \text{ Tn/m}$$

CALCULO 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= | 3,00 Tn/m ² |
| φ1= | 24 ° |
| Eav= | 1,63 Tn/m |
| B= | 3,20 m |
| Rv= | 32,05 Tn/m |

| | |
|-----|-----------|
| Ep= | 7,28 Tn/m |
| δ= | 16,00 |
| μ= | 0,29 |
| c'= | 1,5 |

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

$$F_r = 21,74$$

Entonces el Factor de Seguridad Contra el Deslizamiento será:

| | |
|---------|------------|
| Fr= | 21,74 Tn/m |
| Eah=Et= | 11,86 Tn/m |

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

$$FSD = 1,83$$

$$1,83 > 1,5 \text{ OK!!!}$$

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

♣ CALCULO 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= | 32,05 Tn/m |
| Me= | 67,06 Tn/m |
| Mas= | 24,46 Tn/m |

$$X_r = \frac{\sum Me - Mas}{R_v}$$

$$X_r = 1,33$$

♣ CALCULO 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= | 3,20 m |
| Xr= | 1,33 m |

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

$$e_x = 0,27 \text{ m}$$

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

$$e_{max} = 0,53 \text{ m}$$

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

$$0,27 < 0,53 \text{ OK !!!}$$

♣ CALCULO DE LA PRESION DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACION (σ máx, mín) :

| | |
|-----|------------|
| Rv= | 32,05 Tn/m |
| B= | 3,20 m |
| ex= | 0,27 m |

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

$$\sigma_{max} = 1,51$$

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

$$\sigma_{min} = 0,5$$

Se debe cumplir que $\sigma_{max} < \sigma$

$$1,51 < 2,5 \text{ OK !!!}$$

Se debe cumplir que $\sigma_{min} > 0$

$$0,5 > 0 \text{ OK !!!}$$

♣ **Calculo de la capacidad de carga última del suelo de fundación (q_{ult})**

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

Esfuerzo Efectivo al Nivel de Fondo de la Cimentación q :

$q = \gamma_1 * Df$ $q =$ 2,70 Tn/m²

Ancho Efectivo de la Cimentación

$B' = B - 2ex$ $B' =$ 2,66 m

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

$N_c = (Nq - 1) / Tg(\phi)$ $N_c =$ 19,32

$Nq = e^{N * Tg(\phi)} * Tg^2(45 + \phi / 2)$ $Nq =$ 9,60

$Ny = (Nq + 1) * 2 * Tg(\phi)$ $Ny =$ 9,44

Determinación de los Factores de Profundidad

$F_{cd} = F_{qt} - \frac{1 - F_{qt}}{N_c \tan \phi'}$ $F_{cd} =$ 1,18

$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_1 * (1 - \text{Sen } \phi_1)^2 * (Df / B')$ $F_{qd} =$ 1,2

$F_{yd} = 1,00$ $F_{yd} =$ 1

Determinación de los Factores de Inclinación de Carga

$F_{ci} = (1 - \psi / 90^\circ)^2$ $F_{ci} =$ 1,31

$F_{qi} = F_{ci} = F_{ci}$ $F_{qi} =$ 1,31

$F_{yi} = (1 - \psi / \phi^\circ)$ $F_{yi} =$ 1,54

$\psi = \text{Tan}^{-1}(Ea * \text{Cos } \beta^\circ / Pp)$ $\psi =$ -12,94

Determinación de los Factores de Forma

$F_{sc} = 1 + (Nq / Nc) * (B' / L)$ $F_{sc} =$ 2,32

$F_{qs} = 1 + (Tg \phi) * (B' / L)$ $F_{qs} =$ 2,18

$F_{ys} = 1 - 0,4 * (B' / L)$ $F_{ys} =$ -0,06

Datos del Suelo de Fundación :

| | |
|--------------|------|
| $\gamma_1 =$ | 1,8 |
| $c_1 =$ | 3 |
| $\phi_1 =$ | 24 |
| $Df =$ | 1,5 |
| $B =$ | 3,2 |
| $ex =$ | 0,27 |

Longitud del muro "L":

$L =$ 1

Además:

| | |
|--------|-------|
| $Ea =$ | 9,38 |
| $Pp =$ | 34,27 |

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

$q_{ult} = c_1 * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + 0,5 * \gamma * B' * N_y * F_{yd} * F_{yi}$

$q_{ult} =$ 16,424 kg/cm²

♣ **Calculo de los esfuerzos admisibles del suelo de fundación:**

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

| | |
|------------------|---------------------------|
| $q_{ult} =$ | 16,424 kg/cm ² |
| $\sigma_{máx} =$ | 1,51 kg/cm ² |

$\sigma_{adm} = \frac{q_{ult}}{F_S}$

$\sigma_{adm} =$ 7,28

$F_{SCARGA} = \frac{q_{ult}}{\sigma_{máx}}$

$F_{SCARGA} =$ 10,88

Se debe cumplir que: $F_{SCARGA} > 3$

10,88 > 3 **OK!!!**

Se debe cumplir que: $\sigma_{máx} < \sigma_{adm}$

1,51 < 7,28 **OK!!!**

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MURO

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

CÁLCULO DEL EMPUJE EN CONDICIÓN ACTIVA

UTILIZANDO CRITERIO DE COULOMB

♣ Cálculo del coeficiente de empuje activo K_a :

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

| | | |
|------------|------------|---|
| $\beta =$ | 90 | Ángulo de la cara interna del muro con la horizontal |
| $\phi =$ | 35 | Ángulo de fricción interna (del relleno) |
| $\alpha =$ | 10 | Ángulo del talud de terreno del relleno con la horizontal |
| $\delta =$ | 23,3333333 | ángulo de fricción suelo muro = $(2/3 * \phi)$, según Terzaghi |

| | |
|--------------------------------|-------|
| $\text{sen}(\beta + \phi) =$ | 0,819 |
| $\text{sen}(\beta) =$ | 1 |
| $\text{sen}(\beta - \delta) =$ | 0,918 |
| $\text{sen}(\phi + \delta) =$ | 0,851 |
| $\text{sen}(\phi - \alpha) =$ | 0,423 |
| $\text{sen}(\alpha + \beta) =$ | 1 |

| | |
|---------------------------|--------------|
| $K_a =$ | 0,278 |
|---------------------------|--------------|

♣ Cálculo del empuje activo E_a . (por unidad de longitud de muro):

| | | |
|--------------|-------|-------------------|
| $\gamma_2 =$ | 1,85 | Tn/m ³ |
| $H =$ | 8 | m |
| $B =$ | 4 | m |
| $k_a =$ | 0,278 | |

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

| | |
|---------------------------|-------------------|
| $E_a =$ | 16,46 Tn/m |
|---------------------------|-------------------|

Aplicado a:

$$D_v = \frac{H}{3}$$

| | |
|---------|--------|
| $D_v =$ | 2,67 m |
|---------|--------|

Aplicado a:

$$D_h = B$$

| | |
|---------|-------|
| $D_h =$ | 4,0 m |
|---------|-------|

Como el empuje activo varía linealmente con la profundidad; tenemos las componentes horizontal y vertical:

| | |
|------------|------------|
| $E_a =$ | 16,46 Tn/m |
| $\delta =$ | 23,33 ° |
| $\beta =$ | 90,00 ° |

En la teoría de **Coulomb** el E_a actúa formando un ángulo δ con la normal del muro, la fuerza no es horizontal generalmente. El E_a será horizontal solo cuando la pared del muro sea vertical $\beta = 90^\circ$ y el ángulo $\alpha = 0$

$$\omega = (90 + \alpha - \beta)$$

$$\omega = 10,00^\circ$$

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

$$E_{ah} = 16,21 \text{ Tn/m}$$

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

$$E_{av} = 2,86 \text{ Tn/m}$$

UTILIZANDO CRITERIO DE RANKINE

♣Cálculo del coeficiente de empuje activo K_a :

| | | |
|------------|----|---|
| $\alpha =$ | 10 | Ángulo del talud del terreno arriba del muro (Ángulo del terreno con la horizontal) |
| $\phi_2 =$ | 35 | Ángulo de fricción interna |

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

| | |
|-----------------|---------|
| $\cos \alpha =$ | 0,98481 |
| $\cos \phi_2 =$ | 0,819 |

$$k_a = 0,282$$

♣Cálculo del empuje activo E_a del suelo. (por unidad de longitud de muro):

| | | |
|--------------|------|-------------------|
| $\gamma_2 =$ | 1,85 | Tn/m ³ |
| H= | 8 | m |

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

$$E_a = 16,68 \text{ Tn/m}$$

Aplicado a:

$$D_v = \frac{H}{3}$$

$$D_v = 2,67 \text{ m}$$

Aplicado a:

$$D_h = B$$

$$D_h = 4,00 \text{ m}$$

♣Cálculo del momento por el empuje activo M_a

$$M_a = E_a * D_v$$

$$M_a = 43,80 \text{ T-m/m}$$

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

| | |
|------------|------------|
| $E_a =$ | 16,68 Tn/m |
| $\alpha =$ | 10 |

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

En este sentido esta fuerza no es siempre horizontal.

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

$$E_{ah} = 16,43 \text{ Tn/m}$$

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

$$E_{av} = 2,90 \text{ Tn/m}$$

♣Calculo del empuje por sobrecarga Es

| | | |
|-------------|-------|-------------------|
| $\gamma_2=$ | 1,85 | Tn/m ³ |
| H= | 8 | m |
| ho= | 0,6 | m |
| ka= | 0,282 | |

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

| | |
|------------|-----------------|
| Es= | 2,50 T/m |
|------------|-----------------|

Aplicado a:

| |
|----------------|
| $D_{vs} = H/2$ |
|----------------|

| | |
|-------------|------------|
| Dvs= | 4 m |
|-------------|------------|

♣Calculo del momento por empuje de la sobrecarga Ms

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

| | |
|-------------|----------------------|
| Ms = | 10,01 T-m / m |
|-------------|----------------------|

♣Calculo del empuje total del suelo Et

| | |
|-----|------------|
| Ea= | 16,43 Tn/m |
| Es= | 2,50 T/m |

$$E_t = E_a + E_s$$

| | |
|------------|------------------|
| Et= | 18,93 T/m |
|------------|------------------|

♣Calculo del momento actuantes del suelo Mas

| | |
|-----|---------------|
| Ma= | 43,8 T-m/m |
| Ms= | 10,01 T-m / m |

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

| | |
|-------------|----------------------|
| Mas= | 53,81 T-m / m |
|-------------|----------------------|

CALCULO DEL EMPUJE EN CONDICIÓN PASIVA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO Kp

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

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

| | | |
|------------|----|---|
| $\beta =$ | 90 | Ángulo de la cara interna del muro con la horizontal |
| $\phi =$ | 24 | Ángulo de fricción interna (del relleno) |
| $\alpha =$ | 10 | Ángulo del talud de terreno del relleno con la horizontal |
| $\delta =$ | 16 | ángulo de fricción suelo muro = $(2/3 * \phi)$, según Terzaghi |

| | |
|---------------------------|-------|
| sen ($\beta - \phi$)= | 0,914 |
| sen (β)= | 1 |
| sen ($\beta + \delta$)= | 0,961 |
| sen ($\phi + \delta$)= | 0,643 |
| sen ($\phi + \alpha$)= | 0,559 |
| sen ($\alpha + \beta$)= | 1 |

| | |
|------------|--------------|
| Kp= | 5,616 |
|------------|--------------|

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

| | | |
|-------------|-------|-------------------|
| $\gamma_1=$ | 1,80 | Tn/m ³ |
| Df= | 1,5 | m |
| kp= | 5,616 | |

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

| | |
|-----|-----------|
| Ep= | 11,37 T/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

| | | |
|-----|-----|---|
| h1= | 0,7 | m |
|-----|-----|---|

$$E_p = \frac{1}{2} * \gamma_1 * (Df^2 - h1^2) * K_p$$

| | |
|-----|----------|
| Ep= | 8,90 T/m |
|-----|----------|

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

| | |
|-----|-------|
| Dv= | 0,5 m |
|-----|-------|

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

| | | |
|--------------|-------|-------------------|
| γ_1 = | 1,80 | Tn/m ³ |
| c1= | 3,00 | Tn/m ² |
| Df= | 1,5 | m |
| kp= | 5,616 | |

$$E_p = \frac{1}{2} * \gamma_1 * K_p * Df^2 + 2 * c_1 * \sqrt{K_p} * Df$$

| | |
|-----|-----------|
| Ep= | 32,70 T/m |
|-----|-----------|

CALCULO DE LAS FUERZAS VERTICALES ACTUANTES

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

| PESO Y MOMENTOS ESTABILIZANTES POR 1 METRO DE LONGITUD DE MURO | | | | | | | | | | |
|--|----------|------------|------------------------------|------------------------|-------------|-------------|------------------------|-------------|--------------------|--------------------|
| Sección (Figura) | Base (m) | Altura (m) | Cof. Figura Rec=1 Triang=1/2 | Area (m ²) | Braza X (m) | Braza Y (m) | Peso Específico (Tn/m) | Peso (Tn/m) | Momento X (Tn-m/m) | Momento Y (Tn-m/m) |
| 1,000 | 4,000 | 0,800 | 1,000 | 3,200 | 2,000 | 0,400 | 2,400 | 7,68 | 15,360 | 3,072 |
| 2,000 | 0,500 | 7,200 | 1,000 | 3,600 | 1,350 | 4,400 | 2,400 | 8,64 | 11,664 | 38,016 |
| 3,000 | 0,300 | 7,200 | 0,500 | 1,080 | 1,000 | 3,200 | 2,400 | 2,59 | 2,592 | 8,294 |
| 4,000 | 2,400 | 7,200 | 1,000 | 17,280 | 2,800 | 4,400 | 1,850 | 31,97 | 89,510 | 140,659 |
| 5,000 | 2,400 | 0,600 | 1,000 | 1,440 | 2,800 | 8,000 | 1,850 | 2,66 | 7,459 | 21,312 |
| 6,000 | | | | | 4,000 | 2,667 | | 2,90 | 11,586 | 7,724 |
| TOTAL | | | | | | | | 56,44 | 138,171 | 219,077 |

CALCULO POR PESO PROPIO

♣Calculo del peso propio Pp. Del muro de concreto. (Por metro de longitud de muro, para un peso específico (Yc) del concreto de 2,4 Ton/ m3)

$$P_{\text{pmuro concreto}} = 18,91 \text{ Tn/m}$$

♣Calculo del momento por peso propio del muro de concreto Mppx

$$\sum M_{\text{ppx}} = 29,616 \text{ Tn-m/m}$$

$$\sum M_{\text{ppy}} = 49,382 \text{ Tn-m/m}$$

♣Calculo del centro de gravedad del por peso propio del muro de concreto

$$X_{cg} = \frac{\sum Mx}{\sum Pmc} \quad X_{cg} = 1,57 \text{ m}$$

$$Y_{cg} = \frac{\sum My}{\sum Pmc} \quad Y_{cg} = 2,61 \text{ m}$$

se debe cumplir:

$$P_{\text{pmuro concreto}} * X_{cg} = \sum M_{\text{ppx}} \quad 29,62 \text{ Tn-m/m}$$

CALCULO POR LA SOBRECARGA

♣Calculo de la sobrecarga q:

Es la altura de relleno equivalente a sobrecarga vehicular

| | | |
|--------------|------|-------------------|
| $\gamma_2 =$ | 1,85 | Tn/m ³ |
| $h_o =$ | 0,6 | m |

$$q = \gamma_2 * h_o$$

$$q = 1,11 \text{ Tn/m}^2$$

♣Calculo del peso total de la sobrecarga Ws:

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

$$L = T_m = 2,40 \text{ m}$$

$$W_s = q * L \quad W_s = 2,66 \text{ Tn/m}$$

Aplicado a:

$$D_{ws} = L * 0,5 + B_p + P_m \quad D_{ws} = 2,80 \text{ m}$$

♣Calculo del momento por la sobrecarga Ms:

$$M_s = W_s * D_{ws} \quad M_s = 7,46 \text{ Tn - m / m}$$

CALCULO DEL PESO TOTAL DEL RELLENO W_r

♣Calculo del peso total del relleno W_r :

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

$$V_r = h_p * T_m * 1 \quad V_r = 17,28 \text{ m}^3$$

$$W_r = \gamma_2 * V_r \quad W_r = 31,97 \text{ Tn/m}$$

Aplicado a:

$$D_{wr} = P_m + B_p + T_m/2 \quad D_{wr} = 2,80 \text{ m}$$

♣Calculo del momento del relleno por encima del talón M_r :

$$M_r = W_r * D_{wr} \quad M_r = 89,51 \text{ Tn} \cdot \text{m} / \text{m}$$

♣Calculo del peso total del muro P_{total} :

$$P_{total} = 56,44 \text{ Tn/m}$$

CALCULO DE LA RESULTANTE DE LAS FUERZAS VERTICALES R_v :

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

$$P_{pmuro \text{ concreto}} = 18,91 \text{ Tn/m}$$

$$W_s = 2,66 \text{ Tn/m}$$

$$W_r = 31,97 \text{ Tn/m}$$

$$E_{av} = 2,90 \text{ Tn/m}$$

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

$$R_v = 56,44 \text{ Tn/m}$$

Se debe cumplir que:

$$R_v = P_{total}$$

$$56,44 \text{ Tn/m} = 56,44 \text{ Tn/m} \quad \text{ok!!!}$$

CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE O ESTABILIZANTES DEL MURO M_e :

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

$$M_e = 138,17 \text{ Tn} \cdot \text{m} / \text{m}$$

Se debe cumplir que:

$$M_e = \sum M_{xtotal}$$

$$138,2 = 138,2 \quad \text{ok!!!}$$

ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DEL MURO

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VOLTEO FSV

♣Calculo del momento de volteo Mv (Momento por empuje activo)

| | |
|-------------------|------------|
| E _{ah} = | 16,43 Tn/m |
| H= | 8 m |

$$Mv = E_{ah} * (H/3)$$

| | |
|-----|--------------|
| Mv= | 43,80 Tn-m/m |
|-----|--------------|

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

| | |
|------------------------|--------------|
| ∑M _x total= | 138,171 Tn/m |
| Mv= | 43,80 Tn-m/m |

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

| | | | |
|------|---|---|-----------------------|
| 3,15 | > | 2 | Ok, 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= | 53,81 Tn - m / m |
|-----|------------------|

Momento estabilizante (Me)

Son las fuerzas que dan estabilidad al muro

| | |
|-----|-------------------|
| Me= | 138,17 Tn - m / m |
|-----|-------------------|

Entonces el factor de seguridad contra el volteo sera:

$$FSV = \frac{Me}{Mv}$$

| | | | |
|------|---|---|-----------------------|
| 2,57 | > | 2 | Ok, cumple por volteo |
|------|---|---|-----------------------|

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO FSD

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

| | |
|----------------------|------------|
| P _{total} = | 56,44 Tn/m |
| E _{ah} = | 16,43 Tn/m |
| f= | 0,45 |

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

| | | | |
|------|---|-----|------------------------------|
| 1,53 | > | 1,5 | Ok, 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.

| | |
|-------------------|---------------------|
| c ₁ = | 3 Tn/m ² |
| E _{av} = | 2,896391051 Tn/m |
| B= | 4 m |
| R _v = | 56,44 Tn/m |
| E _p = | 8,90 Tn/m |

| | |
|------------------|------|
| φ _l = | 24 ° |
| δ= | 16 ° |
| μ= | 0,29 |
| C _l = | 1,5 |

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

| | |
|-----|------------|
| Fr= | 31,91 Tn/m |
|-----|------------|

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

| | |
|------------------|------------|
| Fr= | 31,91 Tn/m |
| E _t = | 18,93 Tn/m |

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

| | | | |
|------|---|-----|------------------------------|
| 1,69 | > | 1,5 | Ok, cumple por deslizamiento |
|------|---|-----|------------------------------|

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

♣ Calculo 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= | 56,44 | Tn/m |
| ΣMx= | 138,17 | Tn/m |
| Mv= | 43,80 | Tn-m/m |

$$Xr = \frac{\sum Mx - Mv}{Rv}$$

| | |
|-----|---------|
| Xr= | 1,672 m |
|-----|---------|

♣ Calculo de la excentricidad de la fuerza resultante e.

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= | 4,00 m |
| Xr= | 1,67 m |

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

| | | | |
|--------------------------------|------------------|--------|------------|
| Medida desde centro de la base | e _x = | 0,33 m | Ok, cumple |
|--------------------------------|------------------|--------|------------|

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

| | |
|--------------------|--------|
| e _{max} = | 0,67 m |
|--------------------|--------|

Se debe cumplir que e_x < e_{max}

| | | | |
|------|---|------|--------|
| 0,33 | < | 0,67 | OK !!! |
|------|---|------|--------|

♣ CALCULO DE LA PRESION DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACION (σ máx, mín):

| | | |
|------------------|--------|------|
| Rv= | 56,44 | Tn/m |
| B= | 4,00 m | m |
| e _x = | 0,33 | m |

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

| | |
|--------------------|------|
| σ _{max} = | 2,11 |
|--------------------|------|

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

| | |
|--------------------|-----|
| σ _{min} = | 0,7 |
|--------------------|-----|

Se debe cumplir que σ_{max} < σ

| | | | |
|------|---|-----|------------|
| 2,11 | < | 2,5 | Ok, cumple |
|------|---|-----|------------|

Se debe cumplir que σ_{min} > 0

| | | | |
|-----|---|---|------------|
| 0,7 | > | 0 | Ok, cumple |
|-----|---|---|------------|

♣ Calculo de la capacidad de carga última del suelo de fundación (q_{ult})

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

Esfuerzo Efectivo al Nivel de Fondo de la Cimentación q :

$$q = \gamma_1 * D_f$$

| | |
|----|------------------------|
| q= | 2,70 Tn/m ² |
|----|------------------------|

Ancho Efectivo de la Cimentación

$$B' = B - 2e_x$$

| | |
|-----|--------|
| B'= | 3,34 m |
|-----|--------|

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

$$N_c = (N_q - 1) / T_g(\phi)$$

| | |
|-----|-------|
| Nc= | 19,32 |
|-----|-------|

$$N_q = e^{n * T_g(\phi)} * T_g^2(45 + \phi / 2)$$

| | |
|-----|------|
| Nq= | 9,60 |
|-----|------|

$$N_y = (N_q + 1) * 2 * T_g(\phi)$$

| | |
|-----|------|
| Ny= | 9,44 |
|-----|------|

Determinación de los Factores de Profundidad

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$$

| | |
|------|------|
| Fcd= | 1,14 |
|------|------|

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_1 * (1 - \text{Sen } \phi_1)^2 * (D_f / B')$$

$$F_{qd} = 1,1$$

$$F_{yd} = 1.00$$

$$F_{yd} = 1$$

Determinación de los Factores de Inclinación de Carga

$$F_{ci} = (1 - \psi / 90^\circ)^2$$

$$F_{ci} = 1,33$$

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

$$F_{qi} = 1,33$$

$$F_{yi} = (1 - \psi / \phi^\circ)$$

$$F_{yi} = 1,58$$

$$\psi = \text{Tan}^{-1} (E_a * \text{Cos } \beta^\circ / P_p)$$

$$\psi = -13,93$$

Determinación de los Factores de Forma

$$F_{Sc} = 1 + (N_q / N_c) * (B' / L)$$

$$F_{Sc} = 2,66$$

$$F_{qs} = 1 + (\text{Tg } \phi) * (B' / L)$$

$$F_{qs} = 2,49$$

$$F_{ys} = 1 - 0.4 * (B' / L)$$

$$F_{ys} = -0,34$$

Datos del Suelo de Fundación :

| | |
|--------------|------|
| $\gamma_1 =$ | 1,8 |
| $c_1 =$ | 3 |
| $\phi_1 =$ | 24 |
| $D_f =$ | 1,5 |
| $B =$ | 4 |
| $e_x =$ | 0,33 |

Longitud del muro "L":

$$L = 1$$

Además:

| | |
|---------|-------|
| $E_a =$ | 16,68 |
| $P_p =$ | 56,44 |

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

$$q_{ult} = c_1 * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + 0,5 * \gamma * B' * N_y * F_{yd} * F_{yi}$$

| | |
|-------------|---------------------------|
| $q_{ult} =$ | 17,276 kg/cm ² |
|-------------|---------------------------|

♣ Cálculo de los esfuerzos admisibles del suelo de fundación:

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

| | |
|------------------|---------------------------|
| $q_{ult} =$ | 17,276 kg/cm ² |
| $\sigma_{max} =$ | 2,11 kg/cm ² |

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS}$$

$$\sigma_{adm} = 5,76$$

$$FS_{CARGA} = \frac{q_{ult}}{\sigma_{máx}}$$

$$FS_{CARGA} = 8,21$$

Se debe cumplir que: $FS_{CARGA} > 3$

| | | |
|------|---|---|
| 8,21 | > | 3 |
|------|---|---|

 OK!!!

Se debe cumplir que: $\sigma_{máx} < \sigma_{adm}$

| | | |
|------|---|------|
| 2,11 | < | 5,76 |
|------|---|------|

 OK!!!

ANÁLISIS CON SISMO DE MURO DE CONTENCIÓN

ANÁLISIS POR SISMO

NOMENCLATURA Y PARAMETROS

| | | |
|----------------------|-------|---|
| Z | 0,25 | Factor de zona |
| fa | 1,4 | |
| δ | | fricción suelo |
| i | | ángulo del material del suelo con la horizontal |
| β | | ángulo de inclinación del muro con la vertical |
| kho | 0,35 | |
| kh | 0,21 | coeficiente de aceleración horizontal |
| kv | 0,140 | coeficiente de aceleración vertical |
| coeficiente θ | 1,5 | |

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

Ubicada en el centro de gravedad del muro

| | |
|-----------------|-----------|
| Pmuroconcreto = | 18,91 T/m |
| Kh= | 0,21 |

$$F_{spp} = kh * Pmc \quad \boxed{F_{spp} = 3,97 \text{ Tn/m}}$$

Aplicado a

| | | | |
|------------|--------|------------|--------|
| $X_{cg} =$ | 1,57 m | $Y_{cg} =$ | 2,61 m |
|------------|--------|------------|--------|

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

$$M_{spp} = F_{spp} * X_{cg} \quad \boxed{M_{spp} = 6,22 \text{ Tn-m/m}}$$

CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE PRESIÓN DINAMICA ACTIVA K_{ae}

Determinado por la Ecuación de Mononobe Okabe:

Para: $\alpha < \phi_2 - \theta$ $10 < 33,50$

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

| | |
|------------|------------|
| $\beta =$ | 90 |
| $\phi_2 =$ | 35 |
| $\alpha =$ | 10 |
| $\delta =$ | 23,3333333 |
| $\theta =$ | 1,50 |

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

| | |
|---|-----------|
| $\text{sen}(\beta + \phi - \theta) =$ | 0,834 |
| $\text{cos}(\theta) =$ | 0,9996576 |
| $\text{sen}(\beta) =$ | 1,000 |
| $\text{sen}(\beta - \delta - \theta) =$ | 0,908 |

| | |
|---|----------|
| $\text{sen}(\phi + \delta) =$ | 0,851 |
| $\text{sen}(\phi - \alpha - \theta) =$ | 0,398758 |
| $\text{sen}(\beta - \delta - \theta) =$ | 0,908 |
| $\text{sen}(\beta + \alpha) =$ | 0,985 |

$$\boxed{K_{ae} = 0,30}$$

CÁLCULO DEL INCREMENTO DINAMICO DEL EMPUJE ACTIVO (ΔDea)

| | |
|--------------|-----------------------|
| $\gamma_2 =$ | 1,9 Tn/m ³ |
| H= | 8 m |
| $K_{ae} =$ | 0,297 |
| $K_a =$ | 0,282 |
| $K_v =$ | 0,14 |

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

$$\boxed{\Delta Dea = 0,77 \text{ Tn/m}}$$

Aplicado a:

$$Dvd = \frac{2}{3} * H \quad \boxed{Dvd = 5,33 \text{ m}}$$

CÁLCULO DEL MOMENTO DE INCREMENTO DINAMICO DEL EMPUJE ACTIVO (Momento por Empuje Sismico); M_{sis} :

$$M_{sis} = \Delta DEa * Dvd \quad \boxed{M_{sis} = 4,10 \text{ Tn - m/m}}$$

CÁLCULO DEL EMPUJE TOTAL ($E_t = E_a + \Delta DEa + F_{spp}$)

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

| | |
|----------------|------------|
| $E_a =$ | 16,43 Tn/m |
| $\Delta DEa =$ | 0,77 Tn/m |
| $F_{spp} =$ | 3,97 Tn/m |

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

$$\boxed{E_t = 21,17 \text{ Tn/m}}$$

CALCULO DE LA RESULTANTE DE LAS FUERZAS VERTICALES Rv :

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

| | |
|-----------------|-----------|
| Pmuroconcreto = | 18,91 T/m |
| Wr= | 31,97 T/m |

$$Rv = Pp + Wr$$

$$Rv = 53,78 \text{ Tn/m}$$

CALCULO 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.

$$Mas = 58,95 \text{ Tn-m/m}$$

ANALISIS 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

$$Mv = 58,95 \text{ Tn-m/m}$$

Momento de Estabilizante (Me)

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

$$Me = 138,17 \text{ Tn-m/m}$$

Entonces el Factor de Seguridad Contra el Volteo será:

$$FSV = \frac{Me}{Mv}$$

$$FSV = 2,34$$

$$2,34 > 2 \quad \text{OK!!!}$$

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO FSD

♣ CALCULO 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= | 3 |
| φ1= | 24 |
| Eav= | 2,89639105 |
| Rv= | 53,78 |
| B= | 4 |

| | |
|-----|-------|
| Ep= | 8,90 |
| δ = | 16,00 |
| μ= | 0,29 |
| c'= | 1,5 |

$$Fr = \mu * (Rv + Eav) + c' * B + Ep$$

$$Fr = 31,15$$

Entonces el Factor de Seguridad Contra el Deslizamiento será:

| | |
|---------|------------|
| Fr= | 31,15 Tn/m |
| Eah=Et= | 21,17 Tn/m |

$$FSD = \frac{Fr}{Et}$$

$$FSD = 1,5$$

$$1,5 > 1,5 \quad \text{OK!!!}$$

CALCULO DEL EMPUJE EN CONDICION PASIVA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO Kp:

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

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

| | |
|-----|----|
| β = | 90 |
| φ1= | 24 |
| α = | 10 |
| δ = | 16 |

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*φ), según Terzaghi

| | |
|------------|-------|
| sen (β-φ)= | 0,914 |
| sen (β)= | 1 |
| sen (β+δ)= | 0,961 |

| | |
|------------|-------|
| sen (φ+δ)= | 0,643 |
| sen (φ+α)= | 0,559 |
| sen (α+β)= | 1 |

$$k_p = 5,62$$

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

| | |
|-----|------|
| γ1= | 1,8 |
| Df= | 1,5 |
| Kp= | 5,62 |

$$Ep = (0,5 * \gamma_1 * Df^2) * Kp$$

$$Ep = 11,37 \text{ Tn/m}$$

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:

$$h_1 = 0,7$$

$$E_p = 0,5 * \gamma_1 * (Df^2 - h_1^2) * Kp$$

$$E_p = 8,90 \text{ Tn/m}$$

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

$$D_v = 1,00 \text{ Tn/m}$$

CALCULO 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= | 3,00 Tn/m ² |
| φ1= | 24 ° |
| Eav= | 2,90 Tn/m |
| B= | 4,00 m |
| Rv= | 53,78 Tn/m |

| | |
|-----|-----------|
| Ep= | 8,90 Tn/m |
| δ= | 16,00 |
| μ= | 0,29 |
| c'= | 1,5 |

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

$$F_r = 31,15$$

Entonces el Factor de Seguridad Contra el Deslizamiento será:

| | |
|---------|------------|
| Fr= | 31,15 Tn/m |
| Eah=Et= | 21,17 Tn/m |

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

$$FSD = 1,47$$

$$1,47 > 1,5 \text{ OK!!!}$$

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

▲ CALCULO 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= | 53,78 Tn/m |
| Me= | 138,17 Tn/m |
| Mas= | 58,95 Tn/m |

$$X_r = \frac{\sum Me - Mas}{R_v}$$

$$X_r = 1,47$$

▲ CALCULO 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= | 4,00 m |
| Xr= | 1,47 m |

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

$$e_x = 0,53 \text{ m}$$

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

$$e_{max} = 0,67 \text{ m}$$

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

$$0,53 < 0,67 \text{ OK !!!}$$

▲ CALCULO DE LA PRESION DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACION (σ máx, mín) :

| | |
|-----|------------|
| Rv= | 53,78 Tn/m |
| B= | 4,00 m |
| ex= | 0,53 m |

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

$$\sigma_{max} = 2,41$$

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

$$\sigma_{min} = 0,3$$

Se debe cumplir que $\sigma_{max} < \sigma$

$$2,41 < 2,5 \text{ OK !!!}$$

Se debe cumplir que $\sigma_{min} > 0$

$$0,3 > 0 \text{ OK !!!}$$

♣ Cálculo de la capacidad de carga última del suelo de fundación (q_{ult})

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

Esfuerzo Efectivo al Nivel de Fondo de la Cimentación q :

$q = \gamma_1 * Df$ $q =$ 2,70 Tn/m²

Ancho Efectivo de la Cimentación

$B' = B - 2ex$ $B' =$ 2,95 m

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

$N_c = (Nq - 1) / Tg(\phi)$ $N_c =$ 19,32

$Nq = e^{N * Tg(\phi)} * Tg^2(45 + \phi / 2)$ $Nq =$ 9,60

$Ny = (Nq + 1) * 2 * Tg(\phi)$ $Ny =$ 9,44

Determinación de los Factores de Profundidad

$F_{cd} = F_{qt} - \frac{1 - F_{qt}}{N_c \tan \phi'}$ $F_{cd} =$ 1,16

$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_1 * (1 - \text{Sen } \phi_1)^2 * (Df / B')$ $F_{qd} =$ 1,2

$F_{yd} = 1,00$ $F_{yd} =$ 1

Determinación de los Factores de Inclinación de Carga

$F_{ci} = (1 - \psi / 90^\circ)^2$ $F_{ci} =$ 1,33

$F_{qi} = F_{ci} = F_{ci}$ $F_{qi} =$ 1,33

$F_{yi} = (1 - \psi / \phi^\circ)$ $F_{yi} =$ 1,58

$\psi = \text{Tan}^{-1}(Ea * \text{Cos } \beta^\circ / Pp)$ $\psi =$ -13,93

Determinación de los Factores de Forma

$F_{sc} = 1 + (Nq / Nc) * (B' / L)$ $F_{sc} =$ 2,46

$F_{qs} = 1 + (Tg \phi) * (B' / L)$ $F_{qs} =$ 2,31

$F_{ys} = 1 - 0,4 * (B' / L)$ $F_{ys} =$ -0,18

Datos del Suelo de Fundación :

| | |
|--------------|------|
| $\gamma_1 =$ | 1,8 |
| $c_1 =$ | 3 |
| $\phi_1 =$ | 24 |
| $Df =$ | 1,5 |
| $B =$ | 4 |
| $ex =$ | 0,53 |

Longitud del muro "L":

$L =$ 1

Además:

| | |
|--------|-------|
| $Ea =$ | 16,68 |
| $Pp =$ | 56,44 |

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

$q_{ult} = c_1 * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + 0,5 * \gamma * B' * N_y * F_{yd} * F_{yi}$

$q_{ult} =$ 16,957 kg/cm²

♣ Cálculo de los esfuerzos admisibles del suelo de fundación:

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

| | |
|--------------------------|---------------------------|
| $q_{ult} =$ | 16,957 kg/cm ² |
| $\sigma_{m\acute{a}x} =$ | 2,41 kg/cm ² |

$\sigma_{adm} = \frac{q_{ult}}{F_S}$

$\sigma_{adm} =$ 7,52

$F_{SCARGA} = \frac{q_{ult}}{\sigma_{m\acute{a}x}}$

$F_{SCARGA} =$ 7,05

Se debe cumplir que: $F_{SCARGA} > 3$ **7,05 > 3 OK!!!**

Se debe cumplir que: $\sigma_{m\acute{a}x} < \sigma_{adm}$ **2,41 < 7,52 OK!!!**

ANÁLISIS CON SISMO DE MURO DE CONTENCIÓN

ANÁLISIS POR SISMO

NOMENCLATURA Y PARAMETROS

| | | |
|----------------------|-------|---|
| Z | 0,25 | Factor de zona |
| fa | 1,4 | |
| δ | | fricción suelo |
| i | | ángulo del material del suelo con la horizontal |
| β | | ángulo de inclinación del muro con la vertical |
| kho | 0,35 | |
| kh | 0,21 | coeficiente de aceleración horizontal |
| kv | 0,140 | coeficiente de aceleración vertical |
| coeficiente θ | 1,5 | |

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

Ubicada en el centro de gravedad del muro

| | |
|-----------------|-----------|
| Pmuroconcreto = | 18,91 T/m |
| Kh= | 0,21 |

$$F_{spp} = kh * Pmc$$

$$F_{spp} = 3,97 \text{ Tn/m}$$

Aplicado a

$$X_{cg} = 1,57 \text{ m}$$

$$Y_{cg} = 2,61 \text{ m}$$

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

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

$$M_{spp} = 6,22 \text{ Tn-m/m}$$

CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE PRESIÓN DINAMICA ACTIVA K_{ae}

Determinado por la Ecuación de Mononobe Okabe:

Para: $\alpha < \phi_2 - \theta$

$$10 < 33,50$$

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

| | |
|------------|------------|
| β = | 90 |
| ϕ_2 = | 35 |
| α = | 10 |
| δ = | 23,3333333 |
| θ = | 1,50 |

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

| | |
|-------------------------------------|-----------|
| sen ($\beta + \phi - \theta$) = | 0,834 |
| cos (θ) = | 0,9996576 |
| sen (β) = | 1,000 |
| sen ($\beta - \delta - \theta$) = | 0,908 |

| | |
|-------------------------------------|----------|
| sen ($\phi + \delta$) = | 0,851 |
| sen ($\phi - \alpha - \theta$) = | 0,398758 |
| sen ($\beta - \delta - \theta$) = | 0,908 |
| sen ($\beta + \alpha$) = | 0,985 |

$$K_{ae} = 0,30$$

CÁLCULO DEL INCREMENTO DINAMICO DEL EMPUJE ACTIVO (ΔDea)

| | |
|--------------|-----------------------|
| γ_2 = | 1,9 Tn/m ³ |
| H = | 8 m |
| K_{ae} = | 0,297 |
| K_a = | 0,282 |
| K_v = | 0,14 |

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

$$\Delta Dea = 0,77 \text{ Tn/m}$$

Aplicado a:

$$Dvd = \frac{2}{3} * H$$

$$Dvd = 5,33 \text{ m}$$

CÁLCULO DEL MOMENTO DE INCREMENTO DINAMICO DEL EMPUJE ACTIVO (Momento por Empuje Sismico); M_{sis} :

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

$$M_{sis} = 4,10 \text{ Tn - m/m}$$

CÁLCULO DEL EMPUJE TOTAL ($E_t = E_a + \Delta DEa + F_{spp}$)

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

| | |
|----------------|------------|
| E_a = | 16,43 Tn/m |
| ΔDEa = | 0,77 Tn/m |
| F_{spp} = | 3,97 Tn/m |

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

$$E_t = 21,17 \text{ Tn/m}$$

CALCULO DE LA RESULTANTE DE LAS FUERZAS VERTICALES Rv :

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

| | |
|-----------------|-----------|
| Pmuroconcreto = | 18,91 T/m |
| Wr= | 31,97 T/m |

$$Rv = Pp + Wr$$

$$Rv = 53,78 \text{ Tn/m}$$

CALCULO 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.

$$Mas = 58,95 \text{ Tn-m/m}$$

ANALISIS 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

$$Mv = 58,95 \text{ Tn-m/m}$$

Momento de Estabilizante (Me)

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

$$Me = 138,17 \text{ Tn-m/m}$$

Entonces el Factor de Seguridad Contra el Volteo será:

$$FSV = \frac{Me}{Mv}$$

$$FSV = 2,34$$

$$2,34 > 2 \quad \text{OK!!!}$$

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO FSD

♣ CALCULO 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= | 3 |
| φ1= | 24 |
| Eav= | 2,89639105 |
| Rv= | 53,78 |
| B= | 4 |

| | |
|-----|-------|
| Ep= | 8,90 |
| δ = | 16,00 |
| μ= | 0,29 |
| c'= | 1,5 |

$$Fr = \mu * (Rv + Eav) + c' * B + Ep$$

$$Fr = 31,15$$

Entonces el Factor de Seguridad Contra el Deslizamiento será:

| | |
|---------|------------|
| Fr= | 31,15 Tn/m |
| Eah=Et= | 21,17 Tn/m |

$$FSD = \frac{Fr}{Et}$$

$$FSD = 1,5$$

$$1,5 > 1,5 \quad \text{OK!!!}$$

CALCULO DEL EMPUJE EN CONDICION PASIVA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO Kp:

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

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

| | |
|-----|----|
| β = | 90 |
| φ1= | 24 |
| α = | 10 |
| δ = | 16 |

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*φ), según Terzaghi

| | |
|------------|-------|
| sen (β-φ)= | 0,914 |
| sen (β)= | 1 |
| sen (β+δ)= | 0,961 |

| | |
|------------|-------|
| sen (φ+δ)= | 0,643 |
| sen (φ+α)= | 0,559 |
| sen (α+β)= | 1 |

$$k_p = 5,62$$

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

| | |
|-----|------|
| γ1= | 1,8 |
| Df= | 1,5 |
| Kp= | 5,62 |

$$Ep = (0,5 * \gamma_1 * Df^2) * Kp$$

$$Ep = 11,37 \text{ Tn/m}$$

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:

$$h_1 = 0,7$$

$$E_p = 0,5 * \gamma_1 * (Df^2 - h_1^2) * Kp$$

$$E_p = 8,90 \text{ Tn/m}$$

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

$$D_v = 1,00 \text{ Tn/m}$$

CALCULO 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= | 3,00 Tn/m ² |
| φ1= | 24 ° |
| Eav= | 2,90 Tn/m |
| B= | 4,00 m |
| Rv= | 53,78 Tn/m |

| | |
|-----|-----------|
| Ep= | 8,90 Tn/m |
| δ= | 16,00 |
| μ= | 0,29 |
| c'= | 1,5 |

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

$$F_r = 31,15$$

Entonces el Factor de Seguridad Contra el Deslizamiento será:

| | |
|---------|------------|
| Fr= | 31,15 Tn/m |
| Eah=Et= | 21,17 Tn/m |

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

$$FSD = 1,47$$

$$1,47 > 1,5 \text{ OK!!!}$$

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

▲ CALCULO 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= | 53,78 Tn/m |
| Me= | 138,17 Tn/m |
| Mas= | 58,95 Tn/m |

$$X_r = \frac{\sum Me - Mas}{R_v}$$

$$X_r = 1,47$$

▲ CALCULO 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= | 4,00 m |
| Xr= | 1,47 m |

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

$$e_x = 0,53 \text{ m}$$

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

$$e_{max} = 0,67 \text{ m}$$

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

$$0,53 < 0,67 \text{ OK !!!}$$

▲ CALCULO DE LA PRESION DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACION (σ máx, mín) :

| | |
|-----|------------|
| Rv= | 53,78 Tn/m |
| B= | 4,00 m |
| ex= | 0,53 m |

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

$$\sigma_{max} = 2,41$$

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

$$\sigma_{min} = 0,3$$

Se debe cumplir que $\sigma_{max} < \sigma$

$$2,41 < 2,5 \text{ OK !!!}$$

Se debe cumplir que $\sigma_{min} > 0$

$$0,3 > 0 \text{ OK !!!}$$

♣ Cálculo de la capacidad de carga última del suelo de fundación (q_{ult})

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

Esfuerzo Efectivo al Nivel de Fondo de la Cimentación q :

$q = \gamma_1 * Df$ $q =$ 2,70 Tn/m²

Ancho Efectivo de la Cimentación

$B' = B - 2ex$ $B' =$ 2,95 m

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

$N_c = (Nq - 1) / Tg(\phi)$ $N_c =$ 19,32

$Nq = e^{N * Tg(\phi)} * Tg^2(45 + \phi / 2)$ $Nq =$ 9,60

$Ny = (Nq + 1) * 2 * Tg(\phi)$ $Ny =$ 9,44

Determinación de los Factores de Profundidad

$F_{cd} = F_{qt} - \frac{1 - F_{qt}}{N_c \tan \phi'}$ $F_{cd} =$ 1,16

$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_1 * (1 - \text{Sen } \phi_1)^2 * (Df / B')$ $F_{qd} =$ 1,2

$F_{yd} = 1,00$ $F_{yd} =$ 1

Determinación de los Factores de Inclinación de Carga

$F_{ci} = (1 - \psi / 90^\circ)^2$ $F_{ci} =$ 1,33

$F_{qi} = F_{ci} = F_{ci}$ $F_{qi} =$ 1,33

$F_{yi} = (1 - \psi / \phi^\circ)$ $F_{yi} =$ 1,58

$\psi = \text{Tan}^{-1}(Ea * \text{Cos } \beta^\circ / Pp)$ $\psi =$ -13,93

Determinación de los Factores de Forma

$F_{sc} = 1 + (Nq / Nc) * (B' / L)$ $F_{sc} =$ 2,46

$F_{qs} = 1 + (Tg \phi) * (B' / L)$ $F_{qs} =$ 2,31

$F_{ys} = 1 - 0,4 * (B' / L)$ $F_{ys} =$ -0,18

Datos del Suelo de Fundación :

| | |
|--------------|------|
| $\gamma_1 =$ | 1,8 |
| $c_1 =$ | 3 |
| $\phi_1 =$ | 24 |
| $Df =$ | 1,5 |
| $B =$ | 4 |
| $ex =$ | 0,53 |

Longitud del muro "L":

$L =$ 1

Además:

| | |
|--------|-------|
| $Ea =$ | 16,68 |
| $Pp =$ | 56,44 |

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

$q_{ult} = c_1 * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q * Nq * F_{qd} * F_{qi} + 0,5 * \gamma * B' * Ny * F_{yd} * F_{yi}$

$q_{ult} =$ 16,957 kg/cm²

♣ Cálculo de los esfuerzos admisibles del suelo de fundación:

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

| | |
|------------------|---------------------------|
| $q_{ult} =$ | 16,957 kg/cm ² |
| $\sigma_{máx} =$ | 2,41 kg/cm ² |

$\sigma_{adm} = \frac{q_{ult}}{F_S}$

$\sigma_{adm} =$ 7,52

$F_{SCARGA} = \frac{q_{ult}}{\sigma_{máx}}$

$F_{SCARGA} =$ 7,05

Se debe cumplir que: $F_{SCARGA} > 3$ **7,05 > 3 OK!!!**

Se debe cumplir que: $\sigma_{máx} < \sigma_{adm}$ **2,41 < 7,52 OK!!!**