



**UNIVERSIDAD LATINA
DE COSTA RICA**

POWERED BY **Arizona State University**

UNIVERSIDAD LATINA DE COSTA RICA

**Facultad de Ingenierías y Tecnologías de la
Informática**

Escuela de Ingeniería Civil

**COMPARACIÓN DE TRES SISTEMAS DE RETENCIÓN
EN LAS ESTACIONES**

**4+121, 4+141, 4+174, 4+189, 4+204 DE LA RUTA
NACIONAL 160**

PAQUERA- PLAYA NARANJO, COSTA RICA

**Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en
Ingeniería Civil**

Autor: Fernando José Zúñiga Bustamante

Heredia, 17 de diciembre del 2021

III Cuatrimestre 2021



TRIBUNAL EXAMINADOR

Este proyecto titulado: “**Comparación de tres sistemas de retención en las estaciones 4+121, 4+141, 4+174, 4+188, 4+204 de la Ruta Nacional 160, Paquera - Playa Naranjo, Costa Rica.**”, por el (la) estudiante: Fernando José Zuñiga Bustamante, fue aprobada por el Tribunal Examinador de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Latina, Sede Heredia, como requisito para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil:

Chris Muñoz Cardoza.

Tutor

Pablo José Torres Morales.

Lector

Giovanni Arguedas Morales

Representante



COMITÉ ASESOR

Ing. Chris Muñoz Cardoza

Tutor

Ing. Pablo José Torres Morales

Lector

Ing. Giovanni Arguedas Morales

Representante

CARTA DE APROBACION POR PARTE DEL TUTOR DEL TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN

Heredia, 17 de diciembre de 2021

Sres. Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación

SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, denominado: COMPARACIÓN DE TRES SISTEMAS DE RETENCIÓN EN LAS ESTACIONES 4+121, 4+141, 4+174, 4+189, 4+204 DE LA RUTA NACIONAL 160 PAQUERA- PLAYA NARANJO, COSTA RICA, elaborado por el estudiante: Fernando José Zúñiga Bustamante, como requisito para que el citado estudiante pueda optar por el título de licenciatura en Ingeniería Civil.

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,

**CHRIS
ALBERTO
MUÑOZ
CARDOZA
(FIRMA)**

Firmado
digitalmente por
CHRIS ALBERTO
MUÑOZ CARDOZA
(FIRMA)
Fecha: 2021.12.17
13:44:43 -06'00'

CARTA DE APROBACION POR PARTE DEL LECTOR DEL TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN

Heredia, 17 de diciembre de 2021

Sres. Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación

SD

Estimados señores:

He revisado el Trabajo Final de Graduación, denominado: COMPARACIÓN DE TRES SISTEMAS DE RETENCIÓN EN LAS ESTACIONES 4+121, 4+141, 4+174, 4+189, 4+204 DE LA RUTA NACIONAL 160 PAQUERA- PLAYA NARANJO, COSTA RICA, elaborado por el estudiante: Fernando José Zúñiga Bustamante, como requisito para que el citado estudiante pueda optar por el título de licenciatura en Ingeniería Civil.

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,

PABLO JOSE
TORRES
MORALES
(FIRMA)

Digitally signed by
PABLO JOSE
TORRES MORALES
(FIRMA)
Date: 2021.12.16
22:05:23 -06'00'

Ing. Pablo Torres M.

LICDA. ELVIA FERNÁNDEZ
MORALES FILÓLOGA UCR

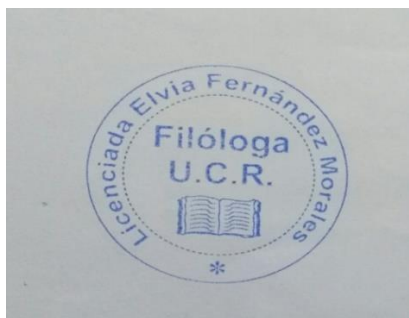
SAN RAMÓN, ALAJUELA TEL.

CONSTANCIA DE REVISIÓN FILOLÓGICA

La suscrita, Licenciada en Filología Española ELVIA FERNÁNDEZ MORALES, hace constar que efectuó la revisión filológica del documento denominado, **COMPARACIÓN DE TRES SISTEMAS DE RETENCIÓN EN LAS ESTACIONES 4+121, 4+141, 4+174, 4+189, 4+204 DE LA RUTA NACIONAL 160 PAQUERA- PLAYA NARANJO, COSTA RICA.** Este consiste en un PROYECTO DE GRADUACIÓN PARA OPTAR POR EL GRADO DE LICENCIATURA EN INGENIERÍA CIVIL, de la UNIVERSIDAD LATINA DE COSTA RICA (UL). El postulante es FERNANDO JOSÉ ZÚÑIGA BUSTAMANTE.

Al respecto, indica que luego de efectuadas las correcciones necesarias, dicho documento se encuentra listo para su presentación y disertación, pues se ajusta a las normas gramaticales y ortográficas establecidas por la Ortografía RAE (2010) y a la modalidad de discurso, correspondiente a su especialidad.

Dado en San Ramón, Alajuela, Costa Rica, el veintidós de diciembre de dos mil veintiuno, a solicitud de la persona interesada y para los efectos administrativos pertinentes.



A handwritten signature in black ink, appearing to read "Fernando".

Licda. Elvia Fernández Morales

“Carta autorización del autor (es) para uso didáctico del Trabajo Final de Graduación”

Vigente a partir del 31 de Mayo de 2016, revisada el 24 de Abril de 2020

Yo:

Zúñiga Bustamante, Fernando José

De la Carrera de Ingeniería civil:

autor del trabajo final de graduación titulado:

**COMPARACION DE TRES SISTEMAS DE RETENCION EN LAS ESTACIONES 4+121, 4+141,
4+174, 4+189, 4+204 DE LA RUTA NACIONAL 160 PAQUERA- PLAYA NARANJO, COSTA RICA**

Autorizo (autorizamos) a la Universidad Latina de Costa Rica, para que exponga mi trabajo como medio didáctico en el Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación (CRAI o Biblioteca), y con fines académicos permita a los usuarios su consulta y acceso mediante catálogos electrónicos, repositorios académicos nacionales o internacionales, página Web institucional, así como medios electrónicos en general, Internet, intranet, DVD, u otro formato conocido o por conocer; así como integrados en programas de cooperación bibliotecaria académicos, que permitan mostrar al mundo la producción académica de la Universidad a través de la visibilidad de su contenido.

De acuerdo a lo dispuesto en la Ley No. 6683 sobre derechos de autor y derechos conexos de Costa Rica, permita copiar, reproducir o transferir información del documento, conforme su uso educativo y debiendo citar en todo momento la fuente de información; únicamente podrá ser consultado, esto permitirá ampliar los conocimientos a las personas que hagan uso, siempre y cuando resguarden la completa información que allí se muestra, debiendo citar los datos bibliográficos de la obra en caso de usar información textual o paráfrasis de la misma.

La presente autorización se extiende el día 23 del mes Diciembre del año 2021 a las 14 horas. Asimismo doy fe de la veracidad de los datos incluidos en el documento y eximo a la Universidad de cualquier responsabilidad por su autoría o cualquier situación de perjuicio que se pudiera presentar.

Firma del autor



UNIVERSIDAD LATINA
DE COSTA RICA

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por darme vida, salud y sabiduría a lo largo del estudio de la carrera de Ingeniería Civil, por darme la fuerza y la fe para concluir el trabajo final de graduación.

Agradezco a mi padre, Luis Fernando Zúñiga Zamora, y a mi madre, Jessica Bustamante Corella, por el apoyo ofrecido durante todo este tiempo como estudiante, por creer en mí y brindarme las fuerzas para continuar hacia adelante día con día.

También, mi más sincero agradecimiento al tutor de la tesis, MEng Chris Muñoz Cardoza por su valioso conocimiento, apoyo, sugerencias, colaboración y guía durante el desarrollo de este trabajo final de graduación.

RESUMEN

El presente documento para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil contiene información sobre una comparación económica de tres sistemas de retención, la cual se aplicará a un caso específico donde se requiere este tipo de solución para así concluir la ampliación de la Ruta Nacional 160, la cual conecta Playa Naranjo y Playa Paquera, Costa Rica. El problema se encuentra ubicado específicamente en las estaciones 4+121, 4+141, 4+174, 4+189, 4+204; este tramo cuenta con aproximadamente 50 m de longitud; como parte de la solución al problema, este es un estudio comparativo de costos entre diferentes tipos de soluciones y mediante una comparación de estabilidad generada por cada tipo de solución.

El problema presente en el tramo consiste en la falta de terreno por parte del gobierno de Costa Rica, para generar la ampliación de dos carriles, que conlleva el proyecto. Como solución a este problema se decidió realizar la construcción de un muro de retención en el límite de derecho de vía, con el cual se pueda generar un relleno en la parte posterior de dicho muro, para efectuar la ampliación de los dos carriles, los cuales fueron establecidos en el diseño vial por parte del proyecto.

En este proyecto, como parte de la solución, se asentó en la implementación de tres sistemas de muros de retención, tales como, muros de gavión, muros de concreto reforzado y mediante un muro de suelo reforzado tipo Keystone. Para su ejecución, se realizaron los debidos estudios de identificación e inspección del problema, con los cuales se efectuaron levantamientos topográficos y también un análisis de estudio de suelos, estos fueron brindados por la empresa Maccaferri de Costa Rica, con el fin de desarrollar una comparación económica y estabilizante entre los tres sistemas de retención.

Los diseños de los tres tipos de muros de retención fueron sustentados en las consideraciones del problema tanto como en las de los códigos de construcción de Costa Rica, como lo son, el Código de Cimentaciones de Costa Rica (CCCR), Código Sísmico de Costa Rica (CSCR-10), Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica y otros.

Del desarrollo de este documento, se concluye con el prediseño del sistema de retención más factible, económicamente; con el fin de brindar la mejor solución al problema presente en el tramo analizado de la Ruta Nacional 160 en su debida ampliación.

ABSTRACT

This document to opt for the degree in Civil Engineering, contains information on an economic comparison of three retention systems, which will be applied to a specific case where this type of solution is required to conclude the expansion of the National Route 160, which connects Playa Naranjo and Playa Paquera, Costa Rica. The problem is specifically located at stations 4 + 121, 4 + 141, 4 + 174, 4 + 189, 4 + 204, and is approximately 50 m long; As part of the solution to the problem, this document deals with a comparative study of costs between different types of solutions and through a comparison of stability generated by each type of solution.

The problem present in the section consists of the lack of land on the part of the Costa Rican government, to generate the expansion of two lanes, which the project entails. As a solution to this problem, the construction of a retaining wall was derived at the limit of the right-of-way, with which a filling can be generated at the back of the wall, thus in this way being able to generate the expansion of the two lanes, which were established in the road design by the project.

This project as part of the solution was based on the implementation of three retaining wall systems, such as, through gabion walls, reinforced concrete walls and through a reinforced soil wall type Keystone. For the execution of the project, due identification and inspection studies of the problem were carried out, with which topographic surveys were carried out and a soil study analysis, these were provided by the Maccaferri company of Costa Rica, in order to develop a comparison economical and stabilizing between the three retention systems.

The designs of the three types of retaining walls were supported by the considerations of the problem as well as those of the Costa Rican building codes, such as the Costa Rican Foundations Code (CCCR), Costa Rican Seismic Code (CSCR-10), Slopes and Slopes Geotechnical Code of Costa Rica and others.

From the development of this document, it is concluded generating the pre-design of the most economically feasible retention system; to provide the best solution to the problem present in the analyzed section of National Route 160 in its due expansion.

TABLA DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	viii
RESUMEN	ix
ABSTRACT	x
TABLA DE CONTENIDO.....	xi
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.1.1 Antecedentes internacionales	1
1.1.2 Antecedentes nacionales.....	2
1.2 Planteamiento del problema	3
1.3 Objetivos	5
1.3.1 Objetivo general	5
1.3.2 Objetivos específicos.....	5
1.4 Justificación.....	5
1.5 Alcances	7
1.6 Limitaciones	8
1.7 Impacto.....	9
1.8 Hipótesis.....	10
2. MARCO TEÓRICO.....	11
2.1 Generalidades	11
2.1.1 Zonificación sísmica.....	11
2.1.2 Sitios de cimentación.....	11
2.1.3 Sacudida sísmica.....	12
2.1.4 Aceleración pico efectiva de diseño	12
2.1.5 Requisitos de los sistemas sismorresistentes	13

2.1.6 Consideraciones de diseño.....	13
2.1.7 Teoría de Rankine.....	14
2.1.8 Teoría de Coulomb.....	15
2.1.9 Estudios geotécnicos preliminares.....	15
2.1.10 Estudios geotécnicos detallados.....	16
2.1.11 Estudios geotécnicos de comprobación durante la ejecución de la obra.....	16
2.1.12 Análisis.....	16
2.1.13 Mecánica de suelos.....	16
2.1.14 Estudio geotécnico.....	16
2.1.15 Suelos.....	17
2.1.16 Peso específico.....	17
2.1.17 Límites de Atterberg.....	17
2.1.18 Capacidad de carga.....	18
2.1.19 Capacidad de carga última.....	18
2.1.20 Mecanismos de falla en taludes.....	19
2.1.21 Propiedades de los suelos.....	19
2.1.22 Estabilidad de taludes.....	20
2.1.23 Cohesión del suelo.....	20
2.1.24 Ángulo de fricción interno.....	20
2.1.25 Nivel de seguridad.....	21
2.1.26 Factor de seguridad.....	22
2.1.27 Talud.....	23
2.1.28 Taludes naturales.....	23
2.1.29 Taludes artificiales.....	23
2.1.30 Movimientos de tierra.....	24

2.1.31 Factores antrópicos.....	24
2.1.32 Partes de un talud.....	25
2.1.33 Pendiente	26
2.1.34 Complejidad geotécnica del talud.....	26
2.1.35 Deslizamiento	27
2.1.36 Estudio de amenaza sísmica	27
2.1.37 Topografía	28
2.1.38 Levantamiento topográfico.....	28
2.1.39 Tipos de levantamientos topográficos.	28
2.1.40 Permeabilidad.....	29
2.1.41 Lluvias	29
2.1.42 Canales colectores y disipadores	29
2.1.43 Drenaje subterráneo.....	29
2.1.44 Subdrenes interceptores.....	30
2.1.45 Material de filtro.....	30
2.1.46 Filtros de geotextil	30
2.1.47 Fuerzas del agua	30
2.1.48 Resistencia cortante del suelo.....	31
2.1.49 Características de rotura	31
2.1.50 La capacidad portante.....	31
2.1.51 Granulometría.....	31
2.1.52 Cimentaciones	31
2.1.53 Cimentaciones superficiales	32
2.1.54 Losas de cimentación.....	32
2.1.55 Zapatas.....	33

2.1.56 Zapatas aisladas	33
2.1.57 Zapatas corridas	33
2.1.58 Muros de contención	34
2.1.59 Muros rígidos.....	34
2.1.60 Muros en voladizo	34
2.1.61 Muros de concreto reforzado.....	34
2.1.62 Muro de contención de gravedad.....	36
2.1.63 Muros de concreto simple.....	36
2.1.64 Muros de concreto ciclópeo con refuerzo estructural.....	36
2.1.65 Muros de gravedad flexibles.....	38
2.1.66 Muros en gaviones.....	38
2.1.67 Muros de suelo reforzado	39
2.1.68 Pilas	39
2.1.69 Estado límite último.....	39
2.1.70 Estado límite de servicio.....	39
2.1.71 Presiones laterales debidas a sismos, método pseudoestático	40
2.1.72 Durabilidad y mantenimiento	40
2.1.73 Falla deslizante	40
2.1.74 Falla por volcamiento	41
2.1.75 Falla por mecanismo compuesto	42
2.1.76 Estado activo del suelo	42
2.1.77 Estado pasivo del suelo.....	42
2.1.78 Estado del suelo en reposo.....	42
2.1.79 Estabilidad Global	42
2.1.79 Estabilidad Interna.....	43

2.1.80 Paredes (muros) con amarre	44
2.1.81 Estabilidad interna del muro.....	45
2.1.82 Recargos en paredes (muros) de gravedad	45
2.1.83 Estructuras de drenaje.....	45
2.1.84 Sobrecarga	45
2.1.85 Colocación y compactación del relleno.....	45
2.1.85 Sistemas de gestión de riesgo geotécnico.....	46
3. MARCO METODOLÓGICO.....	47
3.1 Enfoque metodológico	48
3.2 Población y muestra	48
3.3 Técnicas e instrumentos para la recolección de datos.....	48
3.3.1 Estudio de suelos	48
3.3.2 Levantamiento topográfico.....	49
3.4 Técnicas e instrumentos para el procesamiento y análisis de los datos	49
3.5 Recursos	50
3.6 Diseño de los tres sistemas de retención	50
3.6.1 Verificación de estabilidad externa de los muros.....	51
3.6.2 Verificación de estabilidad interna de los muros.....	55
3.7 Comparación económica entre los tres sistemas de retención	59
3.8 Análisis pseudoestático	59
4. ANÁLISIS DE RESULTADOS	60
4.1 Análisis de diseño muro de gavión	60
4.1.1 Muro de gavión con una altura de 3,50 m	60
4.1.2 Muro de gavión con una altura de 5,00 m	64
4.1.3 Muro de gavión con una altura de 7,50 m	68

4.2 Análisis de diseño muro de concreto reforzado	73
4.2.1 Muro de concreto reforzado con una altura de 3,50 m.....	73
4.2.2 Muro de concreto reforzado con una altura de 5,00 m.....	78
4.2.3 Muro de concreto reforzado con una altura de 7,50 m.....	83
4.3 Análisis de diseño muro de suelo reforzado (Keystone).....	89
4.3.1 Muro de suelo reforzado con una altura de 3,50 m	89
4.3.2 Muro de suelo reforzado con una altura de 5,00 m	92
4.3.2 Muro de suelo reforzado con una altura de 7,50 m	96
4.4 Detalles, muros de retención analizados	101
4.4.1 Muros de gavión.....	101
4.4.2 Muros de concreto reforzado.....	103
4.4.3 Muros de suelo reforzado	106
4.5 Comparación de costos globales entre los sistemas de retención	108
4.5.1 Presupuesto global, muro de gavión.....	109
4.5.2 Presupuesto global, muro de concreto reforzado.....	109
4.5.3 Presupuesto global, muro de suelo reforzado.....	110
5. ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO DEL MURO DE GAVIÓN.....	112
5.1 Análisis pseudoestático del muro de gavión, H= 3,50 m.....	112
5.2 Análisis pseudoestático del muro de gavión, H= 5,00 m.....	112
5.3 Análisis pseudoestático del muro de gavión, H= 7,50 m.....	112
CONCLUSIONES	114
GLOSARIO	119
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	123
ANEXOS	125

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

ILUSTRACIÓN 1. TALUD NATURAL.	23
ILUSTRACIÓN 2. TALUD ARTIFICIAL.....	24
ILUSTRACIÓN 3. PARTES DE UN TALUD.....	25
ILUSTRACIÓN 4. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE UN DESLIZAMIENTO.	27
ILUSTRACIÓN 5. TIPOS DE MURO DE CONCRETO REFORZADO.....	35
ILUSTRACIÓN 6. ESQUEMA DE UN MURO DE CONCRETO SIMPLE.....	36
ILUSTRACIÓN 7. ESQUEMA DE UN MURO DE CONCRETO CICLÓPEO.	37
ILUSTRACIÓN 8. ESQUEMA DE UN MURO DE CONCRETO CICLÓPEO CON REFUERZO ESTRUCTURAL.....	37
ILUSTRACIÓN 9. ESQUEMA DE ALGUNOS TIPOS DE MUROS FLEXIBLES.	38
ILUSTRACIÓN 10. FALLA DESLIZANTE DEL MURO.	41
ILUSTRACIÓN 11. FALLA POR VOLCAMIENTO DEL MURO.....	41
ILUSTRACIÓN 12. FALLA POR CORTANTE SUPERFICIAL.....	43
ILUSTRACIÓN 13. DIAGRAMA DE MURO DE RETENCIÓN PARA ANÁLISIS DE AMARRE.	44
ILUSTRACIÓN 14. DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE PARA MURO DE RETENCIÓN CON AMARRE.	44
ILUSTRACIÓN 15. PERFIL LONGITUDINAL, MURO DE RETENCIÓN.....	51
ILUSTRACIÓN 16. DETALLE GEOTÉCNICO, MURO DE GAVIÓN, H= 3,50 M. (UNIDADES EN M).	61
ILUSTRACIÓN 17. DETALLE GEOTÉCNICO, MURO DE GAVIÓN, H= 5,00 M (UNIDADES EN M).	65
ILUSTRACIÓN 18. DETALLE GEOTÉCNICO, MURO DE GAVIÓN, H= 7,50 M (UNIDADES EN M).	69
ILUSTRACIÓN 19. DETALLE GEOTÉCNICO, MURO DE CONCRETO REFORZADO, H= 3,50 M (UNIDADES EN M).	75
ILUSTRACIÓN 20. DETALLE GEOTÉCNICO, MURO DE CONCRETO REFORZADO, H= 5,00 M (UNIDADES EN M).	80
ILUSTRACIÓN 21. DETALLE GEOTÉCNICO, MURO DE CONCRETO REFORZADO, H= 7,50 M (UNIDADES EN M).	85
ILUSTRACIÓN 22. DETALLE GEOTÉCNICO, MURO DE SUELO REFORZADO, H= 3,50 M (UNIDADES EN M).	90
ILUSTRACIÓN 23. DETALLE GEOTÉCNICO, MURO DE SUELO REFORZADO, H= 5,00 M. (UNIDADES EN M).	93
ILUSTRACIÓN 24. DETALLE GEOTÉCNICO, MURO DE SUELO REFORZADO, H= 7,50 M. (UNIDADES EN M).	97
ILUSTRACIÓN 25. DETALLE ESTRUCTURAL, MURO DE GAVIÓN, H= 3,50 M.	101
ILUSTRACIÓN 26. DETALLE ESTRUCTURAL, MURO DE GAVIÓN, H= 5,00 M.	102
ILUSTRACIÓN 27. DETALLE ESTRUCTURAL, MURO DE GAVIÓN, H= 7,50 M.	102
ILUSTRACIÓN 28. DETALLE ESTRUCTURAL, MURO DE CONCRETO REFORZADO, H= 3,50 M.	103
ILUSTRACIÓN 29. DETALLE ESTRUCTURAL, MURO DE CONCRETO REFORZADO, H= 5,00 M.	104
ILUSTRACIÓN 30. DETALLE ESTRUCTURAL, MURO DE CONCRETO REFORZADO, H= 7,50 M.	105
ILUSTRACIÓN 31. DETALLE ESTRUCTURAL, MURO DE SUELO REFORZADO, H= 3,50 M.	106
ILUSTRACIÓN 32. DETALLE ESTRUCTURAL, MURO DE SUELO REFORZADO, H= 5,00 M.	107
ILUSTRACIÓN 33. DETALLE ESTRUCTURAL, MURO DE SUELO REFORZADO, H= 7,50 M.	108
ILUSTRACIÓN 34. COORDENADAS DE LOS SONDEOS TOMADAS CON GPS.....	125

ILUSTRACIÓN 35. UBICACIÓN DE LAS PERFORACIONES EN SITIO.	125
ILUSTRACIÓN 36. CORRELACIONES SPT.....	126
ILUSTRACIÓN 37. CAPACIDAD DE SOPORTE ADMISIBLE CON UN $F=3$	127
ILUSTRACIÓN 38. GRÁFICO DE COHESIÓN, CAPACIDAD DE SOPORTE ULTIMA Y ADMISIBLE ($FS=3$)	128
ILUSTRACIÓN 39. GRÁFICO DE COHESIÓN, CAPACIDAD DE SOPORTE ULTIMA Y ADMISIBLE ($FS=3$)	128
ILUSTRACIÓN 40. GRÁFICO DE COHESIÓN, CAPACIDAD DE SOPORTE ULTIMA Y ADMISIBLE ($FS=3$)	129
ILUSTRACIÓN 41. GRÁFICO DE COHESIÓN, CAPACIDAD DE SOPORTE ULTIMA Y ADMISIBLE ($FS=3$)	129
ILUSTRACIÓN 42. GRÁFICO DE COHESIÓN, CAPACIDAD DE SOPORTE ULTIMA Y ADMISIBLE ($FS=3$)	130
ILUSTRACIÓN 43. ANÁLISIS GEOTÉCNICO MURO DE GAVIÓN, $H=3,50$ M, (1)	131
ILUSTRACIÓN 44. ANÁLISIS GEOTÉCNICO MURO DE GAVIÓN, $H=3,50$ M, (2)	132
ILUSTRACIÓN 45. ANÁLISIS INTERNO, MURO DE GAVIÓN $H=3,50$ M.....	133
ILUSTRACIÓN 46. ANÁLISIS GEOTÉCNICO MURO DE GAVIÓN, $H=5,00$ M, (1)	134
ILUSTRACIÓN 47. ANÁLISIS GEOTÉCNICO MURO DE GAVIÓN, $H=5,00$ M, (2)	135
ILUSTRACIÓN 48. ANÁLISIS INTERNO, MURO DE GAVIÓN $H=5,00$ M.....	136
ILUSTRACIÓN 49. ANÁLISIS GEOTÉCNICO MURO DE GAVIÓN, $H=7,50$ M, (1)	137
ILUSTRACIÓN 50. ANÁLISIS GEOTÉCNICO MURO DE GAVIÓN, $H=7,50$ M, (2)	138
ILUSTRACIÓN 51. ANÁLISIS INTERNO, MURO DE GAVIÓN $H=5,00$ M.....	139
ILUSTRACIÓN 52. ANÁLISIS GEOTÉCNICO, MURO DE SUELO REFORZADO, $H=3,50$ M. (1).....	140
ILUSTRACIÓN 53. ANÁLISIS GEOTÉCNICO, MURO DE SUELO REFORZADO, $H=3,50$ M. (2).....	141
ILUSTRACIÓN 54. ANÁLISIS INTERNO, MURO DE SUELO REFORZADO, $H=3,50$ M.....	142
ILUSTRACIÓN 55. ANÁLISIS GEOTÉCNICO, MURO DE SUELO REFORZADO, $H=5,00$ M. (1).....	143
ILUSTRACIÓN 56. ANÁLISIS GEOTÉCNICO, MURO DE SUELO REFORZADO, $H=5,00$ M. (2).....	144
ILUSTRACIÓN 57. ANÁLISIS INTERNO, MURO DE SUELO REFORZADO, $H=5,00$ M.....	145
ILUSTRACIÓN 58. ANÁLISIS GEOTÉCNICO, MURO DE SUELO REFORZADO, $H=7,50$ M. (1).....	146
ILUSTRACIÓN 59. ANÁLISIS INTERNO, MURO DE SUELO REFORZADO, $H=7,50$ M.....	147
ILUSTRACIÓN 60. ANÁLISIS GEOTÉCNICO, MURO DE CONCRETO REFORZADO, $H=3,50$ M. (1).....	148
ILUSTRACIÓN 61. ANÁLISIS GEOTÉCNICO, MURO DE CONCRETO REFORZADO, $H=3,50$ M. (2).....	149
ILUSTRACIÓN 62. ANÁLISIS INTERNO, MURO DE CONCRETO REFORZADO, $H=3,50$ M. (1).....	150
ILUSTRACIÓN 63. ANÁLISIS INTERNO, MURO DE CONCRETO REFORZADO, $H=3,50$ M. (2).....	151
ILUSTRACIÓN 64. ANÁLISIS INTERNO, MURO DE CONCRETO REFORZADO, $H=3,50$ M. (3).....	152
ILUSTRACIÓN 65. ANÁLISIS GEOTÉCNICO, MURO DE CONCRETO REFORZADO, $H=5,00$ M. (1).....	153
ILUSTRACIÓN 66. ANÁLISIS INTERNO, MURO DE CONCRETO REFORZADO, $H=5,00$ M. (1).....	154
ILUSTRACIÓN 67. ANÁLISIS INTERNO, MURO DE CONCRETO REFORZADO, $H=5,00$ M. (2).....	155
ILUSTRACIÓN 68. ANÁLISIS GEOTÉCNICO, MURO DE CONCRETO REFORZADO, $H=7,50$ M. (1).....	156
ILUSTRACIÓN 69. ANÁLISIS GEOTÉCNICO, MURO DE CONCRETO REFORZADO, $H=7,50$ M. (2).....	157

ILUSTRACIÓN 70. ANÁLISIS INTERNO, MURO DE CONCRETO REFORZADO, H= 7,50 M. (1).	158
ILUSTRACIÓN 71. ANÁLISIS INTERNO, MURO DE CONCRETO REFORZADO, H= 7,50 M. (2).	159
ILUSTRACIÓN 72. ANÁLISIS INTERNO, MURO DE CONCRETO REFORZADO, H= 7,50 M. (3).	160
ILUSTRACIÓN 73. ESPECIFICACIÓN TÉCNICA MACDRAIN FP 2L 20.2	161
ILUSTRACIÓN 74. ESPECIFICACIÓN TÉCNICA, GAVIÓN CAJA-GALMAC 4R-P	162
ILUSTRACIÓN 75. ESPECIFICACIÓN TÉCNICA GEOMALLA PARAGRID 150/05	163
ILUSTRACIÓN 76. ESPECIFICACIÓN TÉCNICA, MACPIPE (DRENAFLEX)	164
ILUSTRACIÓN 77. ESPECIFICACIÓN TÉCNICA, MACTEX N.1 (GEOTEXTIL)	165
ILUSTRACIÓN 78. ESPECIFICACIÓN TÉCNICA, BLOQUES KEYSTONE PC	166
ILUSTRACIÓN 79. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PSEUDOESTÁTICO, MURO DE GAVIÓN, H= 3,50 M (1).	167
ILUSTRACIÓN 80. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PSEUDOESTÁTICO, MURO DE GAVIÓN, H= 3,50 M (2).	168
ILUSTRACIÓN 81. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PSEUDOESTÁTICO, MURO DE GAVIÓN, H= 3,50 M (3).	169
ILUSTRACIÓN 82. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PSEUDOESTÁTICO, MURO DE GAVIÓN, H= 5,00 M (1).	170
ILUSTRACIÓN 83. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PSEUDOESTÁTICO, MURO DE GAVIÓN, H= 5,00 M (2).	171
ILUSTRACIÓN 84.. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PSEUDOESTÁTICO, MURO DE GAVIÓN, H= 5,00 M (3).	172
ILUSTRACIÓN 85. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PSEUDOESTÁTICO, MURO DE GAVIÓN, H= 7,50 M (1).	173
ILUSTRACIÓN 86. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PSEUDOESTÁTICO, MURO DE GAVIÓN, H= 7,50 M (2).	174
ILUSTRACIÓN 87. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PSEUDOESTÁTICO, MURO DE GAVIÓN, H= 7,50 M (3).	175
ILUSTRACIÓN 88. ANÁLISIS EN EXCEL DEL MURO DE GAVIÓN H= 3,50 M.	176
ILUSTRACIÓN 89 ANÁLISIS EN EXCEL DEL MURO DE GAVIÓN H= 5,00 M.	176
ILUSTRACIÓN 90. ANÁLISIS EN EXCEL DEL MURO DE GAVIÓN H= 7,50 M.	177
ILUSTRACIÓN 91. ANÁLISIS EN EXCEL DEL MURO DE CONCRETO REFORZADO H= 3,50 M.	177
ILUSTRACIÓN 92. ANÁLISIS EN EXCEL DEL MURO DE CONCRETO REFORZADO H= 5,00 M.	178
ILUSTRACIÓN 93. ANÁLISIS EN EXCEL DEL MURO DE CONCRETO REFORZADO H= 7,50 M.	178
ILUSTRACIÓN 94. ANÁLISIS EN EXCEL DEL MURO DE SUELO REFORZADO H= 3,50 M.	179
ILUSTRACIÓN 95. ANÁLISIS EN EXCEL DEL MURO DE SUELO REFORZADO H= 5,00 M.	179
ILUSTRACIÓN 96. ANÁLISIS EN EXCEL DEL MURO DE SUELO REFORZADO H= 7,50 M.	180
ILUSTRACIÓN 97. PERFIL LONGITUDINAL AUTOCAD.	180
ILUSTRACIÓN 98. DETALLE MUROS DE GAVIÓN- AUTOCAD.	181
ILUSTRACIÓN 99. DETALLE MUROS DE CONCRETO REFORZADO - AUTOCAD.	181
ILUSTRACIÓN 100. DETALLE MUROS DE SUELO REFORZADO - AUTOCAD.	182
ILUSTRACIÓN 101. PRESUPUESTO GLOBAL DE LOS MUROS DE RETENCIÓN - EXCEL.	182

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1. TIPOS DE SITIO Y SUS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.	11
---	----

TABLA 2. ACCELERACIÓN PICO EFECTIVA DE DISEÑO AEF, PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 475 AÑOS Y PARA DIFERENTES ZONAS SÍSMICAS Y TIPOS DE SITIO.....	12
TABLA 3. NIVEL DE RIESGO CONTRA PÉRDIDA DE VIDAS HUMANAS.....	21
TABLA 4. NIVEL DE RIESGO CONTRA DAÑOS ECONÓMICOS Y AMBIENTALES.....	22
TABLA 5. FACTORES DE SEGURIDAD PARA EL DISEÑO DE TALUDES PERMANENTES Y ANÁLISIS DE LADERAS.....	22
TABLA 6. DATOS PRELIMINARES DE DISEÑO, MURO DE GAVIÓN, H= 3,50 M.....	60
TABLA 7. RESULTADOS, ESTABILIDAD CONTRA VUELCO DEL MURO DE GAVIÓN H= 3,50 M.....	61
TABLA 8. RESULTADOS DE ESTABILIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO DEL MURO DE GAVIÓN H= 3,50 M.....	62
TABLA 9. RESULTADOS, ESTABILIDAD CONTRA CAPACIDAD SOPORTANTE DEL MURO DE GAVIÓN, H= 3,50 M.....	62
TABLA 10. RESULTADOS, Ea, Ma, Wgavión, Wrelleno, Wtotal Y Me; EN CADA UNO DE LOS NIVELES DEL MURO DE GAVIÓN, H= 3,50 M.....	63
TABLA 11. RESULTADOS, ANÁLISIS INTERNO CONTRA VUELCO EN CADA UNO DE LOS NIVELES, H= 3,50 M.....	63
TABLA 12. RESULTADOS, ANÁLISIS INTERNO CONTRA DESLIZAMIENTO DEL MURO DE GAVIÓN EN CADA UNO DE LOS NIVELES, H= 3,50 M.....	63
TABLA 13. RESULTADOS, ANÁLISIS DE Σ MAX, Σ ADM EN CADA UNO DE LOS NIVELES, H= 3,50 M.....	63
TABLA 14. DATOS PRELIMINARES DE DISEÑO, MURO DE GAVIÓN, H= 5,00 M.....	64
TABLA 15. RESULTADOS, ESTABILIDAD CONTRA VUELCO DEL MURO DE GAVIÓN H= 5,00 M.....	65
TABLA 16. RESULTADOS, ANÁLISIS CONTRA VUELCO EN CADA UNO DE LOS NIVELES, H= 5,00 M.....	66
TABLA 17. RESULTADOS, ESTABILIDAD CONTRA CAPACIDAD SOPORTANTE DEL MURO DE GAVIÓN, H= 5,00 M.....	66
TABLA 18. RESULTADOS, Ea, Ma, Wgavión, Wrelleno, Wtotal Y Me; EN CADA UNO DE LOS NIVELES DEL MURO DE GAVIÓN, H= 5,00 M.....	67
TABLA 19. RESULTADOS, ANÁLISIS INTERNO CONTRA VUELCO EN CADA UNO DE LOS NIVELES, H= 5,00 M.....	67
TABLA 20. RESULTADOS, ANÁLISIS INTERNO CONTRA DESLIZAMIENTO EN CADA UNO DE LOS NIVELES, H= 5,00 M.....	67
TABLA 21. RESULTADOS, ANÁLISIS DE Σ MAX, Σ ADM EN CADA UNO DE LOS NIVELES, H= 5,00 M.....	68
TABLA 22. DATOS PRELIMINARES DE DISEÑO, MURO DE GAVIÓN, H= 7,50 M.....	68
TABLA 23. RESULTADOS, ESTABILIDAD CONTRA VUELCO DEL MURO DE GAVIÓN H= 7,50 M.....	70
TABLA 24. RESULTADOS, ANÁLISIS CONTRA DESLIZAMIENTO EN CADA UNO DE LOS NIVELES, H= 7,50 M.....	70
TABLA 25. RESULTADOS, ESTABILIDAD CONTRA CAPACIDAD SOPORTANTE DEL MURO DE GAVIÓN, H= 7,50 M.....	71
TABLA 26. RESULTADOS, Ea, Ma, Wgavión, Wrelleno, Wtotal Y Me; EN CADA UNO DE LOS NIVELES DEL MURO DE GAVIÓN, H= 7,50 M.....	71
TABLA 27. RESULTADOS, ANÁLISIS INTERNO CONTRA VUELCO EN CADA UNO DE LOS NIVELES, H= 7,50 M.....	72
TABLA 28. RESULTADOS, ANÁLISIS INTERNO CONTRA DESLIZAMIENTO EN CADA UNO DE LOS NIVELES, H= 7,50 M.....	72
TABLA 29. RESULTADOS, ANÁLISIS DE Σ MAX, Σ ADM EN CADA UNO DE LOS NIVELES, H= 7,50 M.....	72
TABLA 30. DATOS PRELIMINARES DE DISEÑO, MURO DE CONCRETO REFORZADO, H= 3,50 M.....	74
TABLA 31. RESULTADOS, ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONTRA VUELCO DEL MURO DE CONCRETO REFORZADO, H= 3,50 M.....	75
TABLA 32. RESULTADOS, ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO DEL MURO DE CONCRETO REFORZADO, H= 3,50 M.....	76

TABLA 33. RESULTADOS, ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONTRA CAPACIDAD SOPORTANTE DEL MURO DE CONCRETO REFORZADO, H= 3,50 M.	76
TABLA 34. RESULTADOS DEL DISEÑO INTERNO (VÁSTAGO), H= 3,50 M.	77
TABLA 35. RESULTADOS DEL DISEÑO INTERNO (TALÓN), H= 3,50 M.....	77
TABLA 36. RESULTADOS DEL DISEÑO INTERNO (PUNTA), H= 3,50 M.	78
TABLA 37. DATOS PRELIMINARES DE DISEÑO, MURO DE CONCRETO REFORZADO, H= 5,00 M.....	79
TABLA 38. RESULTADOS, ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONTRA VUELCO DEL MURO DE CONCRETO REFORZADO, H= 5,00 M.	80
TABLA 39. RESULTADOS, ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO DEL MURO DE CONCRETO REFORZADO, H= 5,00 M.....	81
TABLA 40. RESULTADOS, ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONTRA CAPACIDAD SOPORTANTE DEL MURO DE CONCRETO REFORZADO, H= 5,00 M.	81
TABLA 41. RESULTADOS DEL DISEÑO INTERNO (VÁSTAGO), H= 5,00 M.	82
TABLA 42. RESULTADOS DEL DISEÑO INTERNO (TALÓN), H= 5,00 M.....	82
TABLA 43. RESULTADOS DEL DISEÑO INTERNO (PUNTA).	83
TABLA 44. DATOS PRELIMINARES DE DISEÑO, MURO DE CONCRETO REFORZADO, H= 7,50 M.....	84
TABLA 45. RESULTADOS, ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONTRA VUELCO DEL MURO DE CONCRETO REFORZADO, H= 7,50 M.	85
TABLA 46. RESULTADOS, ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO DEL MURO DE CONCRETO REFORZADO, H= 7,50 M.....	86
TABLA 47. RESULTADOS, ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONTRA CAPACIDAD SOPORTANTE DEL MURO DE CONCRETO REFORZADO, H= 7,50 M.	86
TABLA 48. RESULTADOS DEL DISEÑO INTERNO (VÁSTAGO), H= 7,50 M.	87
TABLA 49. RESULTADOS DEL DISEÑO INTERNO (TALÓN), H= 7,50 M.....	87
TABLA 50. RESULTADOS DEL DISEÑO INTERNO (PUNTA), H= 7,50 M.	88
TABLA 51. DATOS PRELIMINARES DE DISEÑO, MURO DE SUELO REFORZADO, H= 3,50 M	89
TABLA 52. RESULTADOS, ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONTRA VUELCO DEL MURO DE SUELO REFORZADO, H= 3,50 M.....	90
TABLA 53 RESULTADOS, ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO DEL MURO DE SUELO REFORZADO, H= 3,50 M	91
TABLA 54. RESULTADOS, ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONTRA CAPACIDAD SOPORTANTE DEL MURO DE CONCRETO REFORZADO, H= 3,50 M.	91
TABLA 55. FACTORES DE REDUCCIÓN APLICADOS EN EL ANÁLISIS DEL DISEÑO INTERNO DEL MURO DE SUELO REFORZADO, H= 3,50 M. ...	92
TABLA 56. RESULTADOS, ANÁLISIS INTERNO DEL MURO DE SUELO REFORZADO, H= 3,50 M.	92
TABLA 57. DATOS PRELIMINARES DE DISEÑO, MURO DE SUELO REFORZADO, H= 5,00 M.....	93
TABLA 58. RESULTADOS, ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONTRA VUELCO DEL MURO DE SUELO REFORZADO, H= 5,00 M.....	94
TABLA 59. RESULTADOS, ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO DEL MURO DE SUELO REFORZADO, H= 5,00 M.	94
TABLA 60. RESULTADOS, ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONTRA CAPACIDAD SOPORTANTE DEL MURO DE SUELO REFORZADO, H= 5,00 M.....	95
TABLA 61. FACTORES DE REDUCCIÓN APLICADOS EN EL ANÁLISIS DEL DISEÑO INTERNO DEL MURO DE SUELO REFORZADO, H= 5,00 M. ...	95
TABLA 62. RESULTADOS, ANÁLISIS INTERNO DEL MURO DE SUELO REFORZADO, H= 5,00 M.	96
TABLA 63. DATOS PRELIMINARES DE DISEÑO, MURO DE SUELO REFORZADO, H= 7,50 M.....	96

TABLA 64. RESULTADOS, ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONTRA VUELCO DEL MURO DE SUELO REFORZADO, H= 7,50 M.....	98
TABLA 65. RESULTADOS, ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO DEL MURO DE SUELO REFORZADO, H= 7,50 M.	98
TABLA 66. RESULTADOS, ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONTRA CAPACIDAD SOPORTANTE DEL MURO DE SUELO REFORZADO, H= 7,50 M.....	99
TABLA 67. FACTORES DE REDUCCIÓN APLICADOS EN EL ANÁLISIS DEL DISEÑO INTERNO DEL MURO DE SUELO REFORZADO, H= 7,50 M. ...	99
TABLA 68. RESULTADOS, ANÁLISIS INTERNO DEL MURO DE SUELO REFORZADO, H= 7,50 M.	100
TABLA 69. PRESUPUESTO GLOBAL, MURO DE GAVIÓN.	109
TABLA 70. PRESUPUESTO GLOBAL, MURO DE CONCRETO REFORZADO.	109
TABLA 71. PRESUPUESTO GLOBAL, MURO DE SUELO REFORZADO.	110
TABLA 72. ESTABILIDAD GLOBAL, MURO DE GAVIÓN, H= 3,50 M.	112
TABLA 73. ESTABILIDAD GLOBAL, MURO DE GAVIÓN, H= 5,00 M.	112
TABLA 74. ESTABILIDAD GLOBAL, MURO DE GAVIÓN, H= 7,50 M.	113

Índice de Ecuaciones

ECUACIÓN 1	14
ECUACIÓN 2	14
ECUACIÓN 3	18
ECUACIÓN 4	51
ECUACIÓN 5	51
ECUACIÓN 6	52
ECUACIÓN 7	52
ECUACIÓN 8	52
ECUACIÓN 9	52
ECUACIÓN 10.....	52
ECUACIÓN 11.....	52
ECUACIÓN 12.....	52
ECUACIÓN 13.....	52
ECUACIÓN 14.....	52
ECUACIÓN 15.....	52
ECUACIÓN 16.....	52
ECUACIÓN 17.....	52
ECUACIÓN 18.....	53
ECUACIÓN 19.....	53
ECUACIÓN 20.....	53
ECUACIÓN 21.....	53

ECUACIÓN 22.....	53
ECUACIÓN 23.....	53
ECUACIÓN 24.....	53
ECUACIÓN 25.....	53
ECUACIÓN 26.....	53
ECUACIÓN 27.....	53
ECUACIÓN 28.....	53
ECUACIÓN 29.....	53
ECUACIÓN 30.....	53
ECUACIÓN 31.....	54
ECUACIÓN 32.....	54
ECUACIÓN 33.....	55
ECUACIÓN 34.....	55
ECUACIÓN 35.....	55
ECUACIÓN 36.....	55
ECUACIÓN 37.....	55
ECUACIÓN 38.....	55
ECUACIÓN 39.....	56
ECUACIÓN 40.....	56
ECUACIÓN 41.....	56
ECUACIÓN 42.....	56
ECUACIÓN 43.....	56
ECUACIÓN 44.....	56
ECUACIÓN 45.....	56
ECUACIÓN 46.....	56
ECUACIÓN 47.....	57
ECUACIÓN 48.....	57
ECUACIÓN 49.....	57
ECUACIÓN 50.....	57
ECUACIÓN 51.....	57
ECUACIÓN 52.....	57
ECUACIÓN 53.....	58
ECUACIÓN 54.....	58
ECUACIÓN 55.....	58
ECUACIÓN 56.....	58

ECUACIÓN 57.....	59
ECUACIÓN 58.....	59

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

1.1.1 Antecedentes internacionales

En cuanto a los antecedentes internacionales, se cuenta con varios estudios que tienen relación con el tema que se analiza en la presente investigación. En primera instancia, está el efectuado por Camavilca Julcamayan, Elvis. Este efectuó su investigación con el objetivo de, analizar la estabilidad del talud y generar una propuesta de estabilización, para el problema presentado en el Km 93 de la carretera central, distrito San Mateo - Huarochiri, Lima. Su propuesta debería ser factiblemente económica, ya que en la zona a lo largo del tiempo han surgido fenómenos naturales, que causaron innumerables efectos, los cuales perturbaron la realidad económica, social y ambiental de toda la zona; por lo cual, la propuesta requería de un diseño óptimo. Camavilca por medio de esta investigación pretendió realizar una correcta evaluación del problema, mediante varios ensayos, tales como: ensayos de campo, ensayos estándares y ensayos especiales con los cuales lograr generar una solución en la zona afectada mediante el software Slide V.6. 0..

Asimismo, a través de los estudios realizados y mediante la implementación del software generó un análisis de la posible propuesta de estabilización y propuso un sistema de muralla de gavión, de tal manera que podría aprovechar la piedra de canto rodado que se encuentra en la zona, para disminuir el costo de la obra. La muralla de gavión es un tipo de muro de gravedad, Camavilca estipuló que este sistema aumentaría el factor de seguridad del terreno, con lo cual se generaría un talud estable (Camavilca Julcamayan, 2019).

Además, se encuentra el documento, *Estudio comparativo de costos entre muros de contención por el método convencional y por el método del suelo reforzado con geomallas*, presentado por, Roger Alexandro Espada Loli. Dicho autor buscó en su trabajo, determinar la diferencia de costos, entre muros de contención, con el fin de establecer el ahorro de dinero en la estabilización de taludes, en el poblado de Canrey Chico, Olleros, Huaraz – Ancash; también destaca la importancia de realizar un análisis en los muros de contención con el uso de geomallas, para la estabilización de taludes, por cuanto ello repercute en el factor de seguridad, para lograr, de esta manera, un modelamiento equilibrado, además de que la introducción de

geomallas mejora el comportamiento geotécnico del suelo y proporciona un aumento en la resistencia global y una disminución de la compresibilidad del suelo.

Por lo demás, Roger Alexandro concluye en su análisis que los muros de contención con el uso de geomallas para la estabilización de taludes presentan una disminución apreciable de los costos en el orden de 50%. Por otra parte, algunas de las ventajas que menciona son: solución ecológica, mantenimiento de las obras terminadas a muy largo plazo, concepción de obras con diseños más complejos y vanguardistas, entre otras (Roger Alexandro, 2017).

1.1.2 Antecedentes nacionales

En el ámbito nacional, se encuentran estudios también relacionados con el presente tema, uno de ellos es el documento, *Diseño de propuestas constructivas Soil Nailing para estabilidad de taludes en sitios de la Red Nacional de Telecomunicaciones del ICE*, que presentó Juan Carlos Campos Vallejos. Este contiene información sobre el diseño de propuestas constructivas de estabilización de taludes y laderas en sitios de la Red Nacional de Telecomunicaciones en el Instituto Costarricense de Electricidad (ICE), por medio de implementación de sistemas de anclajes pasivos tipo *Soil Nailing*, y algunas recomendaciones de control de erosión con geomalla, pantallas de concreto proyectado contra socavación y canalizaciones de agua por escorrentía. Ya que la mayoría de las instalaciones necesarias para generar una cobertura de telecomunicación de calidad y eficacia por parte del ICE, presentan problemáticas como: inestabilidad por matriz de suelo, flujo de agua subterránea, socavamiento por escorrentía de aguas, erosión en los márgenes de los sitios, inestabilidad por meteorización del suelo, inestabilidad por pendiente, flujo de escorrentía, entre otros. Esta es la razón principal para realizar intervenciones ingenieriles a cada uno de ellos.

En este sentido, Vallejos realizó estudios de inspección e identificación de la problemática, con el objetivo de diseñar propuestas de protección para los taludes y laderas en los sitios descritos, con la finalidad de eliminar la problemática que presentan y así continuar con la distribución de los servicios públicos. También efectuó otros estudios tales como: levantamientos topográficos, análisis de estudios de suelo, y desarrollo de modelos de análisis de estabilidad mediante el software Slide; como resultado del análisis, implementó diseños ingenieriles sustentados en las consideraciones del manual de diseño de muros *Soil Nailing* de la

Federal Highway Administration (FHWA), así como también el Código de Cimentaciones de Costa Rica (CCCR-10), el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, el Código Sísmico de Costa Rica 2010 (CSCR-10), los Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI-318SUS-14, entre otros (Vallejos, 2017).

Del mismo modo, Rafael Piñar Venegas en su proyecto final de graduación denominado, *Proyecto de construcción de un muro de gaviones de 960 m³*, expone información relevante sobre el tema de muros de gaviones, sus principales aplicaciones, métodos de diseño, ventajas sobre otras aplicaciones de la malla hexagonal a doble torsión.

Al respecto, Piñar muestra todos los procesos involucrados en un proyecto de construcción de un muro de gaviones de 960 m³, de una altura variable entre 3,0 m y 6,5 m, y una longitud total de 80 m. Los materiales utilizados fueron: piedra bola, malla hexagonal a doble torsión, alambre galvanizado para amarrar las mallas, lastre para la estabilización de la base y varilla #6 como formaleta. Su objetivo principal fue involucrar directamente, al estudiante en un tema real de Ingeniería Civil, que le permita aplicar los conocimientos adquiridos a lo largo de su preparación académica (Piñar Venegas, 2008).

1.2 Planteamiento del problema

El Ministerio de Obras Públicas Y Transportes (MOPT) de Costa Rica, tiene como parte de sus proyectos desde años atrás el mejoramiento vial de las carreteras en toda la zona sur del territorio; como parte del deber del MOPT, se estableció la ampliación de la Ruta Nacional N 160, la cual conecta Playa Naranjo y Playa Paquera; el tramo autorizado por el MOPT cuenta con alrededor de 22 kilómetros; la zona posee un aproximado de 10.000 habitantes. Algunas de las actividades corresponden al comercio, turismo y la pesca, por lo cual esta ruta es de gran importancia para la región. La ampliación de la ruta pretende una mejora en las condiciones viales de la península de Nicoya.

No obstante, el proyecto se ha visto afectado en los últimos años, debido al traslado de servicios, derecho de vía angosto, lo cual incrementa los costos de la ampliación por las soluciones ingenieriles que se deben realizar, además de deslizamientos, tormenta tropical Nate, entre otros.

Asimismo, el proyecto debido a las condiciones de la carretera, contempla el desarrollo de un muro de retención en el tramo indicado, por cuanto se han originado deslizamientos producto de la desestabilización, a causa de la erosión en el terreno, y principalmente a las condiciones topográficas, lo cual complica la ampliación de la carretera en ese tramo. Se requiere, entonces, de un relleno estabilizador y de un muro de retención para la ampliación de dos carriles.

Es así que, en el presente trabajo de investigación, se propone realizar un análisis y prediseño de un muro de retención, el cual estará ubicado en las estaciones 4+121, 4+141, 4+174, 4+189, 4+204 según la topografía generada en Ruta N 160, la cual cuenta con una longitud de aproximadamente 50 m y presenta diferentes alturas en la sección del muro siendo la mayor una altura de 6,05 m y la menor 1,59 m (sin incluir el nivel de desplante que es de 1,50 m).

Asimismo, se realizará una comparación entre los diseños por medio de tres tipos de sistemas de retención, contemplando factibilidad, tanto en soporte como en método constructivo, y en consecuencia se realiza un presupuesto global de la solución; para el desarrollo del proyecto se debe realizar una correcta evaluación del problema, un desarrollo y, por último, presentar una solución económicamente factible.

El propósito de solución se basa en lograr la ampliación de la carretera, con el fin de permitir una mayor dimensión en el ancho de la calzada, mediante un sistema que sea capaz de brindar la correcta capacidad soportante; esta se realizará por medio de tres tipos de sistemas de retención, tipo muro de gavión, sistemas de suelo reforzado y mediante un muro de concreto reforzado.

En este sentido, se pretende brindar una solución económicamente favorable mediante una comparación en los diseños de tres sistemas de retención, y a su vez aplicar los conocimientos adquiridos a lo largo de la preparación académica, lo cual permitirán proponer el sistema de retención más favorable con tal generar el ancho de calzada adecuado para el diseño vial, en la ampliación de la Ruta 160.

A partir de lo anteriormente expuesto, se plantean las siguientes preguntas de investigación:

¿Será factible, el sistema de retención propuesto en el tramo, de la actual ampliación de la Ruta Nacional N 160?

¿Cuál de los sistemas propuestos tendrá un menor costo global colocado en sitio?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Realizar una comparación económica, mediante tres sistemas de retención en las estaciones 4+121, 4+141, 4+174, 4+189, 4+204 de Ruta Nacional 160, Paquera- Playa Naranjo.

1.3.2 Objetivos específicos

1. Con los estudios de capacidad soportante y topografía, realizar un análisis con el fin de solventar el problema en las estaciones 4+121, 4+141, 4+174, 4+189, 4+204 de la Ruta N 160.
2. Generar un prediseño del muro de retención, por medio de un muro tipo gavión, el cual se requiere en las estaciones 4+121, 4+141, 4+174, 4+189, 4+204 de la Ruta N 160.
3. Generar un prediseño del muro de retención, por medio de un sistema de suelos reforzados Keystone en las estaciones 4+121, 4+141, 4+174, 4+189, 4+204 de la Ruta N 160.
4. Generar un prediseño del muro de retención, por medio de un muro de concreto reforzado en las estaciones 4+121, 4+141, 4+174, 4+189, 4+204 de la Ruta N 160.
5. Aplicar un presupuesto (global) de la solución más conveniente para el presente problema, generado en las estaciones 4+121, 4+141, 4+174, 4+189, 4+204 de la Ruta N 160.

1.4 Justificación

Por medio de los estudios realizados durante la construcción de la ampliación de la Ruta Nacional N 160, la cual conecta Playa Naranjo y Playa Paquera, se obtendrán resultados concretos, los cuales serán utilizados en el análisis y prediseño de un muro de retención adecuado al talud, en el tramo requerido de acuerdo con las estaciones (4+121, 4+141, 4+174, 4+189, 4+204 de la Ruta N 160). Los estudios de mecánica de suelos realizados permiten analizar las condiciones reales del suelo en la zona donde se presenta el problema por solucionar.

Cabe indicar que este tramo ostenta irregularidades en la topografía del terreno, por lo que ello produce una complicación en la solución.

El tramo por analizar cuenta con un talud irregular en el espaldón de la carretera, este presenta una pendiente pronunciada, además de material desprendido producto de las lluvias, las cuales han generado erosión en el talud; la intervención a este problema se debe, principalmente, por la falta de terreno a nivel de carretera para generar la ampliación.

El proyecto de la ampliación en la Ruta Nacional 160, cuenta con un diseño vial generado previamente por parte de la empresa desarrolladora, encargada del área vial; este diseño de la carretera establece la ampliación de dos carriles en el tramo mencionado; ello conlleva a la necesidad de un muro de retención, lo que permitirá desarrollar un relleno en la parte posterior del muro, este deberá ser relleno y compactado con materiales competentes, ya que sobre este material compactado se colocará la estructura de pavimento propuesta en el diseño de la desarrolladora.

La ampliación de esta carretera beneficiaría tanto a la población de la zona como a turistas, ya que en la zona habitan alrededor de 10.000 habitantes. Este proyecto producirá un impacto positivo, ya que activará el comercio local y será una ruta adecuada para que transiten los turistas y activen económicamente otras zonas de la Península de Nicoya.

Por medio de cálculos y ayudas de software, se proponen tres sistemas de muro de retención, los análisis serán registrados por los rubros presentes en el Código Sísmico de Costa Rica del año 2010, el Código de Cimentaciones de Costa Rica y el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica del año 2015. Una vez obtenido los análisis de cada uno de los sistemas de retención, se presentarán las diferentes propuestas por medio de una comparación entre las tres posibles soluciones, las cuales son el propósito del estudio, con el fin de solventar el problema en la zona, y así reducir riesgos ocasionados por deslizamientos del talud, por cuanto esto podría causar diversos accidentes, como lo pueden ser: deslizamientos, hundimientos o bloqueos en la vía, que afecten gravemente no solamente el tránsito vehicular, con injerencia directa en un ámbito económico de los habitantes de la zona, ya que no podrían establecer relaciones comerciales con comunidades aledañas.

1.5 Alcances

- En la investigación se presentará el desarrollo de un sistema de retención en la Ruta Nacional 160, específicamente en los estacionamientos 4+121, 4+141, 4+174, 4+189, 4+204, a partir de una comparación económica global con el fin de proponer el sistema óptimo.
- Se realizará un análisis geotécnico de cada uno de los sistemas de retención, no un análisis geométrico.
- El desarrollo del sistema de retención permitirá generar un relleno, con el fin de cumplir el diseño geométrico alcanzando el ancho de los carriles requeridos en el tramo analizado.
- Al diseñar un buen sistema de retención permitirá la estabilidad en el relleno, lo cual tendrá como beneficio una base competente sobre la cual colocar el pavimento diseñado por la concesionaria.
- Se diseñarán tres propuestas de sistemas estabilizadores, con el fin de cumplir los requerimientos, los cuales serían: un muro tipo gravedad en gavión, un muro tipo semigravedad en voladizo mediante concreto reforzado y un muro de tipo suelo reforzado mediante un sistema *Keystone*.
- Se desarrollará un presupuesto global con el que designará la mejor opción constructiva de cada uno de los tres sistemas, y a su vez la propuesta que presente un menor costo.
- Independientemente del muro que se determine como el óptimo, no va a generar alguna incidencia en la capacidad funcional del muro de retención.

1.6 Limitaciones

- Los análisis que se realicen en el documento parten de un estudio geométrico previo, el cual está fuera del alcance del proyecto.
- Se brindó el aporte de estudio de suelos, por parte de la empresa Maccaferri de Costa Rica, en el tramo donde se presenta el problema, el cual será analizado específicamente en los estacionamientos 4+121, 4+141, 4+174, 4+189, 4+204.
- El estudio de suelos fue realizado por la empresa de IGSA consultoría el 18 de enero del 2019.
- Se brindó el levantamiento topográfico de la sección donde se presenta el problema, por parte de la empresa Maccaferri de Costa Rica.
- De antemano se desconoce el material de relleno que se utilizará, por lo que este material se determinará en la etapa de diseño del muro.
- Los estudios de suelos no se repitieron o verificaron con nuevos estudios o modelos geotécnicos.
- La información general de la ampliación de esta ruta estuvo fuera del alcance de la presente investigación, así como el diseño de pavimentos.
- La comparación económica de los sistemas de retención no contempla el transporte del material, debido a que se enfocará en mantener un costo sin que influya el sitio del proyecto.
- Las diferentes estructuras de retención no presentan ninguna diferencia entre ellas, con respecto a la capacidad práctica del muro.

1.7 Impacto

El proyecto de la ampliación de la Ruta N 160 tendrá una gran incidencia en la zona, debido a la actividad económica, social y turística que presenta. Esta zona cuenta con alrededor de 10 000 habitantes, sin mencionar los usuarios no residentes que utilizan la ruta. Muchas personas efectúan el traslado de mercancía, turismo y diferentes actividades; cabe mencionar que hay un tránsito constante entre la Península de Nicoya, donde se recibe el ferry que viaja de Barrio el Carmen de Puntarenas (El Faro) a Playa Naranjo y viceversa, por ende, ello produce el ingreso de muchas personas, quienes utilizarán esta carretera para desplazarse a otras partes de la Península de Nicoya.

La ampliación de la carretera no solo mejorará, el tránsito de los usuarios, sino que también, las unidades de emergencia contarán con mejores caminos para cumplir con su labor. Asimismo, mejorarán las condiciones de calidad de vida de los habitantes locales.

Por otra parte, según lo anteriormente indicado, cabe ratificar que el proyecto, a lo largo del tramo, presentará la estabilización de taludes, canalización de aguas por medio de cunetas, señalización y demarcación vial, red de distribución de aguas, entre otras; a su vez, los muros de retención prediseñados lograrán concluir el diseño vial propuesto en la ruta. Todo esto es importante ya que los conductores podrán viajar a una velocidad de diseño segura, pues contempla los dispositivos de seguridad necesarios; por otra parte, el diseño vial dispondrá de aceras seguras para los peatones en algunos tramos de la carretera donde sea requerido.

Por lo demás, el buen diseño de sistemas de retención contendrá los suelos que presenten algún desnivel importante, pues estos serán rellenos, con el fin de aumentar el ancho de la vía y soportar las cargas de tránsito sobre dicho relleno; con lo cual se evitarán deslizamientos, la pérdida de vidas humanas por accidentes, daños a viviendas u obstrucción de la vía.

1.8 Hipótesis

El estudio de mecánica de suelos contribuye a la solución geotécnica del problema presente en el terreno, al aplicar propiedades y leyes de la mecánica; se debe conocer anteriormente la topografía y capacidad soportante del suelo, ya que será fundamental en el diseño. Obtenidos los datos y a su vez analizados, se realizará el prediseño del sistema de retención, el cual mostrará una solución ante el problema actual, ubicado en el tramo de la Ruta N 160 estacionamientos 4+121, 4+141, 4+174, 4+189, 4+204.

Conocidas las propuestas del prediseño, se procederá a compararlas y a generar un presupuesto global de cada una de ellas, para así determinar la propuesta que presente la evaluación económica más conveniente, con el fin de brindar la solución ante la falta de terreno en el tramo, ya que el diseño vial propuesto requiere de dos carriles adicionales, debido a que la condición actual del tramo no lo permite.

La propuesta final deberá cumplir con los requerimientos establecidos en la construcción de la ampliación de la ruta, y a su vez, con la propuesta del sistema de retención más factible para la obra.

2. MARCO TEÓRICO

2.1 Generalidades

2.1.1 Zonificación sísmica

Según el Código Sísmico de Costa Rica del año 2010: “se divide al país en tres zonas sísmicas de sismicidad ascendente denominadas Zonas II, III y IV”. Estas se representan en la tabla 2.1 del Código, la cual presenta la zona sísmica de cada cantón o, cuando es necesario, de cada distrito (Código Sísmico de Costa Rica, 2010).

2.1.2 Sitios de cimentación

El sitio de cimentación es el lugar de emplazamiento de una edificación para efectos de considerar las condiciones dinámicas del sitio en la demanda sísmica. En ausencia de estudios más refinados de ampliación dinámica, se establece la clasificación de los sitios de cimentación con base en las propiedades de los parámetros indicados en la siguiente tabla.

- Sitio tipo S₁: Un perfil de roca o suelo rígido o denso con propiedades semejantes a la roca.
- Sitio tipo S₂: un perfil de suelo con condiciones predominantes de medianamente denso a denso o de medianamente rígido a rígido.
- Sitio tipo S₃: un perfil de suelo con 6 a 12 m de arcilla de consistencia de suave a medianamente rígida o con más de 6 m de suelos no cohesivos de poca o media densidad.
- Sitio tipo S₄: un perfil de suelo que contenga un estrato de más de 12 m de arcilla suave.

Tabla 1. Tipos de sitio y sus parámetros geotécnicos.

Tipo de sitio	N	V_s (m/s)	C_u (kg/cm ²)
S ₁	≥ 50	≥ 760	≥ 1.00
S ₂	35 – 50	350 – 760	0.75 – 1.00
S ₃	15 – 35	180 – 350	0.50 – 0.75
S ₄	≤ 15	≤ 180	≤ 0.50

Propiedades promedio de los 30 m superficiales.

N: número de golpes del ensayo de penetración estándar

C_u : resistencia al corte no drenada

V_s : velocidad de onda cortante

Fuente: (Código Sísmico de Costa Rica, 2010).

2.1.3 Sacudida sísmica

- Se definen como sismos fuertes aquellos cuya sacudida sísmica tiene un período de retorno de 475 años. Esto corresponde a una probabilidad de excedencia del 10% para una vida útil de 50 años.
- Se definen como sismos extremos aquellos cuya sacudida sísmica, expresada en términos de la aceleración pico efectiva de diseño es 25% mayor que la de los sismos fuertes para el mismo sitio de cimentación.
- Se definen como sismos moderados aquellos cuya sacudida sísmica, expresada en términos de la aceleración pico efectiva de diseño es 25% menor que la de los sismos fuertes para el mismo sitio de cimentación (Código Sísmico de Costa Rica, 2010).

2.1.4 Aceleración pico efectiva de diseño

Con base en la zonificación sísmica y el sitio de cimentación se establecen los siguientes valores de aceleración pico efectiva de diseño, a_{ef} , como parámetro indicador de la sacudida sísmica correspondiente a un período de retomo de 475 años.

Tabla 2. Aceleración pico efectiva de diseño a_{ef} , para un periodo de retorno de 475 años y para diferentes zonas sísmicas y tipos de sitio.

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S_1	0.20	0.30	0.40
S_2	0.24	0.33	0.40
S_3	0.28	0.36	0.44
S_4	0.34	0.36	0.36

Fuente: (Código Sísmico de Costa Rica, 2010).

2.1.5 Requisitos de los sistemas sismorresistentes

Toda edificación debe tener un sistema estructura/compuesto por uno o varios sistemas sismorresistentes, de resistencia, rigidez y ductilidad apropiadas, capaces de transmitir todas las fuerzas por medio de una o, preferiblemente, de varias trayectorias continuas y redundantes, desde su punto de aplicación hasta los cimientos de la estructura. También debe resistir deformaciones internas compatibles con los desplazamientos laterales, correspondientes a la ductilidad global asignada o a la ductilidad global requerida, en caso de que se utilicen los métodos alternos de análisis del artículo 7.7 del Código Sísmico de Costa Rica del año 2010, sin pérdida sensible de su capacidad.

Para esto, el sistema estructural de la edificación se debe diseñar para resistir todas las combinaciones de cargas definidas en el artículo 6.2 (CSCR-10), satisfacer los requisitos de desplazamientos definidos en el artículo 7.8 (CSCR-10), y cumplir con los requisitos del diseño generales y específicos de la sección 3 de esta normativa (CSCR-10) (Código Sísmico de Costa Rica, 2010).

2.1.6 Consideraciones de diseño

Para proyectar una estructura de retención se necesita conocer, para cada tipo de material, el peso específico aparente del suelo o el sumergido, la cohesión, el ángulo de fricción, si existen varias capas de terreno, un terreno natural o un relleno. Además, se deberán considerar las fuerzas externas actuantes como: peso propio, intensidad de carga horizontal, empuje hidrostático, fuerzas sísmicas, sobrecargas actuantes y fuerzas de hinchamiento, en caso de que detrás del muro se encuentren arcillas expansivas. Para la verificación de la estabilidad del muro, tales solicitaciones no deberán llevar factores de mayoración. Se debe verificar la estabilidad del muro revisando la capacidad soportante, el riesgo de volcamiento, el deslizamiento en su base y la seguridad de la obra contra una falla profunda que pase por debajo de la cimentación (estabilidad global). En el caso de muros rígidos, se deberán estudiar también los posibles daños por asentamientos. Para los muros flexibles como gaviones, tierra armada o suelo reforzado, se deberá estudiar además la estabilidad interna de cada uno de los componentes del sistema (malla de gaviones, geotextil, bandas de refuerzo, etc.) (Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2010).

2.1.7 Teoría de Rankine

Esta teoría permite estimar la presión de tierras que actúa sobre el parámetro vertical de un muro. Si la superficie del terreno es horizontal, el empuje proporcionado por esta teoría es asimismo horizontal y está dado por la siguiente expresión:

$$P_a = \gamma * z * k_a - 2 * c\sqrt{k_a} + q * k_a \quad (Ecu - 1)$$

Ecuación 1. Presión activa del suelo

Fuente: (Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2010)

- P_a = Presión activa del suelo [kPa]
- z = Profundidad a la que se calcula la presión [m]
- γ = Peso volumétrico del suelo detrás del muro [kN/m³]
- c = Cohesión del suelo detrás del muro [kPa]
- q = Presión o sobrecarga sobre la superficie del terreno [kPa]
- K_a = Coeficiente de empuje activo.

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (Ecu - 2)$$

Ecuación 2. Coeficiente de empuje activo.

La teoría de Rankine no considera esfuerzos de fricción entre las paredes del muro y el relleno. Por tal motivo, las presiones activas o pasivas calculadas son horizontales y su resultante se ubica a 1/3 de la altura del muro

En el caso de existir sobrecargas sobre la coronación del relleno, se debe considerar si estas son lineales o puntuales para el respectivo cálculo de empujes horizontales, con el fin de calcular su efecto sobre el muro. Este efecto se debe sumar al propio del suelo, así como al efecto

del agua. El empuje hidrostático es superior al de suelo, de aquí el interés en reducirlo construyendo un adecuado drenaje. La aplicación de la teoría de Rankine para la estimación de empujes de suelos finos a corto plazo, en términos de esfuerzos totales, no es una práctica adecuada ya que conduce a sobreestimaciones o subestimaciones de los empujes dependiendo de los valores de cohesión.

Normalmente, la teoría de Rankine es de gran utilidad y confianza, cuando el material detrás el muro es arenoso o en el caso de arcillas bajo condición de análisis en esfuerzos efectivos, siempre y cuando se trate de un suelo arcilloso normalmente consolidado: pues en estos casos $C = 0$. En caso de que se trate de un suelo arcilloso preconsolidado, este presenta un comportamiento dilatante, cuando se somete a esfuerzos menores que la presión de preconsolidación; por lo tanto, en estos casos, se recomienda obtener el valor de C de ensayos triaxiales drenados (CD), pero no utilizar un valor mayor que 15 kPa (Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2010).

2.1.8 Teoría de Coulomb

La teoría de Coulomb considera que el empuje sobre el muro se debe a una cuña de suelo limitada por la pared de ese muro, la superficie del terreno y una superficie de falla dentro del terreno, la que se supone es plana. Este método toma en consideración los esfuerzos de fricción que actúan entre el muro y el terreno. El empuje activo o pasivo se obtiene considerando el equilibrio estático de las fuerzas que actúan (ver Figura 6.1 del CCCR-10) y despreciando el equilibrio de momentos (Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2010).

2.1.9 Estudios geotécnicos preliminares

Investigaciones de reconocimiento o visibilidad técnica, cuya intención principal es brindar un conocimiento previo del sitio antes de realizar los estudios detallados para el diseño final de los taludes o de las obras de estabilización. Deben orientarse a verificar que no existen problemas geotécnicos mayores, fácilmente detectables, que comprometan la seguridad del proyecto. Se incluyen en esta categoría, los estudios geotécnicos solicitados como parte de la realización de medidas de emergencia, que se llevan a cabo con el fin de ejecutar un diseño geotécnico básico de obras destinadas a disminuir el nivel de riesgo sobre un talud (Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica, 2015).

2.1.10 Estudios geotécnicos detallados

Estudios que deben generar y aportar la información suficiente para concebir un modelo geotécnico que permita realizar el diseño final de los taludes o de las obras de estabilización. Su propósito es minimizar las incertidumbres del modelo geotécnico establecido durante las etapas iniciales del proyecto. Como base de los estudios geológicos/geotécnicos detallados, se debe utilizar la información generada durante la etapa de estudios preliminares (Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica, 2015)

2.1.11 Estudios geotécnicos de comprobación durante la ejecución de la obra

Si el profesional responsable lo considera necesario, se podrán ejecutar estudios geotécnicos de comprobación durante la etapa de realización de las obras de estabilización o de construcción del talud. Estos estudios tienen como fin principal validar las premisas y las recomendaciones de diseño, o en su defecto, realizar cambios al diseño oportunamente durante la construcción, de acuerdo con las evidencias observadas durante el proceso (Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica, 2015)

2.1.12 Análisis

Provee un análisis minucioso de las situaciones del lugar de la edificación. También, debe contener recomendación sobre el tipo de cimentación, asentamientos y capacidad portante. Se espera que sea completo y prevea todos los posibles accidentes o fallas del futuro y brinde todas las soluciones a los problemas de ingeniería (Camavilca Julcamayan, 2019).

2.1.13 Mecánica de suelos

Según Terzaghi, la mecánica de suelos: “Es el uso de las leyes de la mecánica y la hidráulica en los problemas en ingeniería que muestran con sedimentos y otros acopios por la disgregación mecánica o la desintegración química de las rocas, Independiente a que contenga materia orgánica o no” (Camavilca Julcamayan, 2019).

2.1.14 Estudio geotécnico

El estudio geotécnico debe establecer si el sitio tiene las condiciones de estabilidad suficientes para el tipo de estructura de contención considerada en el diseño, incluyendo estabilidad general, aptitud de la fundación y de los materiales para el relleno. Un diseño

preliminar del muro es en ocasiones útil para identificar los parámetros que se requiere conocer en el estudio geotécnico (Suárez, 2021).

2.1.15 Suelos

Según Arguedas (2019) los suelos tienen su origen en los macizos rocosos preexistentes los cuales constituyen la roca madre, sometida a la acción ambiental disgregadora de la erosión en tres fases: física, química y biológica.

Desde el punto de vista de la ingeniería geológica, el suelo se define como un agregado de minerales unidos por fuerzas débiles de contacto, separables por medios mecánicos de poca energía o por agitación de agua. La respuesta del suelo frente a las acciones que incluyen las obras de ingeniería, supone un movimiento de esas partículas a través de deslizamientos o giros de ella (Arguedas, 2019).

2.1.16 Peso específico

El peso específico o gravedad específica se toma como el valor promedio para los granos de suelo, este valor es necesario para calcular la relación de vacíos de un suelo y es útil para predecir el peso unitario del suelo; generalmente, este valor se utiliza para clasificar los minerales del suelo y determinar otras propiedades del mismo (Arguedas, 2019).

2.1.17 Límites de Atterberg

En el año 1900, un científico sueco llamado Albert Atterberg, desarrolló un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con diferentes contenidos de humedad. Como el contenido de humedad de un suelo puede variar, la naturaleza de su comportamiento puede dividirse en cuatro estados: sólido, semisólido, plástico y líquido.

El límite líquido (LL) corresponde al porcentaje de contenido de humedad con el que el suelo cambia de un estado plástico a un estado líquido. Igualmente, se define como límite plástico (LP) y límite de contracción (LC) a los puntos de transición en los contenidos de humedad con que el suelo cambia de un estado semisólido a uno plástico y de uno sólido a uno semisólido, respectivamente (Arguedas, 2019).

2.1.18 Capacidad de carga

Una cimentación está diseñada adecuadamente cuando transfiere la carga a través del suelo sin sobre esforzarlo; de lo contrario, se producen asentamientos excesivos o bien una falla cortante del suelo. Para evitarlo, es necesario conocer la capacidad de carga del suelo.

El concepto de la capacidad de carga se basa en el supuesto de que un cimiento puede ser colocado sobre suelos en tres tipos de condiciones: muy compacto o denso, medianamente compacto o medianamente denso y muy blando o muy suelto.

El comportamiento del suelo será diferente en los tres casos conforme se carga el cimiento. Para el caso en que la cimentación se coloque sobre un suelo cohesivamente duro o una arena densa, si la carga es aplicada gradualmente, el asentamiento ira aumentando (Arguedas, 2019).

2.1.19 Capacidad de carga última

Para calcular la capacidad última de carga en cimentaciones corridas superficiales, la cimentación se considera superficial cuando el nivel de desplante (Df) es menor o igual al ancho de la placa (B). Sin embargo, varios autores han sugerido cambios en esta relación, determinándola como Df igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación para considerarse como cimentación superficial.

Para calcular la capacidad admisible en cimentaciones superficiales es necesario aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última. El factor de seguridad debe tener al menos un valor de 3. (Arguedas, 2019)

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \quad (Ecu - 3)$$

Ecuación 3. Capacidad de carga ultima

Fuente: (Arguedas, 2019)

2.1.20 Mecanismos de falla en taludes

La seguridad de una masa de tierra contra falla o movimiento es lo que se conoce como estabilidad. Cuando ocurren los deslizamientos o movimientos en masa, es necesario hacer estudios de estabilidad para determinar la causa de los mismos. La estabilidad se pierde debido a agentes naturales tales como las presiones hidrostáticas, el intemperismo, la deforestación y la erosión. El aumento temporal de cargas, la reducción de la resistencia del suelo una redistribución desfavorable de esfuerzos contribuye a que el talud busque una posición más estable (Arguedas, 2019).

2.1.21 Propiedades de los suelos

Las propiedades del suelo permiten la identificación y clasificación dentro de las abundantes posibilidades de suelos que existen en la naturaleza. Las siguientes propiedades van a depender de aspectos como el posicionamiento geográfico del suelo, la profundidad y espesor del estrato. Dentro de las propiedades físicas de un suelo se encuentran los siguientes:

El peso volumétrico (γ): Esta propiedad viene a ser el peso de un determinado suelo contenida en la unidad de volumen kg/cm^3 , se conoce también como peso unitario o como peso específico de masa.

La densidad: viene a ser peso que presenta un determinado material .se sabe que como todo cuerpo el suelo va a presentar dos tipos de densidades: las cuales son aparente y real.

La densidad real: Esta densidad no es otra cosa más que la densidad media de las partículas sólidas de un suelo.

La densidad aparente: No es otra cosa más que el peso del suelo por unidad de volumen incluido sus espacios porosos.

La porosidad: Se puede expresar como la cantidad en porcentajes del volumen de un suelo invadido por poros. Para considerar un suelo bueno este debe presentar un 50% de porosidad, de los cuales $2/3$ serán poros medianos y $1/3$ poros grandes (Tamariz & Kelvin, 2020).

2.1.22 Estabilidad de taludes

Se entiende por estabilidad a la seguridad de una masa de tierra contra la falla o movimiento. La solución de problemas de estabilidad de taludes es una práctica común en la ingeniería geotécnica, compete al ingeniero desarrollar un proyecto que sea óptimo en términos económicos y principalmente que garantice la seguridad del caso. Un talud puede ser inestable cuando los esfuerzos cortantes movilizados en la masa del suelo o roca igualan la resistencia al corte del material, condición que puede alcanzarse por la intervención de agentes externos (por ejemplo, una acción humana) o internos (por ejemplo, las alteraciones de la resistencia al corte). La inclinación o pendiente de los taludes es otro de los factores que influyen en la ocurrencia de movimientos de masa; los taludes más empinados tienden a ser más propensos a procesos de inestabilidad (Caruajulca, 2017).

2.1.23 Cohesión del suelo

La cohesión es la máxima resistencia del suelo a la tensión. Esta resulta de la interacción de factores tales como la adherencia de la superficie de las partículas, la tensión capilar de las partículas de agua, las condiciones de drenaje y los esfuerzos del suelo. En las arcillas, que tienen contacto entre las caras de sus partículas, se encuentra una cohesión real; en los suelos no plásticos de grano fino se puede dar una cohesión aparente cuando están en condiciones de saturación parcial. La cohesión en un suelo variará según su contenido de humedad, y se encuentra principalmente en los suelos finos (arcillas y limos), mientras que en los suelos granulares (arenas y gravas) esta propiedad es prácticamente nula (Caruajulca, 2017)

2.1.24 Ángulo de fricción interno

También se le conoce como ángulo de frotamiento interno; es un valor que depende del tamaño, forma, densidad de las partículas o de los granos y de la presión normal. Como los suelos gruesos tienen superficies de contacto y sus partículas son angulares, presentan una fricción entre ellas que se opone al movimiento. Para encontrar el ángulo de fricción interno, se desarrolló el ensayo de corte directo o triaxial que entregan la información más representativa del esfuerzo cortante que sufre una masa del suelo al ser cargada (Caruajulca, 2017).

2.1.25 Nivel de seguridad

- El nivel de seguridad que requiere un talud o ladera debe definirse con base en la amenaza e impacto sobre vidas humanas, así como en las pérdidas económicas o ambientales previsibles.
- El nivel de riesgo contra la pérdida de vidas humanas debe seleccionarse al utilizar como guía la tabla 1. del Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica.
- El nivel de riesgo contra daños económicos o ambientales debe seleccionarse al tomar como guía la tabla 2. Del Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica.

Tabla 3. Nivel de riesgo contra pérdida de vidas humanas.

Riesgo	Ejemplos
Bajo	Área y edificaciones con permanencia eventual de personas: potreros, parques nacionales, áreas de recreo y parques urbanos de baja ocupación, zonas de estacionamiento de automóviles, bodegas de materiales. En esta categoría no se incluyen bodegas donde se almacenen materiales tóxicos o explosivos. Ferrovías o carreteras de tránsito bajo.
Medio	Área y edificaciones con permanencia limitada de personas: áreas de espera de ocupación pública, como por ejemplo terminales de autobús o tren. Ferrovías o carreteras de tránsito medio.
Alto	Área y edificaciones con movilización intensa y permanencia de personas: edificios residenciales, urbanizaciones, edificios comerciales, edificios industriales edificios destinados a la educación, hospitales, sistemas de distribución de combustibles, bodegas donde se almacenen materiales tóxicos o explosivos. Ferrovías o carreteras de tránsito alto.

Fuente: Tabla 1. Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica.
(Geotecnia A. C., 2015).

Tabla 4. Nivel de riesgo contra daños económicos y ambientales.

Riesgo	Ejemplos
Bajo	Parques en zonas urbanas, estacionamientos al aire libre, potreros, caminos de tránsito bajo.
Medio	Carreteras de tránsito moderado, servicios esenciales que se vean interrumpidos por periodos cortos (por ejemplo: agua, electricidad, etc), instalaciones cuya falla podría ocasionar contaminación; viviendas y urbanizaciones.
Alto	Carreteras de tránsito intenso, ferrovías, servicios esenciales que se vean interrumpidos por periodos prolongados (por ejemplo: agua, electricidad, etc), instalaciones cuya falla podría ocasionar contaminación significativa (por ejemplo: estaciones de servicio de combustible, bodegas donde se almacenen materiales tóxicos, etc), edificios habitacionales y comerciales.

Fuente: Tabla 2. Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica.
(Geotecnia A. C., 2015)

2.1.26 Factor de seguridad

El factor de seguridad es empleado por los ingenieros para conocer cuál es el elemento de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el que se diseña. Existen además otros sistemas para plantear el factor de seguridad, tales como la relación de altura crítica y altura real del talud y métodos probabilístico (Caruajulca, 2017).

Tabla 5. Factores de seguridad para el diseño de taludes permanentes y análisis de laderas.

Condición de análisis	Riesgo de pérdida de vidas			
	Riesgo de daños económicos y ambientales	Bajo	Medio	Alto
Estática	Bajo	1,20	1,30	1,40
	Medio	1,30	1,40	1,50
	Alto	1,40	1,50	1,50
Pseudoestática: Coeficiente pseudoestático según el artículo 2.5, tabla 10	Bajo	>1,00	>1,00	1,05
	Medio	>1,00	1,05	1,10
	Alto	1,05	1,10	1,10
Desembalse rápido: Taludes en embalses con posibilidad de un desembalse rápido	Bajo	1,10	1,15	1,20
	Medio	1,15	1,20	1,30
	Alto	1,20	1,30	1,40

Fuente: Tabla 3. Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica.
(Geotecnia A. C., 2015).

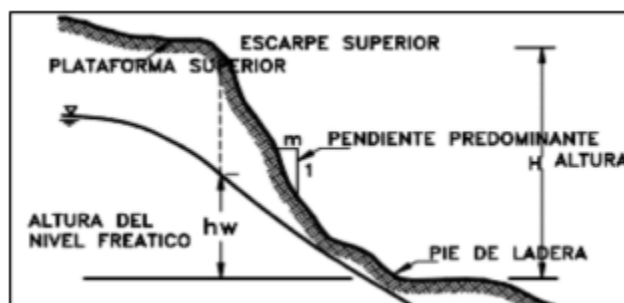
2.1.27 Talud

Talud es la denominación que se da a cualquier superficie inclinada de suelo o de un macizo rocoso. Puede ser natural, también llamado ladera, o construido por el hombre, como en los cortes y terraplenes (Caruajulca, 2017).

2.1.28 Taludes naturales

Se denominan taludes naturales aquellas laderas que se han originado o formado naturalmente con el paso del tiempo y las diversas condiciones climáticas a las cuales han sido sometidas durante todo el tiempo de su formación. En este grupo de taludes se pueden encontrar dos tipos de formaciones por erosión y acumulación. La formación de taludes por erosión se da, a causa del desgaste de la superficie del suelo, ya sea por una erosión eólica, erosión hídrica, erosión gravitatoria etc. Generándose de esa manera la formación de lomas y valles (Tamariz & Kelvin, 2020).

Ilustración 1. Talud natural.



Fuente: Estudio comparativo de muros de contención para la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles. (Tamariz & Kelvin, 2020)

2.1.29 Taludes artificiales

Se les denomina taludes artificiales a aquellos cortes, excavaciones, construcción de terraplenes o pendientes que durante su proceso de formación tuvo la intervención necesaria del hombre el cual mediante procesos físicos altero su estado natural generando de esta manera la aparición de taludes artificiales (Tamariz & Kelvin, 2020).

Ilustración 2. Talud artificial.



Fuente: Estudio comparativo de muros de contención para la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles. (Tamariz & Kelvin, 2020)

2.1.30 Movimientos de tierra

Los movimientos de tierra se realizan con el fin de estabilizar taludes, estos deben ejecutarse de acuerdo con los lineamientos establecidos en la Division 200 de Manual de especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes (CR-2010). Todo movimiento de tierra planeado como solución a un problema de estabilidad (remoción, adición de material o incluso de bermas) debe ser el resultado del análisis de estabilidad del talud o ladera realizado sobre un modelo geotécnico confiable.

Además y en caso que sea necesario, se recomienda realizar un movimiento de tierra para eliminar los materiales que se han deslizado del pie del talud o ladera. Se deberá verificar la estabilidad del talud resultante por medio de un modelo geotécnico adecuado, con el fin de evitar agravamientos de las condiciones de inestabilidad (Geotecnia A. C., 2015)

2.1.31 Factores antrópicos

El ser humano induce cambios en el medio ambiente de un talud debido a que muchas de sus actividades diarias tienen gran influencia en la activación de los deslizamientos. Algunos de los procesos antrópicos que afectan la estabilidad de los taludes son los siguientes:

- Las excavaciones o cortes que modifican la topografía original del terreno, especialmente, los cortes en el pie de los taludes.
- Los rellenos o depósitos de materiales sobre el talud, disposición de residuos, etc.

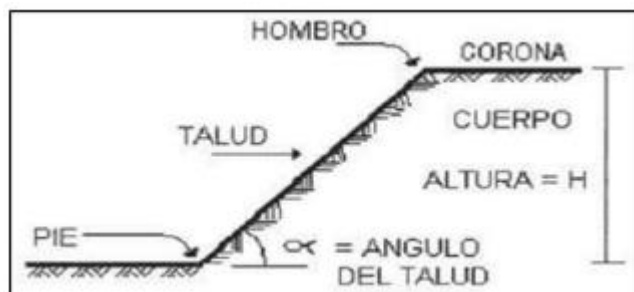
- El mantenimiento inadecuado de los sistemas de drenaje y subdrenaje.
- La deforestación que produce hidrológicos y afecta la resistencia del suelo, al eliminar el refuerzo de las raíces.
- Las variaciones artificiales, tránsito de vehículos, vibraciones de maquinaria, detonaciones de explosivos, etc., las cuales generan fuerzas dinámicas y el deterioro de la estructura de los materiales.
- La disminución repentina del nivel de agua como en el caso del desembalse de una presa.

La mayoría de las laderas se encuentran en estado de equilibrio y la masa de la parte inferior de estas evita la posibilidad de movimientos. Al construir una vía, se rompe ese balance y se generan esfuerzos, los cuales pueden producir una falla de deslizamiento o un deterioro de las condiciones de estabilidad, esto facilita la falla al infiltrarse el agua de las lluvias o al presentarse un sismo en el talud (Arguedas, 2019).

2.1.32 Partes de un talud

Generalmente como partes principales de un talud podemos encontrar: la corona, el pie, el talud, el cuerpo, el ángulo del talud y el hombro, que en la siguiente imagen se puede apreciar su ubicación (Tamariz & Kelvin, 2020).

Ilustración 3. Partes de un talud.



Fuente: Estudio comparativo de muros de contención para la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles (Tamariz & Kelvin, 2020).

2.1.33 Pendiente

Es la medida de la inclinación del talud o ladera. Puede medirse mediante grados, en porcentaje o en relación m/1, en la cual “m” es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical. Normalmente, los taludes compuestos por rocas forman masas de más pendientes y los que contienen masa de poca resistencia o blandas, forman pendientes menos significativas (Caruajulca, 2017).

2.1.34 Complejidad geotécnica del talud

La complejidad geotécnica describe el grado de dificultad con la que se puede obtener un modelo geotécnico apropiado para realizar el análisis de un talud. La complejidad geotécnica del talud debe ser definida por el profesional responsable designado para realizar el estudio, con base en las siguientes definiciones:

- Complejidad geotécnica baja: corresponde a un sitio donde se puede definir un modelo geotécnico homogéneo, sin presencia de agua que aflora en el terreno, sin presencia de estructuras geológicas importantes, en donde los afloramientos de roca se presentan sanos, masivos o muy poco fracturados y meteorizados.
- Complejidad geotécnica media: corresponde a un sitio en donde el modelo geotécnico es variable según la orientación del perfil analizado. Está compuesto por materiales heterogéneos, con presencia de agua que aflora en el terreno, con presencia de estructuras geológicas que inducen a la debilidad de la litología (e.g. fracturas, pliegues, diaclasas, alteración hidrotermal, etc.).
- Complejidad geotécnica alta: corresponde a un sitio en donde el modelo geotécnico es muy variable según la orientación del perfil analizado, con materiales muy heterogéneos, con presencia de agua que aflora en el terreno y con estructuras geológicas (fracturas, diaclasas, pliegues) y alteración hidrotermal. Las rocas, en sus afloramientos, se presentan muy fracturados, alternados y meteorizados.
- Complejidad geotécnica especial: cuando exista una complejidad geotécnica de este tipo, que corresponde según lo expuesto en el artículo 1.3 de Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, es decir, con sitios en donde se presentan movimientos en masa activos de gran magnitud, avalanchas o flujos de detritos o

2.1.37 Topografía

La realización de un levantamiento topográfico puede ser necesaria en diferentes situaciones y campos de actuación profesional. Su objetivo es examinar la superficie cuidadosamente, teniendo en cuenta las características físicas, geográficas y geológicas del terreno, así como las alteraciones existentes consecuencia de la intervención del ser humano (construcción de taludes, excavaciones, canteras, etc.) (Geomatica, 2020).

2.1.38 Levantamiento topográfico

Un levantamiento topográfico es el conjunto de operaciones necesarias para obtener la representación de un determinado terreno natural. Los levantamientos convencionales suelen llevarse a cabo mediante topografía clásica (Caruajulca, 2017).

2.1.39 Tipos de levantamientos topográficos.

- Levantamiento de terrenos en general: tiene por objeto marcar linderos o localizarlos, medir y dividir superficies, ubicar terrenos en planos generales ligado con levantamientos anteriores o proyectar obras y construcciones.
- Topografía para vías de comunicación: sirve para estudiar y construir caminos, ferrocarriles, canales, líneas de transmisión, acueductos, etc.
- Topografía de minas: tiene por objeto fijar y controlar la posición de trabajos subterráneos y relacionarlos con las obras superficiales.
- Levantamientos catastrales: normalmente se trata de levantamientos urbanos o rurales, con el propósito de localizar los linderos de las propiedades (agrícolas, mineras, acuicultura, derechos de agua, etc.) y las construcciones que contienen, para conocer sus detalles, su extensión, su valor, los derechos de propiedad y transmisión, con la finalidad principal de que el estado pueda recaudar los impuestos respectivos.
- Levantamientos de ingeniería: incluye los trabajos topográficos requeridos antes, durante y después del término o cierre de los proyectos de ingeniería (Rincón & Vargas, 2017).

2.1.40 Permeabilidad

Esta propiedad está definida como la capacidad de un material para permitir el flujo a través de él. Para determinar la permeabilidad de un suelo en el campo, se emplean comúnmente dos métodos: en la prueba de infiltración, se introduce el agua en un hoyo de perforación, pozo o calicata y se observa la tasa de percolación a una carga fija o variable. En la prueba de bombeo, el agua es bombeada desde un taladro o calicata a una tasa constante y se observa el descenso del nivel de la capa freática en los pozos colocados para este propósito en líneas radiales a varias distancias de la bomba.

Ambos métodos tienen la ventaja de efectuar pruebas del suelo *in situ*, de modo que los efectos de estructura natural, estratificación y otras propiedades naturales se incluyen en las pruebas. La prueba de bombeo es relativamente costosa (Caruajulca, 2017).

2.1.41 Lluvias

El agua es el factor que más comúnmente se le asocia con las fallas de taludes, debido a que la mayoría de los deslizamientos ocurren después de lluvias fuertes o durante periodos lluviosos y el control del agua subterránea es uno de los sistemas más efectivos para la estabilización de deslizamientos (Caruajulca, 2017).

2.1.42 Canales colectores y disipadores

Su función principal es recolectar las aguas de los canales interceptores de mitad de talud y cunetas de coronación y llevarlos a un sitio seguro disipando su energía. Se presentan dos tipos diferentes de canales, el canal rápido y el canal en gradería. El canal rápido se construye a una pendiente igual a la del talud y en ocasiones se le colocan elementos sobresalientes en su fondo. Este sistema es muy utilizado por ser más económico (Caruajulca, 2017).

2.1.43 Drenaje subterráneo

La función principal del drenaje subterráneo es disminuir las presiones de poros o impedir que estas aumenten. La eficiencia del sistema, en términos de cantidad de agua recolectada, depende de la permeabilidad de los suelos o rocas y de los gradientes hidráulicos, lo cual origina la disminución del nivel piezométrico y gradiente hidráulico (Caruajulca, 2017).

2.1.44 Subdrenes interceptores

Los subdrenes interceptores son zanjas excavadas a mano o con retroexcavadora, rellenas de material filtrante y elementos de captación y transporte del agua. La profundidad máxima de estas zanjas es de aproximadamente seis metros (Caruajulca, 2017).

2.1.45 Material de filtro

Para evitar taponamiento por transporte y sedimentación de material fino se debe colocar un filtro que impida el paso de las partículas finas del suelo a proteger y permitir la filtración rápida del agua. Se requiere escoger muy cuidadosamente el material de filtro o el tipo y calidad del geotextil a emplear. Para material de filtro se deben cumplir ciertos requisitos de granulometría los cuales son universalmente conocidos (Caruajulca, 2017).

2.1.46 Filtros de geotextil

Los geotextiles son telas permeables, filtrantes, construidas con fibras sintéticas, especialmente polipropileno, poliéster y polietileno. Los geotextiles generalmente se clasifican en tejidos y no tejidos. Los tejidos a su vez se diferencian de acuerdo con el sistema de tejido. Los más utilizados para filtro son los no tejidos, entre cuales se deben diferenciar los perforados con alfileres, los pegados al calor y los pegados con resinas, aunque es común encontrar mezclas de los tres procesos de manera combinada. Los principales problemas de las telas filtrantes corresponden a su baja resistencia a la exposición a los rayos solares, los cuales las descomponen, a las altas temperaturas y a ciertos químicos (Caruajulca, 2017).

2.1.47 Fuerzas del agua

La presencia de agua detrás de una estructura de contención tiene un gran efecto sobre la magnitud de las fuerzas aplicadas sobre el muro. La mayoría de las fallas en los muros se deben a la acción del agua; por lo tanto, es de gran importancia proveer un adecuado drenaje detrás del muro y calcular adecuadamente las presiones de agua en el diseño.

Las presiones de diseño del agua deben basarse en la condición más crítica que pueda ocurrir durante la vida útil de la estructura de contención; por ejemplo, inundaciones o rompimiento de tuberías principales de agua. Donde hay nivel freático que varía con las lluvias, el diseño debe basarse en la lluvia máxima para un período de retorno superior a 100 años (Suárez, 2021).

2.1.48 Resistencia cortante del suelo

Es considerada como la oposición interna por el área unitaria que la masa de suelo ofrece para oponer resistencia por la falla de corte y la traslación a lo largo de cualquier superficie dentro de él. Los profesionales deben percibir la naturaleza de la oposición cortante para estudiar los problemas de la permanencia de suelo, tales como el tonelaje de carga, permanencia de taludes y la presión lateral sobre distribuciones de conservación de tierras (Camavilca Julcamayan, 2019).

2.1.49 Características de rotura

La característica de rotura se basa en determinar, a través de muestras o directamente, el momento en que los corrimientos, ya apreciables, generados por agentes externos, crecen sin que a estos se les aumenten las cargas. Para poder determinarlo, se puede realizar el uso de ensayos de corte o ensayos de compresión (Tamariz & Kelvin, 2020).

2.1.50 La capacidad portante

Es la facultad que presenta un determinado terreno para resistir cargas externas generadas sobre él, es la presión máxima que se genera entre una cimentación y el terreno esto antes de que genere un fallo por cortante del suelo o un hundimiento diferencial excesivo (Tamariz & Kelvin, 2020).

2.1.51 Granulometría

La granulometría es una propiedad que presenta los suelos para describir y detallar a cada uno de ellos, con el objetivo para describir su trabajabilidad, comportamiento y constitución al momento de ejecutar con fines constructivos. Es la colocación de los volúmenes de las partículas de un agregado el cual se establece por prueba de tamices (Camavilca Julcamayan, 2019).

2.1.52 Cimentaciones

La cimentación de una estructura es aquello que la sustenta sobre el terreno. Generalmente se encuentra enterrada y transmite al terreno su propio peso y las cargas recibidas, de modo que la estructura que soporta sea estable, la presión transmitida sea menor a la admisible y los asientos se encuentren limitados. La cimentación consta de dos partes, el elemento estructural encargado de transmitir las cargas al terreno, o cimiento, y la zona del terreno afectada por dichas cargas, o terreno de cimentación. La cimentación debe resistir las

cargas y sujeta la estructura frente a acciones horizontales como el viento y el sismo, conservando su integridad. La tensión que actúa sobre el terreno se debe a los esfuerzos producidos por la estructura sobre el cimiento, a los que hay que añadir el peso propio de este más las tierras u otras acciones que actúen sobre él. La interacción entre el suelo y la estructura depende de la naturaleza del propio terreno, de la forma y tamaño de la cimentación y de la flexibilidad de la estructura.

Las cimentaciones se diseñan para no alcanzar los estados límites últimos o de servicio. Los primeros llevan a la situación de ruina (estabilidad global, hundimiento, deslizamiento, vuelco o rotura del elemento estructural), mientras que los segundos limitan su capacidad funcional, estética, etc. (Yepes Piqueras, 2020).

2.1.53 Cimentaciones superficiales

Son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo, por cuanto este posee suficiente capacidad portante o por tratarse de construcciones de importancia secundaria y relativamente livianas. En estructuras importantes, tales como puentes, las cimentaciones, incluso las superficiales, se apoyan a suficiente profundidad como para garantizar que no se produzcan deterioros (JANAMPA, 2019).

2.1.54 Losas de cimentación

Una losa de cimentación es una cimentación combinada que cubre toda el área debajo de una estructura y soporta todas las paredes y columnas. Este tipo de cimiento es más apropiado y adecuado cuando la presión del suelo permitida es baja, o la carga es pesada, y las zapatas extendidas cubrirían más de la mitad del área del plan.

Además, cuando el suelo contiene lentes de estratos compresibles que probablemente causen un asentamiento diferencial considerable, la losa de cimentación es muy adecuada, ya que tiende un puente sobre los puntos erráticos, en virtud de su rigidez.

En ocasiones, el principio de los cimientos flotantes puede aplicarse mejor en el caso de los cimientos de losa de cimentación, para minimizar los asentamientos (JANAMPA, 2019).

2.1.55 Zapatas

Una zapata es una ampliación de la base de una columna o muro, que tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo. Las zapatas que soportan una sola columna, se llaman individuales o zapatas aisladas. La zapata que se construye debajo de un muro, se llama zapata corrida o zapata continua. Si una de ellas soporta varias columnas, se llama zapata combinada (JANAMPA, 2019).

2.156 Zapatas aisladas

Las zapatas aisladas son un tipo de cimentación superficial que sirve de base de elementos estructurales puntuales como son los pilares; de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que le transmite. El término zapata aislada se debe a que se usa para asentar un único pilar, de ahí el nombre de aislada. Es el tipo de zapata más simple, aunque cuando el momento flector en la base del pilar es excesivo no son adecuadas y en su lugar deben emplearse zapatas combinadas o zapatas corridas en las que se asienten más de un pilar (JANAMPA, 2019).

2.1.57 Zapatas corridas

Las zapatas corridas se emplean para cimentar muros portantes, o hileras de pilares. Estructuralmente funcionan como viga flotante que recibe cargas lineales o puntuales separadas. Son cimentaciones de gran longitud, en comparación con su sección transversal. Las zapatas corridas están indicadas como cimentación de un elemento estructural longitudinalmente continuo, como un muro, en el que se pretende colocar los asientos en el terreno.

También este tipo de cimentación hace de arriostamiento; ello puede reducir la presión sobre el terreno y puede puentear defectos y heterogeneidades en este. Otro caso en el que resultan útiles es cuando se requerirían muchas zapatas aisladas próximas y, por lo tanto, resulta más sencillo realizar una zapata corrida.

Las zapatas corridas se aplican normalmente a muros. Pueden tener sección rectangular, escalonada o estrechada cónicamente. Sus dimensiones están en relación con la carga que han de soportar, la resistencia a la compresión del material y la presión admisible sobre el terreno (JANAMPA, 2019).

2.1.58 Muros de contención

El propósito de una estructura de contención es el de resistir las fuerzas ejercidas por la tierra contenida y transmitir esas fuerzas en forma segura a la fundación o a un sitio por fuera de la masa analizada de movimiento. En el caso de un deslizamiento de tierra, el muro ejerce una fuerza para contener la masa inestable y la transmite hacia una cimentación o zona de anclaje por fuera de la masa susceptible de moverse. Deben diferenciar dos condiciones de diseño de una estructura de contención totalmente diferente (Caruajulca, 2017).

2.1.59 Muros rígidos

Son estructuras de contención generalmente de concreto que no permiten deformaciones importantes sin romperse. Se apoyan sobre suelos competentes para transmitir fuerzas de su cimentación al cuerpo del muro y de esta forma generar fuerzas de contención. La utilización de muros rígidos es una de las formas más sencillas de manejar cortes y terraplenes. Estos actúan como una masa relativamente concentrada que sirve de elemento contenedor de la masa inestable (Suárez, 2021).

2.1.60 Muros en voladizo

Los muros en voladizo son estructuras que resisten esfuerzos de flexión, y en su mayoría utiliza parte del peso propio del suelo que se apoya sobre su base para garantizar su equilibrio. Usualmente se construyen con concreto reforzado o mampostería reforzada.

Los muros en voladizo requieren de una buena capacidad soportante en la cimentación y el empleo de formaletas especiales. La dificultad es que pueden volverse antieconómicos en alturas muy grandes, y por ser livianos resultan inadecuados en muchos casos de estabilización de deslizamientos de masas grandes de suelo (Geotecnia A. C., 2015).

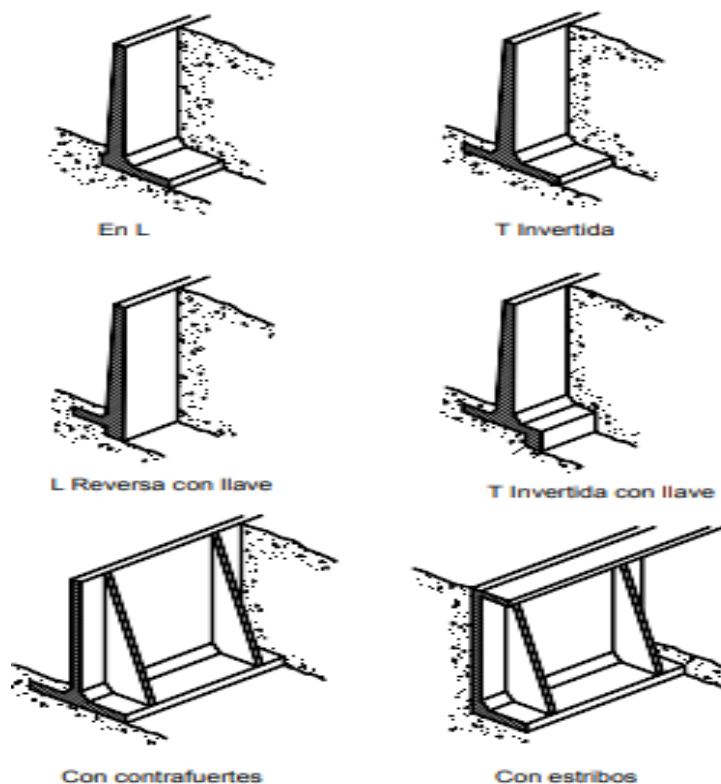
2.1.61 Muros de concreto reforzado

Los muros de concreto reforzado son relativamente esbeltos y comúnmente en forma de L, con relleno en tierra por encima de la cimentación. Una estructura de concreto reforzado resiste las fuerzas de un movimiento, debido principalmente a la presión de la tierra sobre el muro. Este, a su vez, debe apoyarse en una cimentación por fuera de la masa inestable (Suárez, 2021).

Tipos de muro de concreto reforzado. Existen los siguientes tipos de muro de concreto reforzado:

- Muros empotrados o en voladizo, en forma de L o T invertida, los cuales tienen una placa semivertical o inclinada monolítica con otra placa en la base.
- Muros con contrafuertes, en los cuales, la placa vertical o inclinada está soportada por contrafuertes monolíticos que le dan rigidez y ayudan a transmitir la carga a la placa de cimentación.
- Muros con estribos, en los cuales, adicionalmente a la placa vertical, la placa de cimentación y los contrafuertes, se construye una placa superior subhorizontal que aumenta la rigidez y capacidad para soportar momentos (Suárez, 2021).

Ilustración 5. Tipos de muro de concreto reforzado.



Fuente: Técnicas de Remediación (Suárez, 2021).

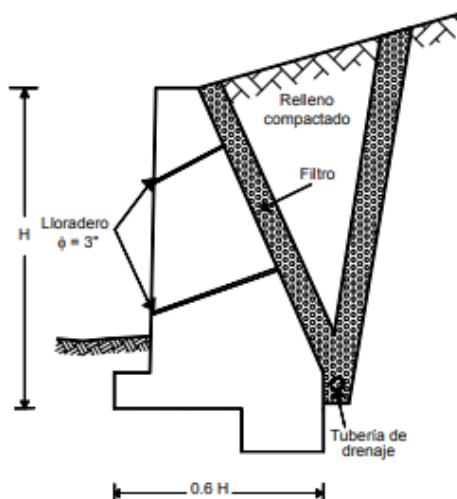
2.1.62 Muro de contención de gravedad

Un muro de contención que depende solamente de su propio peso para funcionar es designado como un muro de gravedad. Allan Block combina los principios básicos de ingeniería de inclinación, brazo de palanca y peso total de la unidad en una mecánica simple para hacer los muros de gravedad estables (Block, 2018).

2.1.63 Muros de concreto simple

Los muros de concreto simple o ciclópeo actúan como estructuras de peso o gravedad; se recomienda no emplear alturas superiores a cuatro metros, debido no solo al aumento de costos, sino a la presencia de esfuerzos de flexión que no pueden ser resistidos por el concreto y se pueden presentar roturas a flexión en la parte inferior del muro o dentro del cimiento (Suárez, 2021).

Ilustración 6. Esquema de un muro de concreto simple.



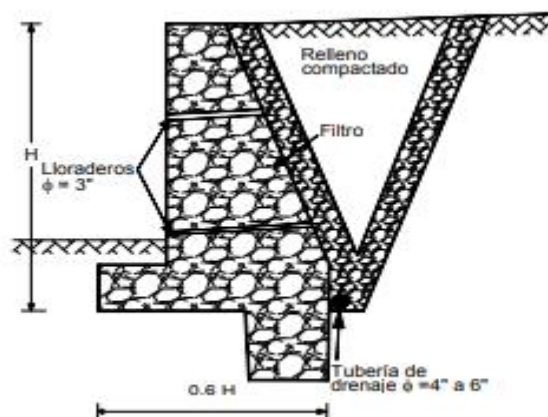
Fuente: Técnicas de Remediación (Suárez, 2021).

2.1.64 Muros de concreto ciclópeo con refuerzo estructural

En los últimos años se han utilizado con éxito muros de concreto ciclópeo de semigravedad con columnas o columnetas y/o vigas de refuerzo de acero, para ayudar a resistir las fuerzas internas de flexión.

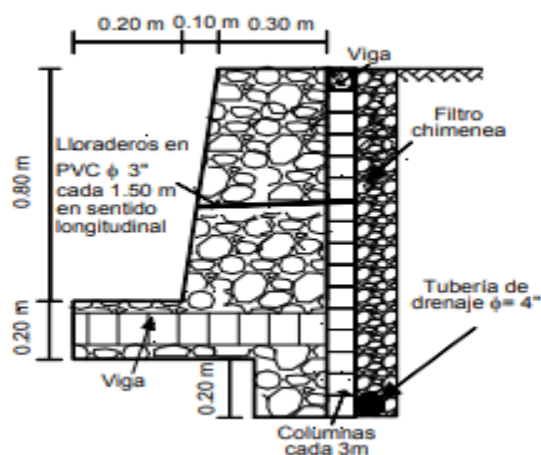
El diseño de los muros de concreto ciclópeo con columnas de refuerzo estructural permite la construcción de muros más esbeltos e incluso muros con contrafuertes. Las columnas de refuerzo deben tener estribos suficientemente cercanos y deben utilizarse bloques de roca relativamente grandes para garantizar que no haya bloques de roca dentro de las columnas de refuerzo. (Suárez, 2021).

Ilustración 7. Esquema de un muro de concreto ciclópeo.



Fuente: Técnicas de Remediación (Suárez, 2021).

Ilustración 8. Esquema de un muro de concreto ciclópeo con refuerzo estructural.

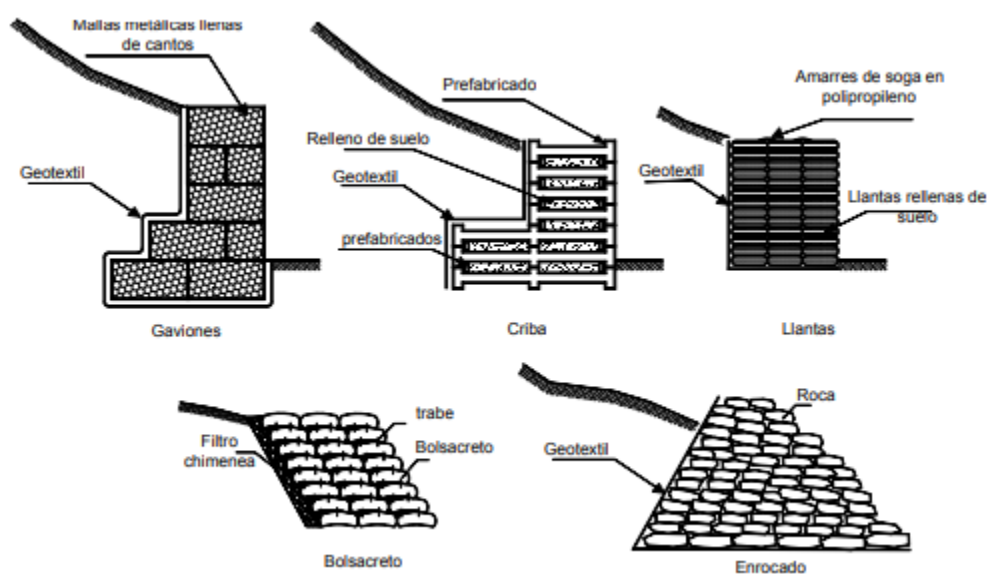


Fuente: Técnicas de Remediación (Suárez, 2021).

2.1.65 Muros de gravedad flexibles

Son estructuras masivas y flexibles. Se adaptan a los movimientos. Su efectividad depende de su peso y de la capacidad de soportar deformaciones importantes sin que se rompa su estructura. Los muros flexibles son estructuras que se deforman fácilmente por las presiones de la tierra sobre ellas o que se acomodan a los movimientos del suelo y generalmente, se diseñan para resistir presiones activas en lo que se refiere a su estabilidad intrínseca y actúan como masas de gravedad para la estabilización de deslizamientos de tierra (Suárez, 2021).

Ilustración 9. Esquema de algunos tipos de muros flexibles.



Fuente: Técnicas de Remediación (Suárez, 2021).

2.1.66 Muros en gaviones

Los gaviones son cajones de malla de alambre galvanizado que se rellenan de cantos de roca. Los muros en gaviones son estructuras de gravedad y su diseño sigue la práctica estándar de la ingeniería civil.

Debe tenerse en cuenta, de manera muy especial, el amarre entre unidades de gaviones para evitar el movimiento de unidades aisladas y poder garantizar un muro monolítico. Por su flexibilidad el muro de gaviones puede deformarse fácilmente al ser sometido a presiones, diferenciándose un poco su comportamiento de los muros convencionales (Suárez, 2021).

2.1.67 Muros de suelo reforzado

Son estructuras donde se colocan elementos de refuerzo directamente en el interior del terreno, para aumentar su resistencia a los esfuerzos de tensión y el cortante. Estos elementos pueden ser de acero galvanizado (tiras metálicas), geosintéticos, columnas de suelo mejorado con material cementante, entre otros que trabajen en conjunto con el terreno.

Son relativamente sencillos de construir, se adaptan fácilmente a la topografía existente y generalmente utilizan el suelo como principal elemento principal de construcción, aunque algunos muros de este tipo requieren materiales selectos para su construcción. Según el tipo de refuerzo del muro, pueden ser construidos sobre cimentaciones débiles y toleran deformaciones grandes y asentamientos diferenciales del terreno; además son fáciles de demoler o reparar (Geotecnia A. C., 2015).

2.1.68 Pilas

Las pilas son elementos de concreto reforzado, que deben pasar a través de la superficie de falla y se entierran en roca o suelo competente. El anclaje en el estrato competente genera una resistencia lateral de capacidad de soporte, lo cual permite a la pila desarrollar una fuerza que se opone al movimiento del deslizamiento. Tiene la ventaja de que no se requiere cortar el talud antes de construirlas, utilizan sistemas convencionales de construcción, pueden ejecutarse en sitios de difícil acceso y también pueden ser construidas varias pilas simultáneamente (Geotecnia A. C., 2015).

2.1.69 Estado límite último

Es el estado en el cual se puede formar un mecanismo de falla, bien sea en el suelo o en la estructura (inclinación o fractura). Para simplicidad en el diseño debe estudiarse el estado inmediatamente anterior a la falla y no el colapso total del muro (Suárez, 2021).

2.1.70 Estado límite de servicio

Es el estado en el cual no se cumple un criterio específico de servicio. Los estados límite de servicio deben incluir los movimientos o esfuerzos que hagan ver una estructura deformada o “fea”, que sea difícil de mantener o que se disminuya su vida útil esperada. También se debe tener en cuenta su efecto sobre estructuras adyacentes o redes de servicios. Siempre que sea

posible, una estructura de contención debe diseñarse en tal forma que se muestren signos visibles de peligro que adviertan de una falla (Suárez, 2021).

2.1.71 Presiones laterales debidas a sismos, método pseudoestático

Los sismos generan vibraciones en el suelo las cuales producen presiones laterales adicionales a las estáticas generadas por el suelo de relleno, las cargas muertas y las cargas vivas que están presentes y afectan la estructura.

La teoría más conocida para calcular este tipo de sobrepresiones generadas en el suelo por efecto de un sismo para el diseño de estructuras de contención es la propuesta por Mononobe-Okabe, la cual es una modificación de la teoría propuesta por Coulomb (Geosistemas, 2012).

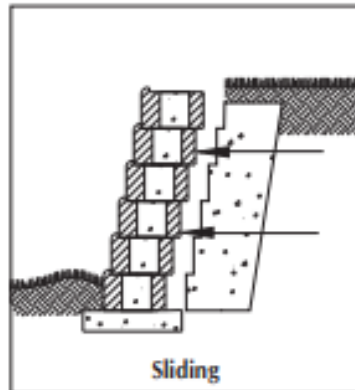
2.1.72 Durabilidad y mantenimiento

Una durabilidad inadecuada puede generar un costo muy alto de mantenimiento o ser causa de que la estructura de contención alcance muy rápidamente su estado límite de servicio o su estado límite último. Por lo tanto, la durabilidad del muro y la vía de diseño, junto con los requisitos de mantenimiento; deben ser considerados en el diseño y seleccionar adecuadamente las especificaciones de los materiales de construcción, teniendo en cuenta el clima local, y el ambiente del sitio donde se plantea colocar la estructura (Suárez, 2021).

2.1.73 Falla deslizante

La falla deslizante es evidente cuando la pared se mueve hacia adelante, y ocurre cuando las fuerzas horizontales que tienden a provocar el deslizamiento son mayores que las fuerzas horizontales que resisten el deslizamiento. Generalmente, esto ocurrirá cuando se subestima la fuerza motriz o se sobreestima la fuerza de resistencia. Subestimar la fuerza impulsora es el error más común y generalmente resulta de: 1) descuidar las fuerzas de sobrecarga de otras paredes, 2) diseñar para relleno nivelado cuando el relleno es inclinado, 3) usando suelos cohesivos para relleno (Block, 2018).

Ilustración 10. Falla deslizante del muro.

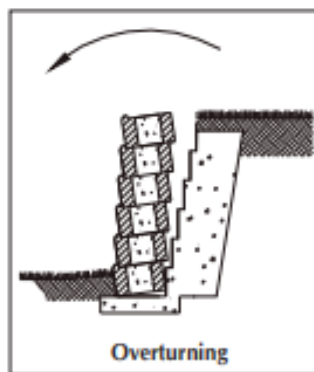


Fuente: AB Engineering Manual. (Block, 2018)

2.1.74 Falla por volcamiento

La falla por vuelco es evidente cuando la pared gira alrededor de su borde frontal inferior (también llamado pie de la pared). Esto ocurre cuando la suma de los momentos que tienden a provocar el vuelco es mayor que la suma de los momentos que lo resisten. Como con las fallas por deslizamiento, las fallas revertidas generalmente son el resultado de subestimar las fuerzas impulsoras (Block, 2018).

Ilustración 11. Falla por volcamiento del muro.



Fuente: AB Engineering Manual. (Block, 2018)

2.1.75 Falla por mecanismo compuesto

Proceso en el que se presenta una capa de material menos competente, intercalado con rocas de mayor calidad. Eventualmente, en el material de menor calidad se produce una falla por resistencia al corte que, a su vez, puede provocar la inclinación, volcamiento o caída de bloques (Block, 2018).

2.1.76 Estado activo del suelo

Si la presión en la pared debido a la fuerza del suelo, es demasiado grande, la pared del muro se moverá hacia adelante. A medida que el muro avanza, el suelo se asienta en una condición de equilibrio llamado estado activo. (Block, 2018)

2.1.77 Estado pasivo del suelo

Se logra cuando una fuerza en la pared del muro empuja hacia el suelo. Esto podría ocurrir al construir el muro de contención, colocar y compactar el suelo, y luego de alguna manera forzar al muro de contención a moverse hacia el relleno. Por lo general, el estado pasivo ocurre en el del pie de la pared cuando esta se mueve hacia adelante. El movimiento de la pared provoca una presión horizontal sobre el suelo frente a esta. Esta resistencia pasiva del suelo frente a la pared ayuda a evitar que esta se deslice. Sin embargo, la magnitud de la resistencia pasiva en la punta de la pared es tan bajo que generalmente se descuida al determinar la estabilidad de esta (Block, 2018).

2.1.78 Estado del suelo en reposo

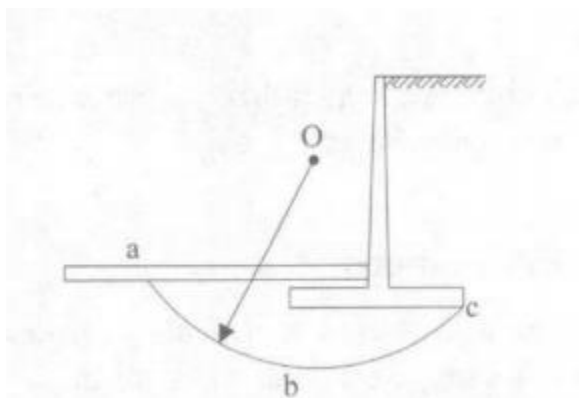
Una condición especial de equilibrio es el estado de reposo en el cual el suelo no ha soportado ninguna deformación lateral. La presión en reposo se supone que ocurre cuando el suelo no se ha movido detrás del muro y se le ha prevenido de expandirse o contraerse. Es el caso por ejemplo de un muro de concreto reforzado rígido o un muro rígido detrás del cual se ha colocado un relleno compactado. La Oficina de Control Geotécnico de Hong Kong recomienda que todos los muros rígidos se diseñen para presiones de reposo (Suárez, 2021).

2.1.79 Estabilidad Global

Se deberá verificar siempre la estabilidad global del terreno, frente a una falla profunda que pase por debajo de la cimentación, donde pueden darse dos posibles tipos de falla:

- Falla por cortante superficial: que tiene lugar en el suelo debajo de la base de un muro de retención a lo largo de una superficie cilíndrica abe que pasa por el talón.
- Falla por cortante profunda: la cual ocurre a lo largo de una superficie cilíndrica abc (Ver figura 17), como resultado de la existencia de una capa débil de suelo debajo del muro a una profundidad cercana a 1.5 veces el ancho del muro de retención.

Ilustración 12. Falla por cortante superficial.



Fuente: (Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2010)

Este análisis se puede efectuar utilizando los métodos tradicionales de análisis con equilibrio límite, como por ejemplo el de dovelas (Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2010)

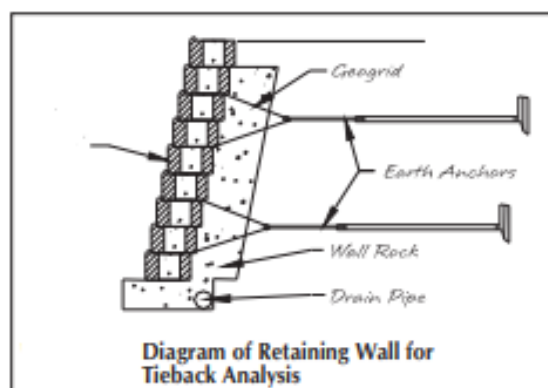
2.1.79 Estabilidad Interna

En los muros flexibles se debe verificar siempre la estabilidad interna de sus componentes estructurales, como por ejemplo: el rompimiento de la malla de gaviones, de los tirantes de tierra armada, o de tela de geotextil. Tal verificación es parte del diseño propio de cada sistema, utilizando la información del fabricante, o preferiblemente por medio de ensayos de calidad en laboratorio. En el caso de muros rígidos, se debe comprobar el diseño estructural del muro (Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2010).

2.1.80 Paredes (muros) con amarre

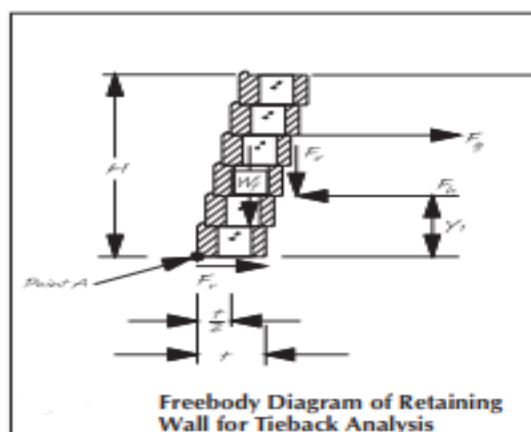
Se puede analizar una pared de gravedad simple y encontrar que es inestable, ya sea al deslizarse o al volcarse. Cuando esto ocurre, una posible solución es analizar la pared con clavos de suelo o anclajes de tierra detrás de ella. El clavo de suelo o el ancla de tierra se tratan como un dispositivo de restricción, o ancla. La fuerza sobre el muro, debido al peso del suelo retenido, se calcula exactamente como en el análisis simple del muro por gravedad. Sin embargo, las fuerzas que resisten la falla en este caso son la resistencia a la fricción debida al peso de la pared más la fuerza de fricción, debido al peso del suelo sobre la rejilla o la fuerza de sujeción del ancla (Block, 2018)

Ilustración 13. Diagrama de muro de retención para análisis de amarre.



Fuente: AB Engineering Manual (Block, 2018).

Ilustración 14. Diagrama de cuerpo libre para muro de retención con amarre.



Fuente: AB Engineering Manual (Block, 2018).

2.1.81 Estabilidad interna del muro

La estabilidad interna es la capacidad del refuerzo combinado con la resistencia interna del suelo para mantener unida la masa de este y trabajar como una sola unidad (Block, 2018).

2.1.82 Recargos en paredes (muros) de gravedad

El análisis de los efectos de una sobrecarga en una pared de gravedad coherente es un proceso de dos partes. Primero, el efecto sobre toda la masa de suelo reforzado (estabilidad externa) debe analizarse. El recargo afectará tanto a la falla producida por deslizamiento, como a la originada por vuelco. En segundo lugar, por el efecto del recargo, deben analizarse las capas individuales de geomalla (estabilidad interna). El recargo afectará la tensión en cada capa de geomalla e influirá en el espaciado de las capas (Block, 2018).

2.1.83 Estructuras de drenaje

Los métodos de estabilización de deslizamientos, mediante drenajes superficiales y subterráneos, son muy efectivos y, generalmente, muy económicos, comparadas con otras aplicaciones. El objetivo principal de este método es disminuir la presión de poros, aumentar la resistencia al corte del suelo, para reducir o eliminar las fuerzas hidrostáticas desestabilizadoras, y finalmente obtener factores de seguridades altos (Caruajulca, 2017).

2.1.84 Sobrecarga

Cualquier carga impuesta sobre el suelo detrás del muro que ejerza una fuerza adicional sobre la estructura de un muro. Las sobrecargas se asumen como cargas uniformes vivas o muertas. Usualmente se expresan en libras por pie cuadrado (psf) o kilo-newtons por metro cuadrado (kN/m²) (Manual De Construccion De Keystone, 2020).

2.1.85 Colocación y compactación del relleno

Todos los materiales que se coloquen detrás de estructuras de contención, incluyendo los filtros, deben ser compactados. Al especificar el grado de compactación del relleno y de los filtros, debe tenerse en consideración las funciones que estos materiales van a cumplir.

Cuanto mayor sea el grado de compactación, la resistencia al cortante es mayor y el relleno es más rígido, pero la permeabilidad es menor (Suárez, 2021).

2.1.85 Sistemas de gestión de riesgo geotécnico

La gestión o manejo del riesgo ante las amenazas naturales pretende realizar una administración de los recursos disponibles en un proyecto, para reducir las consecuencias negativas de los fenómenos naturales.

Asimismo, el riesgo se define como la combinación de la probabilidad de que se produzca un evento y sus consecuencias negativas. Los factores que componen el riesgo son la amenaza y la vulnerabilidad y se pueden definir mediante:

$$\text{Riesgo} = \text{Amenaza} * \text{Vulnerabilidad} \quad (\text{Ecu} - 4)$$

Ecuación 4. Ecuación de riesgo geotécnico.

Fuente: (Arguedas, 2019).

3. MARCO METODOLÓGICO

La ingeniería Geotécnica es la rama de la Ingeniería Civil e Ingeniería Geológica que se encarga del estudio de las propiedades mecánicas de los suelos, hidráulicas e ingenieriles de los materiales provenientes de la tierra. Los ingenieros geotécnicos investigan el suelo y las rocas por debajo de la superficie para determinar sus propiedades y diseñar las cimentaciones para estructuras tales como: edificios, puentes, centrales hidroeléctricas, estabilizar taludes, construir túneles y carreteras. Por ello además de entender los principios de la mecánica y de la hidráulica, se necesita un adecuado dominio de los conceptos básicos de la geología. Es de especial importancia conocer las condiciones bajo las cuales determinados materiales fueron creados o depositados, y los posteriores procesos estructurales o deagénéticos (proceso, metamórficos, de sustitución, cristalización) que han sufrido (Macias, Carvajal, Cobos, Fienco, & Peralta, 2018)

En el actual proyecto se utilizará la metodología de investigación, así como también los procesos y técnicas fundamentales respecto al análisis de ejecución de una forma ordenada, para el desarrollo de tres posibles soluciones al problema, la cual permita obtener una comparación entre los sistemas de retención. Esto será analizado por medio de tres diferentes sistemas, los cuales serían: 1) Muro tipo gravedad por medio de un muro de gavión, 2) Muro tipo semigravedad por medio de un muro de concreto reforzado en voladizo (Muro Pantalla); y por último, 3) Sistema de suelo reforzado mediante un sistema Keystone.

Las estructuras de retención, comúnmente se relacionan con las técnicas de cimentación, ya que están construidas con el propósito de contener, retener o bien proporcionar un soporte ante el material inestable, ya que este material transmite las cargas producidas por las masas de suelo, conocidas como fuerzas laterales, que actúan entre las estructuras de contención y las masas de suelo retenido; empujando contra el muro, tendiendo a volcarlo o desplazarlo. Por lo cual, en el análisis de los tres sistemas de retención, se contempla cada uno de los pasos, técnicas y procedimientos con el fin de generar un diseño óptimo, que cumplan con los requerimientos de diseño.

3.1 Enfoque metodológico

El enfoque que presenta la investigación es de carácter cuantitativo, ya que se enfoca en determinar la solución al problema por medio de magnitudes numéricas, para obtener una serie de resultados numéricos por medio de diversos análisis y procedimientos, los cuales se compararan con el fin de determinar la solución más eficaz y óptima para el problema presente en el planteamiento, el cual consiste en el prediseño de un sistema de retención en los estacionamientos 4+121, 4+141, 4+174, 4+189, 4+204, de la Ruta Nacional 160.

3.2 Población y muestra

La población en el análisis del proyecto está comprendida por un tramo entre las estaciones 4+121, 4+141, 4+174, 4+189, 4+204, de la Ruta Nacional 160, la cual cuenta con una longitud de aproximadamente 50 m; la cual se utilizará para el prediseño de un sistema de retención.

3.3 Técnicas e instrumentos para la recolección de datos

Las técnicas e instrumentos utilizados en el análisis para el desarrollo del presente proyecto de graduación se basan en estudios exhaustivos por medio de formulaciones, correlaciones de mecánica de suelos internacionales y a su vez de las normativas presentes en el Código de Cimentaciones de Costa Rica y el Código Sísmico de Costa Rica, para obtener parámetros geotécnicos, y por ende un completo análisis del suelo. A su vez se complementa con un estudio del suelo y un levantamiento topográfico, presente en la totalidad del tramo.

3.3.1 Estudio de suelos

El estudio de suelos presente para la elaboración del análisis exhaustivo del problema es brindado por la empresa Maccaferri de Costa Rica, el estudio de suelos fue elaborado por IGSA Consultoría, en el mes de enero del año 2019. Se utilizarán los datos y características del suelo que se presentan en cada una de las pruebas realizadas el tramo entre las estaciones 4+121, 4+141, 4+174, 4+189, 4+204, de la Ruta Nacional 160, determinando la capacidad soportante del talud, tipo de suelo, zona sísmica en la que se encuentra, cohesión del suelo, presencia de nivel freático, cuerpos de agua entre otras.

3.3.2 Levantamiento topográfico

La empresa Maccaferri de Costa Rica también realizó la colaboración del levantamiento topográfico, con el fin de conocer los parámetros del terreno y así generar el prediseño del sistema en el tramo donde se presenta el problema.

En este sentido, el levantamiento topográfico beneficia el proyecto, ya que establece las dimensiones del terreno existente, y con esto se podrá tener la noción de la ubicación y dimensión del futuro muro de retención y se finaliza con la propuesta comparativa mediante tres sistemas de muros de retención.

3.4 Técnicas e instrumentos para el procesamiento y análisis de los datos

El proceso de análisis de datos cuantitativos es fundamental en la solución del problema; una vez recopilada la información necesaria, se procede a seleccionar distintos softwares especializados con el fin de procesarlos y analizarlos.

En el presente proyecto se utilizarán varios softwares para brindar una solución óptima al problema, entre ellos:

- Excel, con el cual se realizarán todas aquellas memorias de cálculo las cuales mostrarán los resultados necesarios y específicos; estos se corroboran ante los requerimientos del problema, con el fin de determinar si el diseño cumple su capacidad funcional.
- GAWAC 3.0, mediante este programa se analizará el Sistema de muro de retención tipo gavión, donde se analizará la estructura, mediante diferentes condiciones como lo son: estático, dinámico y estabilidad global.
- AutoCAD, por medio de este programa se podrá conocer la topografía del suelo, y así determinar la ubicación donde se colocará el muro de retención, una vez conocido los perfiles, y realizado el diseño de cada uno de los muros, AutoCAD será la herramienta con la cual se realicen los detalles de los tres sistemas de retención en cada una de las tres alturas analizadas; por otra parte esta herramienta contribuirá para el cálculo de volúmenes y áreas para ser utilizados en el presupuesto global que se llevara a cabo.

- Google Maps, ayudará a comprender y especialmente a visualizar las condiciones del proyecto, como también la ubicación geográfica. Esto con el fin de verificar zonas aledañas, accesos de maquinaria, presencia de ríos, colindancias, entre otros.

3.5 Recursos

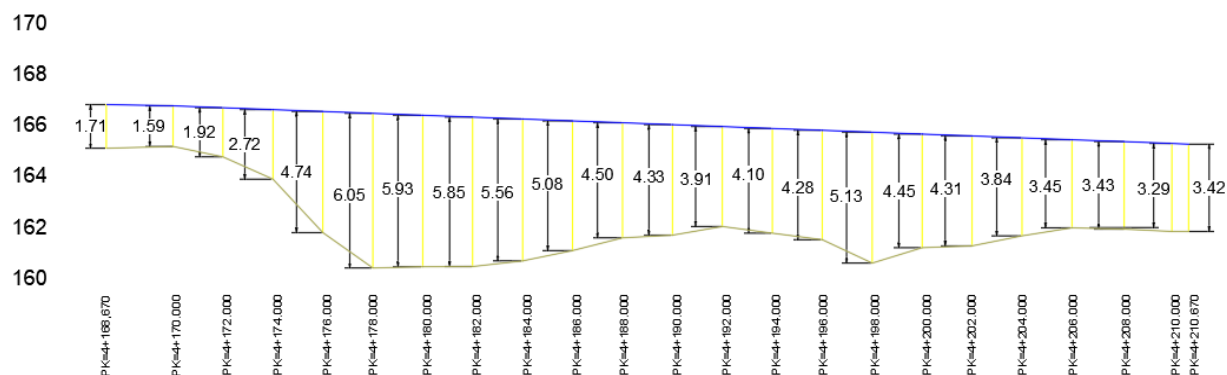
Algunos de los recursos que serán utilizados en el transcurso del proyecto de investigación, con el fin de generar una solución óptima al problema son:

- Estudio de suelos.
- Levantamiento topográfico.
- Diseño en planta del muro de retención.
- Computadora portátil.
- Disponibilidad de softwares con los cuales será fundamental el desarrollo de la investigación.
- Disponibilidad de horario con el fin de mantener comunicación por medio de reuniones con el tutor a cargo de la investigación.

3.6 Diseño de los tres sistemas de retención

Previamente al diseño de un muro de retención es determinante obtener los datos necesarios para desarrollar el análisis; los datos son primeramente reclutados por medio de un estudio de mecánica de suelos, tales como, el peso unitario, el ángulo de fricción y la cohesión del suelo retenido detrás de la pared y del suelo debajo de la base; así como también por medio de la topografía brindada se determinará el perfil longitudinal del muro, con el cual se obtendrán las diferentes alturas de los muros de retención. Cabe mencionar que el estudio de mecánica de suelos y la topografía del sitio, fue brindado por la empresa Maccaferri de Costa Rica; el estudio de suelos fue elaborado por IGSA Consultoría, en el mes de enero del año 2019.

Ilustración 15. Perfil longitudinal, muro de retención.



Posteriormente de conocer los datos obtenidos en el estudio de suelos, se deben suponer algunas de las dimensiones, esto se denomina pre-dimensionamiento, con el fin de verificar las secciones de prueba para el análisis de estabilidad.

El diseño de un muro de retención proviene de dos etapas de análisis.

- Verificación de estabilidad externa
- Verificación de estabilidad interna

3.6.1 Verificación de estabilidad externa de los muros

El análisis que se realizará para la verificación de estabilidad externa (diseño geotécnico), se regirá mediante dos guías fundamentales, estas son: 1) Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, cuarta edición, (Das, 2013); 2) GAWAC 3.0 Reference Manual, V1 (Leister de Almeida Barros, 2019).

3.6.1.1 Diseño geotécnico, muros de gavión y muros de concreto reforzado.

$$B = \frac{1}{2}(1 + H_T) \quad (Eq - 4)$$

$$H' = \frac{Q}{\delta_{relleno}} \quad (Ecu - 5)$$

$$K_a = \cos \beta * \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right) \quad (\text{Ecu} - 6)$$

$$P_A = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * H_T^2 \quad (\text{Ecu} - 7)$$

$$P_v = P_a * \text{Sen } \beta \quad (\text{Ecu} - 8)$$

$$P_h = P_a * \cos \beta \quad (\text{Ecu} - 9)$$

$$Y = \frac{H_T}{3} \quad (\text{Ecu} - 10)$$

$$M_A = P_A * Y \quad (\text{Ecu} - 11)$$

$$F.S. = \frac{\sum M_r}{\sum M_A} \quad (\text{Ecu} - 12)$$

$$\text{Concreto reforzado} = F.S. \text{Vuelco} \geq 1.5 \quad (\text{Ecu} - 13)$$

$$\text{Gavi3n} = F.S. \text{Vuelco} \geq 2.0$$

$$F_r = (\sum V) * \text{Tan}(k_1 \phi) + B * K_2 * c' \quad (\text{Ecu} - 14)$$

$$F.S. = \frac{\sum F_r}{\sum F_d} \quad (\text{Ecu} - 15)$$

$$F.S. \text{Deslizamiento} \geq 1.5 \quad (\text{Ecu} - 16)$$

$$X_0 = \frac{M_r - M_A}{P} \quad (\text{Ecu} - 17)$$

$$e < \frac{B}{6} \quad (\text{Ecu} - 18)$$

$$e = \frac{B}{2} - X_0 \quad (\text{Ecu} - 19)$$

$$q_{talon} = \frac{\sum Pv}{B} \left[1 - \frac{6 * e}{B} \right] \quad (\text{Ecu} - 20)$$

$$q_u = c'_2 * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * y_2 * B' * N_y * F_{yd} * F_{yi} \quad (\text{Ecu} - 21)$$

Nota: Donde Nc, Nq, Ny = factores de capacidad de carga

$$q = y_2 D \quad (\text{Ecu} - 22)$$

$$B' = b - 2 * e \quad (\text{Ecu} - 23)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 * \tan \phi_2 (1 - \sin \phi_2)^2 * \frac{D}{B'} \quad (\text{Ecu} - 24)$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c * \tan \phi_2} \quad (\text{Ecu} - 25)$$

$$F_{yd} = 1 \quad (\text{Ecu} - 26)$$

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{p_a * \cos \alpha}{\sum Pv} \right) \quad (\text{Ecu} - 27)$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90} \right)^2 \quad (\text{Ecu} - 28)$$

$$F_{yi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi_2} \right)^2 \quad (\text{Ecu} - 29)$$

$$F.S. \text{ Cap Carga} = \frac{q_{ult}}{q_{Punta}} \quad (\text{Ecu} - 30)$$

$$F.S. \text{ Cap carga} \geq 3.0 \quad (\text{Ecu} - 31)$$

3.6.1.2 Diseño geotécnico, muros Keystone (suelo reforzado).

$$B = \frac{1}{2}(1 + H_T) \quad (\text{Eq} - 4)$$

$$H' = \frac{Q}{\delta_{\text{relleno}}} \quad (\text{Ecu} - 5)$$

$$K_a = \cos \beta * \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos \beta^2 - \cos \phi^2}}{\cos \beta + \sqrt{\cos \beta^2 - \cos \phi^2}} \right) \quad (\text{Ecu} - 6)$$

$$P_A = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * H_T^2 \quad (\text{Ecu} - 7)$$

$$P_v = P_a * \text{Sen } \beta \quad (\text{Ecu} - 8)$$

$$P_h = P_a * \cos \beta \quad (\text{Ecu} - 9)$$

$$Y = \frac{H_T}{3} \quad (\text{Ecu} - 10)$$

$$M_A = P_A * Y \quad (\text{Ecu} - 11)$$

$$F.S. = \frac{\sum M_r}{\sum M_A} \quad (\text{Ecu} - 12)$$

$$F.S. \text{ Vuelco} \geq 3.0 \quad (\text{Ecu} - 13)$$

$$F.S. = \frac{W_i * \tan \frac{2}{3} * \phi_1}{P_a} \quad (\text{Ecu} - 32)$$

$$F.S. \text{ Deslizamiento} \geq 1.5 \quad (\text{Ecu} - 16)$$

$$L'_2 = L_2 - 2e \quad (\text{Ecu} - 33)$$

$$e = \frac{L_2}{2} - \frac{M_R - M_a}{\Sigma V} \quad (\text{Ecu} - 34)$$

$$e < \frac{B}{6} \quad (\text{Ecu} - 18)$$

$$q_{\text{talon}} = \frac{\Sigma Pv}{B} \left[1 - \frac{6 * e}{B} \right] \quad (\text{Ecu} - 20)$$

$$q_u = c'_2 N_c + \frac{1}{2} \gamma_2 L'_2 N_\gamma \quad (\text{Ecu} - 35)$$

$$F.S. \text{ Cap Carga} = \frac{q_{\text{ult}}}{\sigma_{o(H)}} \quad (\text{Ecu} - 36)$$

$$F.S. \text{ Cap carga} \geq 3.0 \quad (\text{Ecu} - 31)$$

Fuente: (Das, 2013).

3.6.2 Verificación de estabilidad interna de los muros

Adicionalmente se debe establecer el peso del material que se utilizará para el relleno de las canastas del muro, como a su vez el ángulo β del relleno con la horizontal.

Posteriormente se debe determinar la geometría del muro, estableciendo la altura, ancho de cada bloque y la altura total del muro, como también el pre-dimensionamiento de la base.

3.6.2.1 Diseño interno muros de gaviones.

$$F.S. \text{ Vuelco} = \frac{M_e}{M_a} \quad (\text{Ecu} - 37)$$

$$F.S. \text{ Vuelco} \geq 2.0 \quad (\text{Ecu} - 38)$$

$$F.S.Deslizamiento = \frac{N * \text{Tan}(\phi)}{E_a} \quad (\text{Ecu} - 39)$$

$$F.S.Deslizamiento \geq 1.6 \quad (\text{Ecu} - 40)$$

$$\sigma_{adm} = 50 * \gamma g - 30 \quad (\text{Ecu} - 41)$$

$$\sigma_{Max} = \frac{N}{B} \quad (\text{Ecu} - 42)$$

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{Max} \quad (\text{Ecu} - 43)$$

Fuente: (Leister de Almeida Barros, 2019)

3.6.2.2 Diseño interno, muro de concreto reforzado (Voladizo).

Diseño del vástago

$$\rho = 0.18 * \frac{f'_c}{f'_y} \quad (\text{Ecu} - 44)$$

ρ (razón de refuerzo)

Correspondiendo al valor de:

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} \quad (\text{Ecu} - 45)$$

Cuyo valor se nombrará como “e”, (en Kpa)

$$\frac{M_u}{\phi b e} = d \quad (\text{Ecu} - 46)$$

Despejando el valor de “d” se sustituye nuevamente en la ecuación para obtener el valor de:

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} \quad (\text{Ecu} - 45)$$

Posteriormente se obtiene el valor de razón de refuerzo

$$\rho \text{ (razón de refuerzo)}$$

Cabe mencionar que según el CSCR-10 en el inciso 8.6.4 menciona que “La razón de refuerzo, ρ para muros estructurales de concreto no puede ser inferior a 0.0025, tanto en el eje longitudinal, ρ_v como en el eje transversal, ρ_n ” (Código Sísmico de Costa Rica, 2010).

$$A_s = \rho * b * d \quad (\text{Ecu} - 47)$$

$$V_c = \phi * 2 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d \quad (\text{Ecu} - 48)$$

$$V_u = 1.6 * Pa \quad (\text{Ecu} - 49)$$

$$V_u \leq \phi V_c \quad (\text{Ecu} - 50)$$

Diseño del talón del Muro

$$V_u = (w \text{ Suelo} + w \text{ Concreto}) * 1.2 \quad (\text{Ecu} - 51)$$

Nota: Se aplica un Factor Incremental de Carga Permanente = 1.2

$$V_c = \phi * 2 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d \quad (\text{Ecu} - 48)$$

$$V_u = 1.6 * Pa \quad (\text{Ecu} - 49)$$

$$V_u \leq \phi V_c \quad (\text{Ecu} - 50)$$

$$M_u = V_u * \text{Brazo de Palanca} \quad (\text{Ecu} - 52)$$

Se procede a sustituir el valor de “ M_u ” en la siguiente ecuación con el fin de obtener la razón de refuerzo.

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \rho \quad (Ecu - 53)$$

$$A_s = \rho * b * d \quad (Ecu - 47)$$

Diseño Punta del Muro

$$V_u = q_{u\max} * 1.2 \quad (Ecu - 54)$$

$$M_u = V_u * \text{Brazo de Palanca} \quad (Ecu - 52)$$

Se procede a sustituir el valor de “ M_u ” en la siguiente ecuación con el fin de obtener la razón de refuerzo.

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \rho \quad (Ecu - 53)$$

$$A_s = \rho * b * d \quad (Ecu - 47)$$

Fuente: (Das, 2013)

3.6.2.3. Diseño Interno, muro Keystone (Suelo reforzado).

Se debe analizar el muro asumiendo $z = 1,0$ m

$$\sigma'_a = K_a * \gamma_1 z \quad (Ecu - 55))$$

$$T_{per} = \frac{T_{ult}}{F_{id} * F_{cr} * F_{cbd}} \quad (Ecu - 56)$$

$$S_v = \frac{T_{per} * C_r}{\sigma'_a * FS_{(B)}} \quad (Ecu - 57)$$

$$L = l_r + l_e = \frac{H - z}{\tan \left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} + \frac{S_v K_a FS_{(P)}}{2c_r c_i \tan \phi'_1} \quad (Ecu - 58)$$

Fuente: (Das, 2013).

3.7 Comparación económica entre los tres sistemas de retención

Seguidamente de haber realizado los análisis en cada uno de los tres sistemas de retención, y verificado que cada uno de ellos cumple con la estabilidad, tanto externa como interna, se procede a estimar las cantidades necesarias de material correspondiente al diseño generado anteriormente; con el cual se analizará el costo global de cada uno de los muro para desarrollar una comparación económica, y así finalmente indicar cuál de estos tres sistemas de retención se acopla mejor a las condiciones del terreno actual y, de igual manera, definir la propuesta más económica, ante un escenario similar.

Es importante mencionar que, para cada una de las propuestas, el material de excavación no será utilizado como relleno en la parte posterior del muro, ya que se desarrollará en un escenario donde el desarrollador de la obra deberá utilizar un material de relleno como el indicado en el diseño; esto debido a homogenizar los materiales entre los sistemas y así presentar un costo de relleno en caso de que el material en sitio no cumpliera con los requerimientos.

Por otra parte, cabe recalcar que en el precio de los materiales de construcción no se contempla el transporte, debido a que el estudio se enfocará en brindar un estimado del presupuesto global.

3.8 Análisis pseudoestático

Posteriormente de elegir el sistema de retención más económico y favorable para el escenario propuesto, se realizará una verificación del análisis pseudoestático del muro; para este análisis se consideran los coeficientes sobre efectos sísmicos para taludes de 0.15 en la horizontal mencionados en el inciso 2.5 del (Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica)(tabla 9, p.g. 21); y un coeficiente de 0.05 en la vertical.

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 Análisis de diseño muro de gavión

4.1.1 Muro de gavión con una altura de 3,50 m

4.1.1.1 Diseño geotécnico.

Previamente a realizar el diseño geotécnico de un muro de retención se recopilieron los datos preliminares de diseño, entre ellos son muy importantes las características del suelo; a continuación, se muestran los datos que se utilizaron.

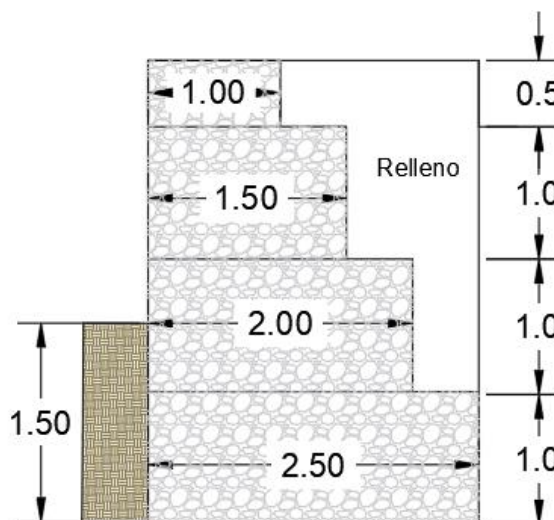
Tabla 6. Datos preliminares de diseño, muro de gavión, H= 3,50 m.

Datos de Diseño		
Peso del relleno	$\gamma 1 =$	16.5 KN/m ³
Ángulo de fricción	$\emptyset 1 =$	34°
Cohesión relleno	$C' 1 =$	0.0
Peso del suelo	$\gamma 2 =$	17.9 KN/m ³
Ángulo de fricción	$\emptyset 2 =$	26°
Cohesión Suelo	$C' 2 =$	58
Ángulo que forma el relleno	$\beta =$	34°
Carga sobre el relleno	$Q =$	15.0 Kpa
γ G Piedra de Gavión	γ Piedra=	16.0 KN/m ³
ϕ Fricción del Gavión	$\phi =$	45°
Cohesión del Gavión	$C_g =$	29.4 KN/m ²

Fuente: Elaboración propia (2021).

Para el análisis de este muro, se determinaron las siguientes secciones en sus niveles respectivos, con el fin de obtener resultados favorables en la verificación de estabilidad externa.

Ilustración 16. Detalle geotécnico, muro de gavión, $H= 3,50$ m. (Unidades en m).



Fuente: Elaboración propia (2021).

Luego de diferentes combinaciones geométricas en los bloques de gavión, se determinó una sección escalonada con diferencias de 0,50 m, conforme asciende hacia la corona del muro; posteriormente, se realizó la verificación de estabilidad contra vuelco, deslizamiento y capacidad soportante del muro y se obtienen los siguientes resultados.

Tabla 7. Resultados, estabilidad contra vuelco del muro de gavión $H= 3,50$ m.

Análisis de Estabilidad (Vuelco)	
Pa =	133.0 KN/m
Pv =	74.4 KN/m
Ph =	110.2 KN/m
Ma =	162.0 KN-m/m
Mr =	463.2 KN-m/m
	F.S. ≥ 2.0
F.S.	2.9
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

Mediante el resultado de F.S. vuelco = 2,9 se cumple la condición propuesta de seguridad contra vuelco.

Tabla 8. Resultados de estabilidad contra deslizamiento del muro de gavión $H= 3,50$ m.

Análisis de Estabilidad (Deslizamiento)	
Fr =	189.1 KN/m
Fd =	110.2 KN/m
	F.S. ≥ 1.5
F.S. =	1.7
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

El resultado obtenido del análisis de seguridad contra deslizamiento, cumplió, debido a que es mayor al mínimo de 1,5.

Tabla 9. Resultados, estabilidad contra capacidad soportante del muro de gavión, $H= 3,50$ m.

Análisis de Estabilidad (Capacidad Soportante)	
X0 =	1.02 m
B/ 6 =	0.42 m
e =	0.23 m
qMin =	52.1 KN/m ²
qMax =	185.0 KN/m ²
qUlt =	1286.1 KN/m ²
	F.S. ≥ 3.0
F.S. =	7.0
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

El diseño geotécnico concluye satisfactoriamente, pues se obtuvo un F.S. contra capacidad soportante de 7,0.

4.1.1.2 Diseño interno.

Una vez verificado el diseño geotécnico del muro, se procedió a realizar el análisis interno del muro y se obtuvieron los resultados dados seguidamente; en estos se verificó el empuje activo (E_a), momento actuante (M_a), peso del muro de gavión ($W_{\text{gavión}}$), peso del relleno en la parte posterior del muro (W_{relleno}) y en peso total del muro (W_{total}) y, por último, el momento estabilizante (M_e).

Tabla 10. Resultados, E_a , M_a , $W_{gavión}$, $W_{relleno}$, W_{total} y M_e ; en cada uno de los niveles del muro de gavión, $H= 3,50$ m.

Nivel	E_a	M_a	W_{Gavion}	$w_{Relleno}$	W_{Total}	M_e
1	83.8 KN/m	97.7 KN-m/m	104.0 KN	115.9 KN	219.9 KN	323.2 KN-m
2	42.7 KN/m	35.6 KN-m/m	64.0 KN	87.1 KN	151.1 KN	178.9 KN-m
3	15.4 KN/m	7.7 KN-m/m	32.0 KN	27.4 KN	59.4 KN	51.1 KN-m
4	1.7 KN/m	0.3 KN-m/m	8.0 KN	4.6 KN	12.6 KN	7.0 KN-m

Fuente: Elaboración propia (2021).

Tabla 11. Resultados, análisis interno contra vuelco en cada uno de los niveles, $H= 3,50$ m.

Nivel	F.S. Vuelco	Cumplimiento
1	3.3	Cumple
2	5.0	Cumple
3	6.6	Cumple
4	24.7	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

Tabla 12. Resultados, análisis interno contra deslizamiento del muro de gavión en cada uno de los niveles, $H= 3,50$ m.

Nivel	F.S. Deslizamiento	Cumplimiento
1	1.8	Cumple
2	2.4	Cumple
3	2.6	Cumple
4	5.0	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

Posteriormente, se procede a realizar la verificación de cumplimiento entre el esfuerzo máximo (σ_{Max}) y esfuerzo admisible (σ_{adm}) en cada uno de los niveles del muro de gavión.

Tabla 13. Resultados, análisis de σ_{Max} , σ_{adm} en cada uno de los niveles, $H= 3,50$ m.

Nivel	σ_{Max}	σ_{adm}	Cumplimiento
1	25.6 KN/m	770.0 KN/m	Cumple
2	16.0 KN/m	770.0 KN/m	Cumple
3	5.3 KN/m	770.0 KN/m	Cumple
4	4.6 KN/m	770.0 KN/m	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

Nota: “Tomar en cuenta el nivel 1, como la base del muro y el nivel 4 como la corona del muro.

4.1.2 Muro de gavión con una altura de 5,00 m

4.1.2.1 Diseño geotécnico.

Previamente a realizar el diseño geotécnico de un muro de retención, se recopilaron los datos preliminares de diseño, entre ellos, son muy importantes las características del suelo; a continuación, se muestran los datos que se utilizaron.

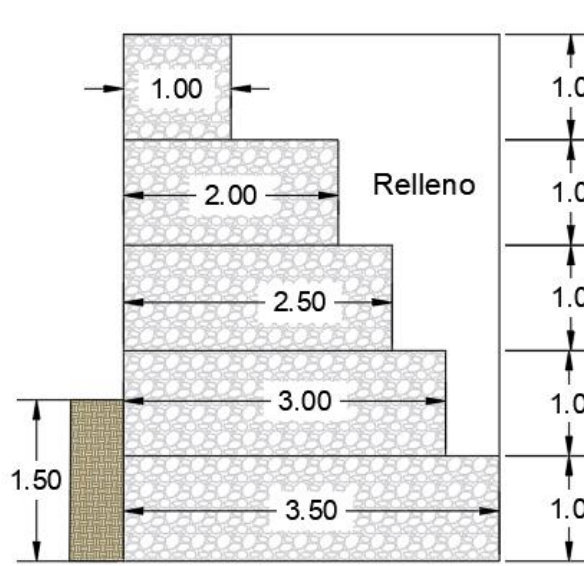
Tabla 14. Datos preliminares de diseño, muro de gavión, H= 5,00 m.

Datos de Diseño		
Peso del relleno	$\gamma 1 =$	16.5 KN/m ³
Ángulo de fricción	$\emptyset 1 =$	34°
Cohesión relleno	$C' 1 =$	0.0
Peso del suelo	$\gamma 2 =$	17.9 KN/m ³
Ángulo de fricción	$\emptyset 2 =$	26°
Cohesión Suelo	$C' 2 =$	58
Ángulo que forma el relleno	$\beta =$	34°
Carga sobre el relleno	$Q =$	15.0 Kpa
γ Piedra de Gavión	γ Piedra=	16.0 KN/m ³
ϕ Fricción del Gavión	$\phi =$	45°
Cohesión del Gavión	$C_g =$	29.4 KN/m ²

Fuente: Elaboración propia (2021).

Para el análisis de este muro, se determinaron las siguientes secciones en sus niveles respectivos, con el fin de obtener resultados favorables en la verificación de estabilidad externa.

Ilustración 17. Detalle geotécnico, muro de gavión, $H= 5,00$ m (Unidades en m).



Fuente: Elaboración propia (2021).

Luego de las diferentes combinaciones geométricas en los bloques de gavión, se determinó una sección escalonada con diferencias de 0,50 m, excepto en el nivel 1 (corona del muro) que determinó una variante de 1 m; posteriormente, se realizó la verificación de estabilidad contra vuelco, deslizamiento y capacidad soportante del muro. Se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 15. Resultados, estabilidad contra vuelco del muro de gavión $H= 5,00$ m.

Análisis de Estabilidad (Vuelco)	
Pa =	238.8 KN/m
Pv =	133.5 KN/m
Ph =	198.0 KN/m
Ma =	390.0 KN-m/m
Mr =	1226.5 KN-m/m
	F.S. ≥ 2.0
F.S.	3.1
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

Los resultados obtenidos en el análisis del factor de seguridad contra vuelco, cumple satisfactoriamente ya que el F.S. obtenido supera el F.S. mínimo contra vuelco de 1,5.

Tabla 16. Resultados, análisis contra vuelco en cada uno de los niveles, $H= 5,00$ m.

Análisis de Estabilidad (Deslizamiento)	
Fr =	312.9 KN/m
Fd =	198.0 KN/m
	F.S. ≥ 1.5
F.S. =	1.6
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

El análisis del F.S. contra deslizamiento cumple con un valor mayor al mínimo de 1,5.

Tabla 17. Resultados, estabilidad contra capacidad soportante del muro de gavión, $H= 5,00$ m.

Análisis de Estabilidad (Capacidad Soportante)	
X0 =	1.47 m
B/ 6 =	0.58 m
e =	0.28 m
qMin =	84.7 KN/m ²
qMax =	240.0 KN/m ²
qUlt =	1208.0 KN/m ²
	F.S. ≥ 3.0
F.S. =	5.0
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

Se obtiene un F.S. contra capacidad soportante de 5,0 el cual supera el mínimo de 3,0.

4.1.2.2 Diseño interno.

Una vez verificado el diseño geotécnico del muro, se procedió a realizar el análisis interno de este; de lo cual se obtuvieron los siguientes resultados, en estos se verificó el empuje activo (E_a), momento actuante (M_a), peso del muro de gavión ($W_{\text{gavión}}$), peso del relleno en la parte posterior del muro (W_{relleno}) y en peso total del muro (W_{total}) y, por último, el momento estabilizante (M_e).

Tabla 18. Resultados, E_a , M_a , $W_{gavión}$, $W_{relleno}$, W_{total} y M_e ; en cada uno de los niveles del muro de gavión, $H= 5,00$ m.

Nivel	E_a	M_a	W_{Gavion}	$w_{Relleno}$	W_{Total}	M_e
1	171.0 KN/m	285.0 KN-m/m	192.0 KN	232.4 KN	424.4 KN	878.3 KN-m
2	109.4 KN/m	145.9 KN-m/m	136.0 KN	175.9 KN	311.9 KN	552.3 KN-m
3	61.6 KN/m	61.6 KN-m/m	88.0 KN	68.4 KN	156.4 KN	222.9 KN-m
4	27.4 KN/m	18.2 KN-m/m	48.0 KN	39.6 KN	87.6 KN	100.2 KN-m
5	6.8 KN/m	2.3 KN-m/m	16.0 KN	4.6 KN	20.6 KN	11.0 KN-m

Fuente: Elaboración propia (2021).

Tabla 19. Resultados, análisis interno contra vuelco en cada uno de los niveles, $H= 5,00$ m

Nivel	F.S. Vuelco	Cumplimiento
1	3.1	Cumple
2	3.8	Cumple
3	3.6	Cumple
4	5.5	Cumple
5	4.8	Cumple

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Tabla 20. Resultados, análisis interno contra deslizamiento en cada uno de los niveles, $H= 5,00$ m.

Nivel	F.S. Deslizamiento	Cumplimiento
1	1.7	Cumple
2	1.9	Cumple
3	1.7	Cumple
4	2.2	Cumple
5	2.0	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

Posteriormente, se procede a realizar la verificación de cumplimiento entre el esfuerzo máximo (σ_{Max}) y esfuerzo admisible (σ_{adm}) en cada uno de los niveles del muro de gavión.

Tabla 21. Resultados, análisis de σ Max, σ adm en cada uno de los niveles, $H= 5,00$ m.

Nivel	σ Max	σ adm	Cumplimiento
1	38.9 KN/m	770.0 KN/m	Cumple
2	29.3 KN/m	770.0 KN/m	Cumple
3	19.2 KN/m	770.0 KN/m	Cumple
4	8.0 KN/m	770.0 KN/m	Cumple
5	4.6 KN/m	770.0 KN/m	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

Nota: “Tomar en cuenta el nivel 1, como la base del muro y el nivel 5 como la corona del muro.

4.1.3 Muro de gavión con una altura de 7,50 m

4.1.3.1 Diseño geotécnico.

Previamente a realizar el diseño geotécnico de un muro de retención, se recopilaron los datos preliminares de diseño, entre ellos son muy importantes las características del suelo; a continuación, se muestran los datos utilizados.

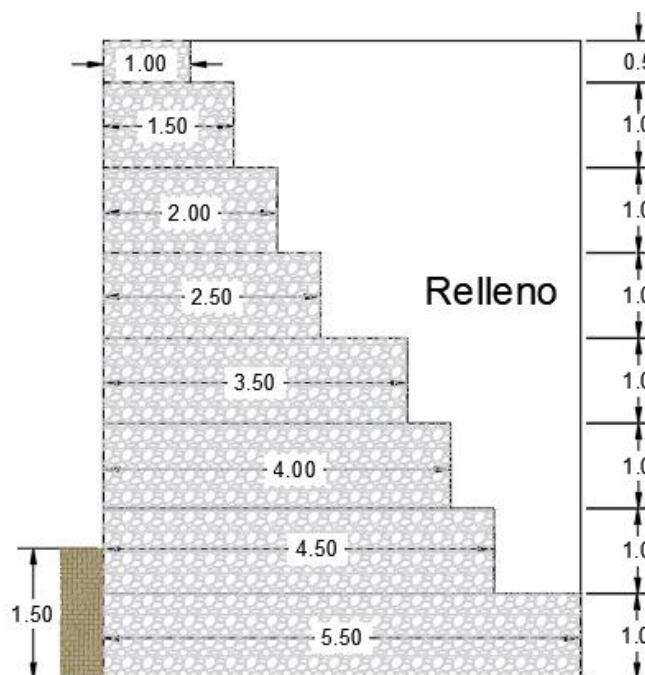
Tabla 22. Datos preliminares de diseño, muro de gavión, $H= 7,50$ m.

Datos de Diseño		
Peso del relleno	γ 1 =	16.5 KN/m ³
Ángulo de fricción	\emptyset 1 =	34°
Cohesión relleno	C' 1 =	0.0
Peso del suelo	γ 2 =	17.9 KN/m ³
Ángulo de fricción	\emptyset 2 =	26°
Cohesión Suelo	C' 2 =	58
Ángulo que forma el relleno	β =	34°
Carga sobre el relleno	Q =	15.0 Kpa
γ Piedra de Gavión	γ Piedra=	16.0 KN/m ³
ϕ Fricción del Gavión	ϕ =	45°
Cohesión del Gavión	Cg =	29.4 KN/m ²

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Para el análisis de este muro, se determinaron las siguientes secciones en sus niveles respectivos, con el fin de obtener resultados favorables en la verificación de estabilidad externa.

Ilustración 18. Detalle geotécnico, muro de gavión, $H= 7,50$ m (Unidades en m).



Fuente: Elaboración propia (2021).

Luego de diferentes combinaciones geométricas en los bloques de gavión, se determinó una sección escalonada con diferencias de 0,50 m en las bases, excepto en el nivel 1 con el nivel 2 y entre el nivel 4 y 5; los cuales presentan una discordancia con la secuencia, estos varían en 1 m con la cama superior; posteriormente, se realizó la verificación de estabilidad contra vuelco, deslizamiento y capacidad soportante del muro y se obtuvieron los siguientes resultados.

Nota: “Tomar en cuenta el nivel 1, como la base del muro y el nivel 8 como la corona del muro.

Tabla 23. Resultados, estabilidad contra vuelco del muro de gavión $H= 7,50$ m.

Análisis de Estabilidad (Vuelco)	
Pa =	483.6 KN/m
Pv =	270.5 KN/m
Ph =	401.0 KN/m
Ma =	1123.9 KN-m/m
Mr =	4215.0 KN-m/m
	F.S. ≥ 2.0
F.S.	3.8
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

El análisis de F.S. contra vuelco cumple satisfactoriamente con un valor mayor al F.S. mínimo contra vuelco.

Tabla 24. Resultados, análisis contra deslizamiento en cada uno de los niveles, $H= 7,50$ m.

Análisis de Estabilidad (Deslizamiento)	
Fr =	609.2 KN/m
Fd =	401.0 KN/m
	F.S. ≥ 1.5
F.S. =	1.5
	Cumple

Fuente: Elaboración propia, (2021).

El análisis del F.S. contra deslizamiento cumple con un valor igual al mínimo de 1,5.

Tabla 25. Resultados, estabilidad contra capacidad soportante del muro de gavión, $H= 7,50$ m.

Análisis de Estabilidad (Capacidad Soportante)	
X0 =	2.43 m
B/ 6 =	0.92 m
e =	0.32 m
qMin =	151.1 KN/m ²
qMax =	311.0 KN/m ²
qUlt =	1193.0 KN/m ²
	F.S. ≥ 3.0
F.S. =	3.8
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

Se obtiene un F.S. contra capacidad soportante de 3,8 el cual supera el mínimo de 3,0.

4.1.3.2 Diseño interno.

Una vez verificado el diseño geotécnico del muro, se procedió a realizar el análisis interno del muro; a partir de ello, se obtuvieron los siguientes resultados; en estos se verificó el empuje activo (E_a), momento actuante (M_a), peso del muro de gavión ($W_{\text{gavión}}$), peso del relleno en la parte posterior del muro (W_{relleno}) y en peso total del muro (W_{total}) y por último el momento estabilizante (M_e).

Tabla 26. Resultados, E_a , M_a , $W_{\text{gavión}}$, W_{relleno} , W_{total} y M_e ; en cada uno de los niveles del muro de gavión, $H= 7,50$ m.

Nivel	E_a	M_a	W Gavion	w Relleno	W Total	M_e
1	384.7 KN/m	961.8 KN-m/m	384.0 KN	677.2 KN	1061.2 KN	3539.1 KN-m
2	289.0 KN/m	626.1 KN-m/m	296.0 KN	537.7 KN	833.7 KN	2279.0 KN-m
3	206.9 KN/m	379.3 KN-m/m	224.0 KN	337.0 KN	561.0 KN	1346.6 KN-m
4	138.5 KN/m	207.8 KN-m/m	160.0 KN	172.4 KN	332.4 KN	682.3 KN-m
5	83.8 KN/m	97.7 KN-m/m	104.0 KN	115.9 KN	219.9 KN	323.2 KN-m
6	42.7 KN/m	35.6 KN-m/m	64.0 KN	58.2 KN	122.2 KN	141.6 KN-m
7	15.4 KN/m	7.7 KN-m/m	32.0 KN	19.1 KN	51.1 KN	43.1 KN-m
8	1.7 KN/m	0.3 KN-m/m	8.0 KN	8.7 KN	16.7 KN	9.8 KN-m

Fuente: Elaboración propia (2021).

Tabla 27. Resultados, análisis interno contra vuelco en cada uno de los niveles, $H= 7,50$ m.

Nivel	F.S. Vuelco	Cumplimiento
1	3.7	Cumple
2	3.6	Cumple
3	3.6	Cumple
4	3.3	Cumple
5	3.3	Cumple
6	4.0	Cumple
7	5.6	Cumple
8	34.5	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

Tabla 28. Resultados, análisis interno contra deslizamiento en cada uno de los niveles, $H= 7,50$ m.

Nivel	F.S. Deslizamiento	Cumplimiento
1	1.9	Cumple
2	1.9	Cumple
3	1.8	Cumple
4	1.6	Cumple
5	1.8	Cumple
6	1.9	Cumple
7	2.2	Cumple
8	6.6	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

Posteriormente se procede a realizar la verificación de cumplimiento entre el esfuerzo máximo (σ Max) y esfuerzo admisible (σ adm) en cada uno de los niveles del muro de gavión.

Tabla 29. Resultados, análisis de σ Max, σ adm en cada uno de los niveles, $H= 7,50$ m.

Nivel	σ Max	σ adm	Cumplimiento
1	53.8 KN/m	770.0 KN/m ³	Cumple
2	49.8 KN/m	770.0 KN/m ³	Cumple
3	40.0 KN/m	770.0 KN/m ³	Cumple
4	29.7 KN/m	770.0 KN/m ³	Cumple
5	25.6 KN/m	770.0 KN/m ³	Cumple
6	16.0 KN/m	770.0 KN/m ³	Cumple
7	5.3 KN/m	770.0 KN/m ³	Cumple
8	4.6 KN/m	770.0 KN/m ³	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

Nota: “Tomar en cuenta el nivel 1, como la base del muro y el nivel 8 como la corona del muro.

Durante el proceso, se trató de reducir los F.S. mediante correcciones en las dimensiones de las camadas del muro, obteniendo así la configuración requerida para la verificación de estabilidad externa del muro, se comprobó que los factores de seguridad cumplen con los empujes activos que se aplican al muro en cada una de las tres alturas requeridas. A su vez en la verificación de estabilidad interna del muro se comprobó el esfuerzo máximo de cada una de las camadas del muro, versus el esfuerzo admisible del gavión, así como también los F.S. contra vuelco y contra deslizamiento interno; donde se obtuvieron resultados favorables en los cuales las configuraciones cumplen con la verificación de estabilidad externa e interna.

4.2 Análisis de diseño muro de concreto reforzado

4.2.1 Muro de concreto reforzado con una altura de 3,50 m

4.2.1.1 Diseño geotécnico.

Previo a realizar el diseño geotécnico de un muro de retención, se recopilaron los datos preliminares de diseño, entre ellos son muy importantes las características del suelo; a continuación, se muestran los datos que se utilizaron.

Tabla 30. Datos preliminares de diseño, muro de concreto reforzado, $H= 3,50$ m.

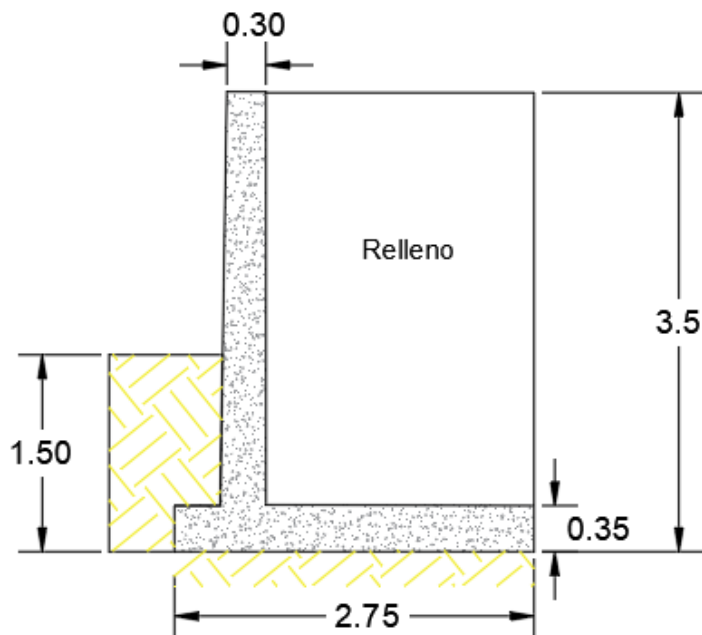
Datos de Diseño		
Peso del relleno	$\gamma 1 =$	16.5 KN/m ³
Ángulo de fricción	$\phi 1 =$	34°
Cohesión relleno	$C' 1 =$	0.0
Peso del suelo	$\gamma 2 =$	17.9 KN/m ³
Ángulo de fricción	$\phi 2 =$	26°
Cohesión Suelo	$C' 2 =$	58
Ángulo que forma el relleno	$\beta =$	34°
Carga sobre el relleno	$Q =$	15.0 Kpa
Peso del concreto	γ concreto=	24.0 KN/m ³
Resistencia a la compresión	$F'c =$	28.0 Mpa
Recubrimiento		7.5 cm
Límite de fluencia	$F'y =$	420 Mpa

Fuente: Elaboración propia (2021).

Para el análisis de este muro se determinaron las siguientes dimensiones, con el fin de obtener resultados favorables en la verificación de estabilidad externa.

En el diseño del muro de concreto reforzado se realizaron diferentes pruebas con las dimensiones de cada sección (“vástago”, “talón” y “punta”) con el fin de que la verificación de estabilidad contra vuelco, deslizamiento y capacidad soportante del muro, cumplieran con los F.S. mínimo.

Ilustración 19. Detalle geotécnico, muro de concreto reforzado, $H= 3,50$ m (Unidades en m).



Fuente: Elaboración propia (2021).

Las dimensiones mostradas fueron las que se utilizaron para el diseño geotécnico, el cual cumplió con cada uno de los análisis de estabilidad requeridos y se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 31. Resultados, análisis de estabilidad contra vuelco del muro de concreto reforzado, $H= 3,50$ m.

Análisis de Estabilidad (Vuelco)	
Pa =	133.0 KN/m
Pv =	74.4 KN/m
Ph =	110.2 KN/m
Ma =	195.4 KN-m/m
Mr =	524.3 KN-m/m
	F.S. ≥ 1.5
F.S.	2.7
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

En la verificación de estabilidad del F.S. contra vuelco, se obtuvo un resultado de 2,7 el cual es superior al mínimo de 1,5.

Tabla 32. Resultados, análisis de estabilidad contra deslizamiento del muro de concreto reforzado, H= 3,50 m.

Análisis de Estabilidad (Deslizamiento)	
Fr =	192.4 KN/m
Fd =	110.2 KN/m
	F.S. \geq 1.5
F.S. =	1.7
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

En la comprobación de estabilidad del F.S. contra deslizamiento, se logró un resultado de 1,7 el cual es superior al mínimo de 1,5.

Tabla 33. Resultados, análisis de estabilidad contra capacidad soportante del muro de concreto reforzado, H= 3,50 m.

Análisis de Estabilidad (Capacidad Soportante)	
X0 =	0.92 m
B/ 6 =	0.46 m
e =	0.45 m
qMin =	1.2 KN/m ²
qMax =	204.2 KN/m ²
qUlt =	1309.2 KN/m ²
	F.S. \geq 3
F.S. =	6.4
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

Se consigue un F.S. contra capacidad soportante de 6,4 el cual supera el mínimo de 3,0.

4.2.1.2 Diseño interno.

Una vez verificado el diseño geotécnico del muro, se procedió a realizar el análisis interno del muro en cada una de las secciones (vástago, talón, punta), verificando el acero mínimo requerido (A_s min), así como el esfuerzo cortante último (V_u) y el esfuerzo de cortante

último, aplicando un factor de reducción de resistencia (ϕV_c) como se menciona en el ACI 318 y en el CSCR-10 (sección 8.1.4); al respecto, se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 34. Resultados del diseño interno (Vástago), $H= 3,50$ m.

Diseño Interno Vástago		
Refuerzo Longitudinal		
As min =	18.21 cm ²	
Propuesta =	#6 @ 12.5 cm	
Refuerzo Transversal		
	Exterior	Interior
As min =	13.50 cm ²	4.50 cm ²
Propuesta =	#4 @12.5 cm	#4 @ 25 cm
Análisis de cortante en la pared del muro		
ϕV_c	Vu	Cumplimiento
2381.2 KN	212.7 KN	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

La propuesta planteada para el diseño interno del vástago del muro, supera el As min requerido, tanto en el refuerzo longitudinal como en el refuerzo transversal.

Se verificó que el cortante último es menor al cortante en la pared del muro, por lo cual el análisis es satisfactorio.

Tabla 35. Resultados del diseño interno (Talón), $H= 3,50$ m.

Diseño Interno Talón		
Refuerzo longitudinal		
As min =	9.08 cm ²	
Propuesta =	#5 @ 20 cm	
Análisis de cortante en el talón del muro		
ϕV_c	Vu	Cumplimiento
218.3 KN	62.6 KN	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

El As propuesto en el diseño interno del talón del muro cumple con el As min requerido, y a su vez también cumple con el análisis de cortante.

Tabla 36. Resultados del diseño interno (Punta), H= 3,50 m.

Diseño Interno Punta	
Refuerzo longitudinal	
As min =	9.08 cm ²
Propuesta =	#5 @ 20 cm
Análisis de cortante	
Vu	Cumplimiento
245.1 KN	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

El As propuesto en el diseño interno en punta del muro, cumple con el As min requerido; y a su vez también cumple con el análisis de cortante.

Asimismo, debido a la igualdad entre el As min del talón y el As min en punta, se facilita constructivamente la labor de refuerzo del muro, ya que en las dos secciones se utilizará la misma propuesta.

4.2.2 Muro de concreto reforzado con una altura de 5,00 m

4.2.2.1 Diseño geotécnico.

Previamente a realizar el diseño geotécnico de un muro de retención, se recopilaron los datos preliminares de diseño, entre ellos son muy importantes las características del suelo; a continuación, se muestran los datos que se utilizaron.

Tabla 37. Datos preliminares de diseño, muro de concreto reforzado, $H= 5,00$ m.

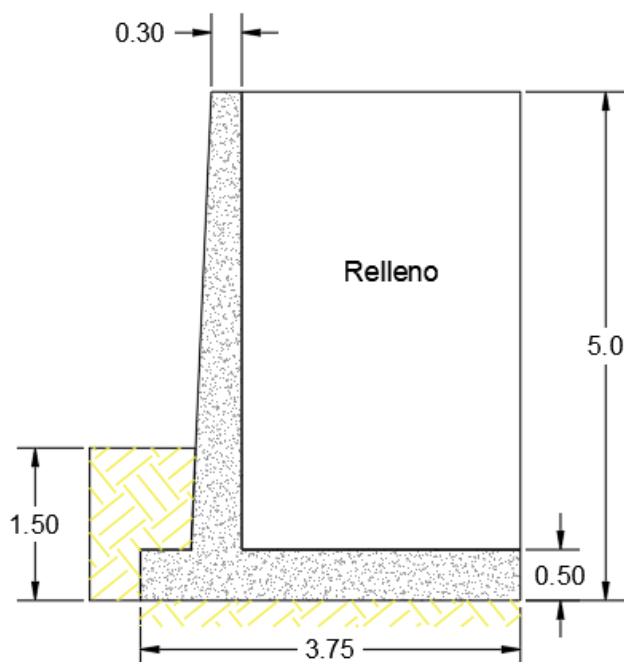
Datos de Diseño		
Peso del relleno	$\gamma 1 =$	16.5 KN/m ³
Ángulo de fricción	$\phi 1 =$	34°
Cohesión relleno	$C' 1 =$	0.0
Peso del suelo	$\gamma 2 =$	17.9 KN/m ³
Ángulo de fricción	$\phi 2 =$	26°
Cohesión Suelo	$C' 2 =$	58
Ángulo que forma el relleno	$\beta =$	34°
Carga sobre el relleno	$Q =$	15.0 Kpa
Peso del concreto	γ concreto=	24.0 KN/m ³
Resistencia a la compresión	$F'c =$	28.0 Mpa
Recubrimiento		7.5 cm
Límite de fluencia	$F'y =$	420 Mpa

Fuente: Elaboración propia (2021).

Para el análisis de este muro se determinaron las siguientes dimensiones, con el fin de obtener resultados favorables en la verificación de estabilidad externa.

En el diseño del muro de concreto reforzado, se realizaron diferentes pruebas con las dimensiones de cada sección (“vástago”, “talón” y “punta”) con el fin de que la verificación de estabilidad contra vuelco, deslizamiento y capacidad soportante del muro, cumplieran con los F.S. mínimo.

Ilustración 20. Detalle geotécnico, muro de concreto reforzado, $H= 5,00$ m (Unidades en m).



Fuente: Elaboración propia (2021).

Las dimensiones mostradas fueron las que se utilizaron para el diseño geotécnico, el cual cumplió con cada uno de los análisis de estabilidad requeridos; se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 38. Resultados, análisis de estabilidad contra vuelco del muro de concreto reforzado, $H= 5,00$ m.

Análisis de Estabilidad (Vuelco)	
Pa =	238.8 KN/m
Pv =	133.5 KN/m
Ph =	198.0 KN/m
Ma =	470.4 KN-m/m
Mr =	1326.2 KN-m/m
	F.S. ≥ 1.5
F.S.	2.8
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

En la verificación de estabilidad del F.S. contra vuelco, se obtuvo un resultado de 2,8 el cual es superior al mínimo de 1,5.

Tabla 39. Resultados, análisis de estabilidad contra deslizamiento del muro de concreto reforzado, $H= 5,00$ m.

Análisis de Estabilidad (Deslizamiento)	
Fr =	300.2 KN/m
Fd =	198.0 KN/m
	F.S. ≥ 1.5
F.S. =	1.5
	Cumple

Fuente: Elaboración propia, (2021).

En la comprobación de estabilidad del F.S. contra deslizamiento, se obtuvo un resultado de 1,5 el cual es el mínimo F.S. contra deslizamiento, se ultimó en no aumentar el tamaño de la base para no extender costos en el muro, ya que el F.S. cumple.

Tabla 40. Resultados, análisis de estabilidad contra capacidad soportante del muro de concreto reforzado, $H= 5,00$ m.

Análisis de Estabilidad (Capacidad Soportante)	
X0 =	1.33 m
B/ 6 =	0.63 m
e =	0.54 m
qMin =	17.8 KN/m ²
qMax =	254.0 KN/m ²
qUlt =	1223.0 KN/m ²
	F.S. ≥ 3.0
F.S. =	4.8
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

Se consigue un F.S. contra capacidad soportante de 4,8 el cual supera el mínimo de 3,0.

4.2.2.2 Diseño interno.

Una vez verificado el diseño geotécnico del muro, se procedió a realizar su análisis interno en cada una de las secciones (vástago, talón, punta), para verificar el acero mínimo requerido (A_s min), así como el esfuerzo cortante último (V_u) y el esfuerzo de cortante último

aplicando un factor de reducción de resistencia (ϕV_c), como se menciona en el ACI 318 y en el CSCR-10 (sección 8.1.4); a partir de ello, se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 41. Resultados del diseño interno (Vástago), H= 5,00 m.

Diseño Interno Vástago		
Refuerzo Longitudinal		
As min =	32.17 cm ²	
Propuesta =	#8 @ 12.5 cm	
Refuerzo Transversal		
	Exterior	Interior
As min =	10.00 cm ²	5.00 cm ²
Propuesta =	#4 @12.5 cm	#4 @ 25 cm
Análisis de cortante en la pared del muro		
ϕV_c	Vu	Cumplimiento
3333.6 KN	382.1 KN	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

La propuesta planteada para el diseño interno del vástago del muro, supera el As min requerido, tanto en el refuerzo longitudinal como en el refuerzo transversal.

Se verificó que el cortante último es menor al cortante en la pared del muro, por lo cual el análisis es satisfactorio.

Tabla 42. Resultados del diseño interno (Talón), H= 5,00 m.

Diseño Interno Talón		
Refuerzo longitudinal		
As min =	14.03 cm ²	
Propuesta =	#6 @ 20 cm	
Análisis de cortante en el talón del muro		
ϕV_c	Vu	Cumplimiento
337.3 KN	103.5 KN	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

El As propuesto en el diseño interno del talón del muro cumple con el As min requerido, y a su vez cumple el análisis de cortante.

Tabla 43. Resultados del diseño interno (Punta).

Diseño Interno Talón	
Refuerzo longitudinal	
As min =	14.03 cm ²
Propuesta =	#6 @ 20 cm
Análisis de cortante	
Vu	Cumplimiento
245.1 KN	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

El As propuesto en el diseño interno en punta del muro cumple con el As min requerido; y a su vez también cumple el análisis de cortante.

Por otra parte, debido a la igualdad entre el As min del talón y el As min en punta, se facilita constructivamente la labor de refuerzo del muro, ya que en las dos secciones se utilizará la misma propuesta.

4.2.3 Muro de concreto reforzado con una altura de 7,50 m

4.2.3.1 Diseño geotécnico.

Previamente a realizar el diseño geotécnico de un muro de retención, se recopilaron los datos preliminares de diseño, entre ellos son muy importantes las características del suelo; a continuación, se muestran los datos utilizados.

Tabla 44. Datos preliminares de diseño, muro de concreto reforzado, $H= 7,50$ m.

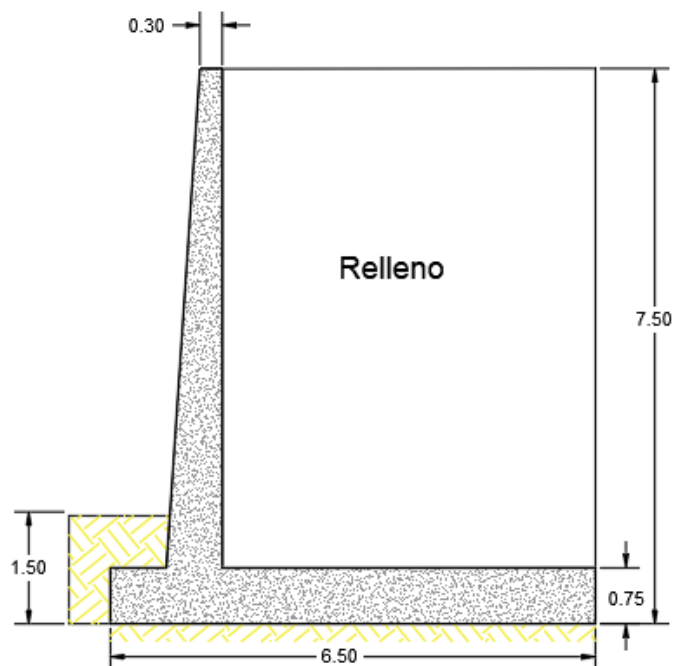
Datos de Diseño		
Peso del relleno	$\gamma 1 =$	16.5 KN/m ³
Ángulo de fricción	$\phi 1 =$	34°
Cohesión relleno	$C' 1 =$	0.0
Peso del suelo	$\gamma 2 =$	17.9 KN/m ³
Ángulo de fricción	$\phi 2 =$	26°
Cohesión Suelo	$C' 2 =$	58
Ángulo que forma el relleno	$\beta =$	34°
Carga sobre el relleno	$Q =$	15.0 Kpa
Peso del concreto	γ concreto=	24.0 KN/m ³
Resistencia a la compresión	$F'c =$	28.0 Mpa
Recubrimiento		7.5 cm
Límite de fluencia	$F'y =$	420 Mpa

Fuente: Elaboración propia (2021).

Para el análisis de este muro, se determinaron las siguientes dimensiones, con el fin de obtener resultados favorables en la verificación de estabilidad externa.

En el diseño del muro de concreto reforzado, se realizaron diferentes pruebas con las dimensiones de cada sección (“vástago”, “talón” y “punta”) con el fin de que la verificación de estabilidad contra vuelco, deslizamiento y capacidad soportante del muro, cumplieran con los F.S. mínimo.

Ilustración 21. Detalle geotécnico, muro de concreto reforzado, $H= 7,50$ m (Unidades en m).



Fuente: Elaboración propia (2021).

Las dimensiones mostradas fueron las que se utilizaron para la verificación de estabilidad contra vuelco, deslizamiento y capacidad soportante del muro. Al respecto, se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 45. Resultados, análisis de estabilidad contra vuelco del muro de concreto reforzado, $H= 7,50$ m.

Análisis de Estabilidad (Vuelco)	
Pa =	483.6 KN/m
Pv =	270.5 KN/m
Ph =	401.0 KN/m
Ma =	1355.7 KN-m/m
Mr =	5643.2 KN-m/m
	F.S. ≥ 1.5
F.S.	4.2
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

En el análisis de estabilidad del F.S. contra vuelco se obtuvo un resultado de 4,2 el cual supera al valor mínimo de 1,5.

Tabla 46. Resultados, análisis de estabilidad contra deslizamiento del muro de concreto reforzado, $H= 7,50$ m.

Análisis de Estabilidad (Deslizamiento)	
Fr =	636.8 KN/m
Fd =	401.0 KN/m
	F.S. ≥ 1.5
F.S. =	1.6
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

En la verificación de estabilidad del F.S. contra deslizamiento se obtuvo un valor de 1,6 superando al valor mínimo de 1,5.

Tabla 47. Resultados, análisis de estabilidad contra capacidad soportante del muro de concreto reforzado, $H= 7,50$ m.

(Capacidad Soportante)	
X0 =	2.85 m
B/ 6 =	1.08 m
e =	0.40 m
qMin =	119.5 KN/m ²
qMax =	261.0 KN/m ²
qUlt =	1124.0 KN/m ²
	F.S. ≥ 3
F.S. =	4.3
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

Se obtiene un F.S. contra capacidad soportante de 4,3 el cual supera el mínimo de 3,0.

4.2.3.2 Diseño interno.

Una vez verificado el diseño geotécnico del muro, se procedió a realizar el análisis interno de este, en cada una de las secciones (vástago, talón, punta), se verificó el acero mínimo requerido (A_s min), así como el esfuerzo cortante último (V_u) y el esfuerzo de cortante último aplicando un factor de reducción de resistencia (ϕV_c) como se menciona en el ACI 318 y en el CSCR-10 (sección 8.1.4); al respecto, se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 48. Resultados del diseño interno (Vástago), $H= 7,50$ m.

Diseño Interno Vástago		
Refuerzo Longitudinal		
As min =	59.78 cm ²	
Propuesta =	#8 @ 7.5 cm	
Refuerzo Transversal		
	Exterior	Interior
As min =	11.67 cm ²	5.83 cm ²
Propuesta =	#4 @ 10 cm	#4 @ 20 cm
<u>Análisis de cortante en la pared del muro</u>		
ϕV_c	Vu	Cumplimiento
5159.2 KN	773.8 KN	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

La propuesta planteada para el diseño interno del vástago del muro, supera el As min requerido, tanto en el refuerzo longitudinal como en el refuerzo transversal.

Se verificó que el cortante último es menor al cortante en la pared del muro, por lo cual el análisis es satisfactorio.

Tabla 49. Resultados del diseño interno (Talón), $H= 7,50$ m.

Diseño Interno Talón		
Refuerzo longitudinal		
As min =	22.28 cm ²	
Propuesta =	#6 @ 12.5 cm	
<u>Análisis de cortante en el talón del muro</u>		
ϕV_c	Vu	Cumplimiento
535.8 KN	155.3 KN	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

El As propuesto en el diseño interno del talón del muro cumple con el As min requerido, y a su vez también cumple con el análisis de cortante.

Tabla 50. Resultados del diseño interno (Punta), $H= 7,50$ m.

Diseño Interno Talón		
	Refuerzo longitudinal	Cortante Vu
As min =	22.28 cm ²	245.1 KN
Propuesta =	#6 @ 20 cm	

Fuente: Elaboración propia (2021).

El As propuesto en el diseño interno en punta del muro cumple con el As min requerido; y también cumple con el análisis de cortante.

En el proceso del análisis de estabilidad externa de los muros de concreto reforzado, se debió aumentar la longitud de la base del muro, esto debido a que la configuración previa no cumplía con el F.S. mínimo contra deslizamiento estipulado en el CCCR segunda edición, en la sección 3.4.1.2; por lo que se ajustaron las dimensiones requeridas para el análisis de estabilidad externa, para cumplir con cada uno de los F.S. estipulados, por lo cual se determinó que los muros de concreto reforzado en cada una de las tres alturas, soportan los empujes activos aplicados, debido a las presiones utilizadas.

Una vez establecidas las dimensiones del muro y verificada su estabilidad externa, se procedió a realizar el análisis de verificación interna del muro, donde se diseñó por aparte la sección del vástago, el talón y la punta del muro; los valores de la fuerza cortante y el momento en la sección de este, debido a presiones aplicadas; se calcularon para verificar las dimensiones de la sección, como también para obtener el refuerzo necesario; se debió verificar el refuerzo por contracción y por temperatura de la sección; una vez obtenido el refuerzo necesario en cada una de las secciones, se determinó la propuesta de acero de cada sección para los muros de concreto reforzado en cada una de las tres alturas.

Se comprobó que el análisis de estabilidad interna del muro de concreto reforzado es muy diferente, y presenta un grado mayor de complejidad en los cálculos, en comparación con el análisis de estabilidad interna del muro de gavión.

4.3 Análisis de diseño muro de suelo reforzado (Keystone)

4.3.1 Muro de suelo reforzado con una altura de 3,50 m

4.3.1.1 Diseño geotécnico.

Previamente a realizar el diseño geotécnico de un muro de retención, se recopilaron los datos preliminares de diseño, entre ellos son muy importantes, las características del suelo; a continuación, se muestran los datos que se utilizaron.

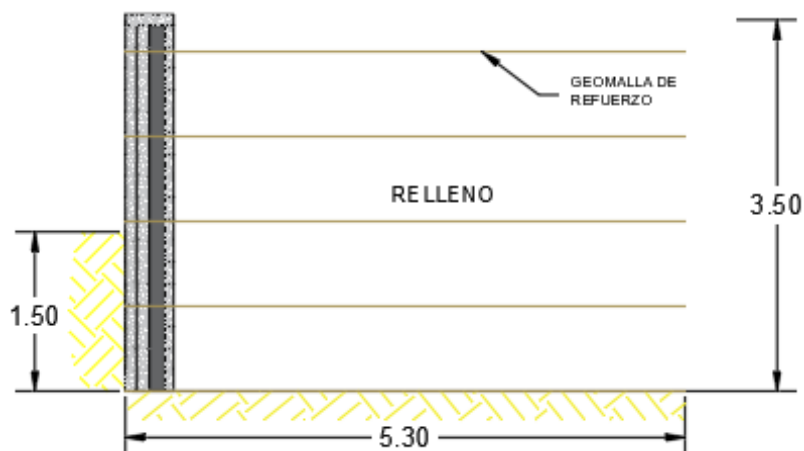
Tabla 51. Datos preliminares de diseño, muro de suelo reforzado, H= 3,50 m

Datos de Diseño		
Peso del relleno	$\gamma 1 =$	16.5 KN/m ³
Ángulo de fricción	$\emptyset 1 =$	34°
Cohesión relleno	$C' 1 =$	0.0
Peso del suelo	$\gamma 2 =$	17.9 KN/m ³
Ángulo de fricción	$\emptyset 2 =$	26°
Cohesión Suelo	$C' 2 =$	58
Ángulo que forma el relleno	$\beta =$	34°
Carga sobre el relleno	$Q =$	15.0 Kpa

Fuente: Elaboración propia (2021).

Para el análisis de este muro se determinaron las siguientes dimensiones, con el fin de obtener resultados favorables en la verificación de estabilidad externa.

Ilustración 22. Detalle geotécnico, muro de suelo reforzado, $H= 3,50$ m (Unidades en m).



Fuente: Elaboración propia (2021).

Posteriormente, se realizó la verificación de estabilidad contra vuelco, deslizamiento y capacidad soportante del muro y se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 52. Resultados, análisis de estabilidad contra vuelco del muro de suelo reforzado, $H= 3,50$ m.

Análisis de Estabilidad (Vuelco)	
Pa =	133.0 KN/m
Pv =	74.4KN/m
Ph =	110.2 KN/m
Ma =	195.4 KN-m/m
Mr =	633.3 KN-m/m
	F.S. ≥ 3.0
F.S.	3.2
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

Los resultados obtenidos en el análisis de F.S. contra vuelco del muro de suelo reforzado cumple pues es mayor que el mínimo.

Tabla 53 Resultados, análisis de estabilidad contra deslizamiento del muro de suelo reforzado, $H= 3,50\text{ m}$

Análisis de Estabilidad (Deslizamiento)	
Wi =	364.8 KN/m
	F.S. ≥ 1.5
F.S. =	1.5
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

El F.S. contra deslizamiento cumple, pues es igual al valor mínimo establecido.

Tabla 54. Resultados, análisis de estabilidad contra capacidad soportante del muro de concreto reforzado, $H= 3,50\text{ m}$.

Análisis de Estabilidad (Capacidad Soportante)	
e =	0.30 m
B/ 6 =	0.67 m
L'2 =	2.40 m
qMin =	50.2 KN/m ²
qMax =	132.0 KN/m ²
qUlt =	1455.0 KN/m ²
	F.S. ≥ 3
F.S. =	20

Fuente: Elaboración propia, (2021).

El resultado obtenido del análisis del F.S. contra capacidad soportante cumple con un valor de 20.

4.3.1.2 Diseño interno.

Una vez verificado el diseño geotécnico del muro, se procedió a realizar el análisis interno del muro; previamente a este diseño, se estipularon diferentes factores, los cuales se ajustan a las condiciones del terreno y del muro; estos son:

Tabla 55. Factores de reducción aplicados en el análisis del diseño interno del muro de suelo reforzado, $H= 3,50$ m.

Factores de Reducción para Geomalla		
F.S. Daños de instalación	Fid =	1.1
F.S. Fluencia	Fcr =	1.5
F.S. Degradación Química y Biológica	Fdqb =	1.1
F.S. Contra ruptura	FS B =	2.0
F.S. Contra arrancamiento	FS p =	1.5
Coficiente de interacción	Ci =	0.7
Relación de cobertura	Cr =	1.0

Fuente: Elaboración propia (2021).

La geomalla que se utilizó para el diseño es la PARAGRID 150/05 (Detalle, Ilustración 75), la cual brinda una resistencia a la tensión ultima de 150 kN/m.

Tabla 56. Resultados, análisis interno del muro de suelo reforzado, $H= 3,50$ m.

Resultados del análisis interno del muro		
Distribución de la Presión Activa	$\sigma_a =$	16.5 KN/m ²
Resistencia a la Tensión Permisible	Tper =	82.6 KN
Espaciamiento Vertical del refuerzo	Sv =	1.5 m
Longitud de geomalla (cola)	L =	5.3 m

Fuente: Elaboración propia (2021).

Es importante mencionar que la longitud de geomalla obtenida en el diseño interno del muro de suelo reforzado es la que rige, por lo que, en este caso, la base del muro y la longitud de geomalla de refuerzo corresponden a 5,30 m.

4.3.2 Muro de suelo reforzado con una altura de 5,00 m

4.3.2.1 Diseño geotécnico.

Previamente a realizar el diseño geotécnico de un muro de retención, se recopilaron los datos preliminares de diseño, entre ellos, son muy importantes las características del suelo; a continuación, se muestran los datos utilizados.

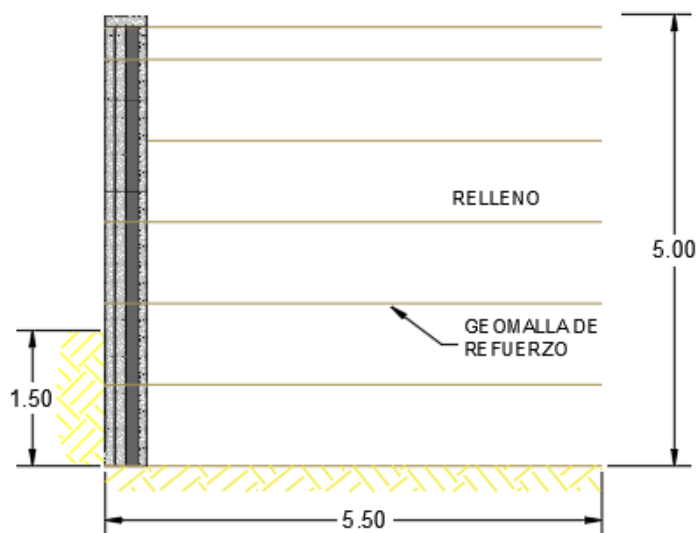
Tabla 57. Datos preliminares de diseño, muro de suelo reforzado, $H= 5,00$ m.

Datos de Diseño		
Peso del relleno	$\gamma 1 =$	16.5 KN/m ³
Ángulo de fricción	$\phi 1 =$	34°
Cohesión relleno	$C' 1 =$	0.0
Peso del suelo	$\gamma 2 =$	17.9 KN/m ³
Ángulo de fricción	$\phi 2 =$	26°
Cohesión Suelo	$C' 2 =$	58
Ángulo que forma el relleno	$\beta =$	34°
Carga sobre el relleno	$Q =$	15.0 Kpa

Fuente: Elaboración propia (2021).

Para el análisis de este muro, se determinaron las siguientes dimensiones, con el fin de obtener resultados favorables en la verificación de estabilidad externa.

Ilustración 23. Detalle geotécnico, muro de suelo reforzado, $H= 5,00$ m. (Unidades en m).



Fuente: Elaboración propia (2021).

Posteriormente se realizó la verificación de estabilidad contra vuelco, deslizamiento y capacidad soportante del muro y se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 58. Resultados, análisis de estabilidad contra vuelco del muro de suelo reforzado, H= 5,00 m.

Análisis de Estabilidad (Vuelco)	
Pa =	238.8 KN/m
Pv =	133.5 KN/m
Ph =	198. KN/m
Ma =	470.4 KN-m/m
Mr =	1450.0 KN-m/m
	F.S. \geq 3.0
F.S.	3.1
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

Los resultados obtenidos en el análisis de F.S. contra vuelco del muro de suelo reforzado (H= 5,00 m.) cumple siendo mayor que el mínimo.

Tabla 59. Resultados, análisis de estabilidad contra deslizamiento del muro de suelo reforzado, H= 5,00 m.

Análisis de Estabilidad (Deslizamiento)	
Wi =	675.8 KN/m
	F.S. \geq 1.5
F.S. =	1.6
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

La verificación del análisis de F.S. contra deslizamiento del muro de suelo reforzado cumple con un valor de 1,6.

Tabla 60. Resultados, análisis de estabilidad contra capacidad soportante del muro de suelo reforzado, $H= 5,00$ m.

(Capacidad Soportante)	
e =	0.30 m
B/ 6 =	0.92 m
L'2 =	2.90 m
qMin =	82.6 KN/m ²
qMax =	163.1 KN/m ²
qUlt =	1483.2 KN/m ²
	F.S. ≥ 3.0
F.S. =	15.2
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

El resultado obtenido del análisis del F.S. contra capacidad soportante, cumple con un valor de 15,2.

4.3.1.2 Diseño interno.

Una vez verificado el diseño geotécnico del muro, se procedió a realizar el análisis interno de este; previamente a este diseño, se estipularon diferentes factores, los cuales se ajustan a las condiciones del terreno y del muro; estos son:

Tabla 61. Factores de reducción aplicados en el análisis del diseño interno del muro de suelo reforzado, $H= 5,00$ m.

Factores de Reducción para Geomalla		
F.S. Daños de instalación	Fid =	1.1
F.S. Fluencia	Fcr =	1.5
F.S. Degradación Química y Biológica	Fdqb =	1.1
F.S. Contra ruptura	FS B =	2.0
F.S. Contra arrancamiento	FS p =	1.5
Coeficiente de interacción	Ci =	0.7
Relación de cobertura	Cr =	1.0

Fuente: Elaboración propia (2021).

La geomalla que se utilizó para el diseño es la PARAGRID 150/05 (Detalle, Ilustración 75), la cual brinda una resistencia a la tensión última de 150 kN/m.

Tabla 62. Resultados, análisis interno del muro de suelo reforzado, $H= 5,00$ m.

Resultados del análisis interno del muro		
Distribución de la Presión Activa	$\sigma_a =$	16.5 KN/m ²
Resistencia a la Tensión Permisible	$T_{per} =$	82.6 KN
Espaciamiento Vertical del refuerzo	$S_v =$	0.9 m
Longitud de geomalla (cola)	$L =$	4.8 m

Fuente:

Elaboración propia (2021).

La longitud de la geomalla detrás del muro será regida por la obtenida en el análisis externo de este (5,50 m), debido a que es la requerida para la estabilidad externa y cubre la “L” del diseño interno; el espaciamiento vertical de la geomalla de refuerzo será de 0,9 m.

4.3.2 Muro de suelo reforzado con una altura de 7,50 m

4.3.2.1 Diseño geotécnico.

Previamente a realizar el diseño geotécnico de un muro de retención, se recopilaron los datos preliminares de diseño, entre ellos, son muy importantes las características del suelo; a continuación, se muestran los datos que se utilizaron.

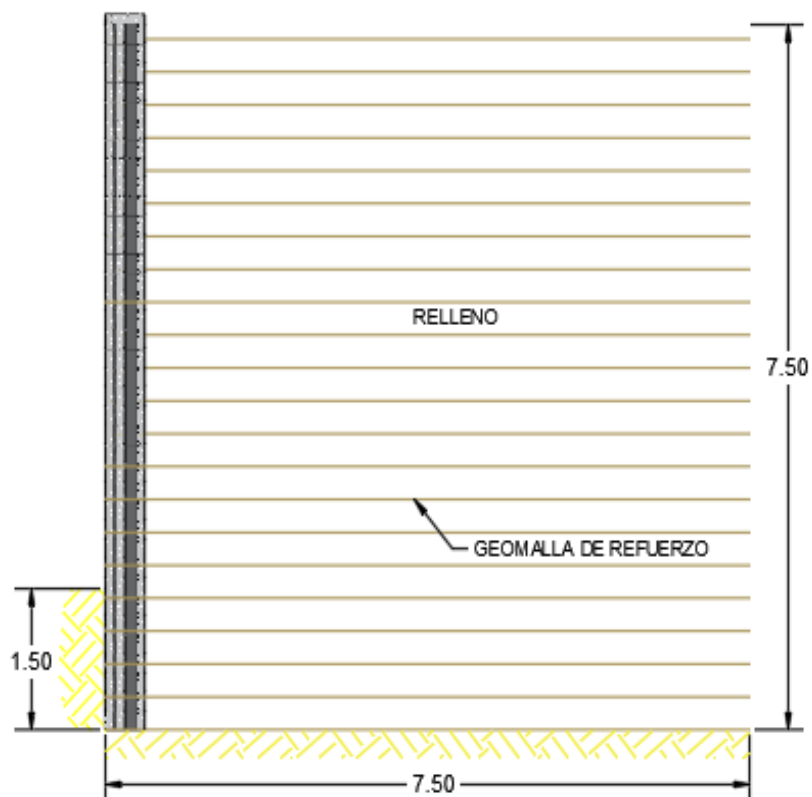
Tabla 63. Datos preliminares de diseño, muro de suelo reforzado, $H= 7,50$ m.

Datos de Diseño		
Peso del relleno	$\gamma_1 =$	16.5 KN/m ³
Ángulo de fricción	$\phi_1 =$	34°
Cohesión relleno	$C'_1 =$	0.0
Peso del suelo	$\gamma_2 =$	17.9 KN/m ³
Ángulo de fricción	$\phi_2 =$	26°
Cohesión Suelo	$C'_2 =$	58
Ángulo que forma el relleno	$\beta =$	34°
Carga sobre el relleno	$Q =$	15.0 Kpa

Fuente: Elaboración propia (2021).

Para el análisis de este muro, se determinaron las siguientes dimensiones, con el fin de obtener resultados favorables en la verificación de estabilidad externa.

Ilustración 24. Detalle geotécnico, muro de suelo reforzado, $H= 7,50$ m. (Unidades en m).



Fuente: Elaboración propia (2021).

Posteriormente, se realizó la verificación de estabilidad contra vuelco, deslizamiento y capacidad soportante del muro y se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 64. Resultados, análisis de estabilidad contra vuelco del muro de suelo reforzado, $H= 7,50$ m.

Análisis de Estabilidad (Vuelco)	
Pa =	483.6 KN/m
Pv =	270.5 KN/m
Ph =	401.0 KN/m
Ma =	1355.7 KN-m/m
Mr =	4159.2 KN-m/m
	F.S. ≥ 3.0
F.S.	3.1
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

Los resultados obtenidos en el análisis de F.S. contra vuelco del muro de suelo reforzado, cumple pues es mayor que el mínimo de 3,0.

Tabla 65. Resultados, análisis de estabilidad contra deslizamiento del muro de suelo reforzado, $H= 7,50$ m.

Análisis de Estabilidad (Deslizamiento)	
Wi =	1300.1 KN/m
	F.S. ≥ 1.5
F.S. =	1.5
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

La verificación del análisis de F.S. contra deslizamiento del muro de suelo reforzado cumple, con un valor de 1,5.

Tabla 66. Resultados, análisis de estabilidad contra capacidad soportante del muro de suelo reforzado, $H= 7,50$ m.

Análisis de Estabilidad (Capacidad Soportante)	
e =	0.59 m
B/ 6 =	1.25 m
L'2 =	4.31 m
qMin =	91.0 KN/m ²
qMax =	256.0 KN/m ²
qUlt =	1595.0 KN/m ²
	F.S. ≥ 3.0
F.S. =	11.5
	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

El resultado obtenido del análisis del F.S. contra capacidad soportante cumple con un valor de 11,5.

4.3.1.2 Diseño interno.

Una vez verificado el diseño geotécnico del muro, se procedió a realizar el análisis interno de este; previamente a este diseño, se estipularon diferentes factores, los cuales se ajustan a las condiciones del terreno y del muro; estos son:

Tabla 67. Factores de reducción aplicados en el análisis del diseño interno del muro de suelo reforzado, $H= 7,50$ m.

Factores de Reducción para Geomalla		
F.S. Daños de instalación	Fid =	1.1
F.S. Fluencia	Fcr =	1.5
F.S. Degradación Química y Biológica	Fdqb =	1.1
F.S. Contra ruptura	FS B =	2.0
F.S. Contra arrancamiento	FS p =	1.5
Coeficiente de interacción	Ci =	0.7
Relación de cobertura	Cr =	1.0

Fuente: Elaboración propia (2021).

La geomalla que se utilizó para el diseño es la PARAGRID 150/05 (Detalle, ilustración 75), brinda una resistencia a la tensión última de 150 kN/m.

Tabla 68. Resultados, análisis interno del muro de suelo reforzado, $H= 7,50$ m.

Resultados del análisis interno del muro		
Distribución de la Presión Activa	$\sigma_a =$	16.5 KN/m ²
Resistencia a la Tensión Permisible	$T_{per} =$	82.6 KN
Espaciamiento Vertical del refuerzo	$S_v =$	0.36 m
Longitud de geomalla (cola)	$L =$	6.0 m

Fuente: Elaboración propia (2021).

La longitud de geomalla detrás del muro será regida por la obtenida en el análisis externo del muro, por lo cual se considerará $L= 7,00$ m. y la S_v será de 0,35 m, esto debido a la facilidad constructiva en términos de pulgada.

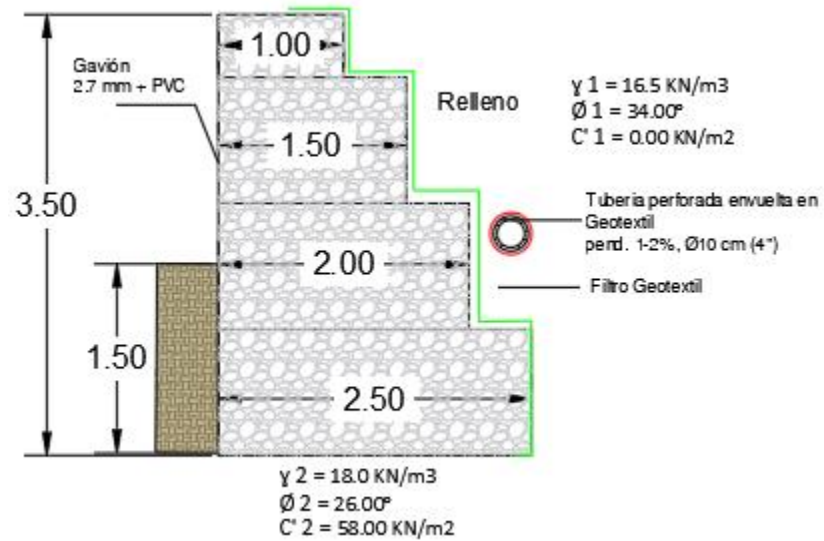
Los análisis de estabilidad para muros de suelo reforzado, tanto externo como interno, son muy diferentes a los que se realizaron anteriormente en el muro de gavión y en el muro de concreto reforzado; sin embargo, mediante la guía brindada por el libro de “Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica” de Braja M. Das, se logró determinar el cumplimiento con los F.S. contra vuelco, deslizamiento y capacidad soportante; así como también la verificación de estabilidad interna del muro, en este se determinó la distribución de la presión activa ejercida sobre el muro, para seguidamente establecer la geomalla correspondiente a utilizar en el diseño, la PARAGRID 150/05; seguidamente, se logró determinar la separación vertical de las capas de geomalla como también la longitud de esta (cola), esta longitud se compara nuevamente con la utilizada en el diseño de verificación externa, donde se establece la de mayor longitud, ya que esta es la longitud de geomalla que rige para ambos análisis.

4.4 Detalles, muros de retención analizados

4.4.1 Muros de gavión

4.4.1.1 Detalle estructural, muro de gavión, $H = 3,50$ m.

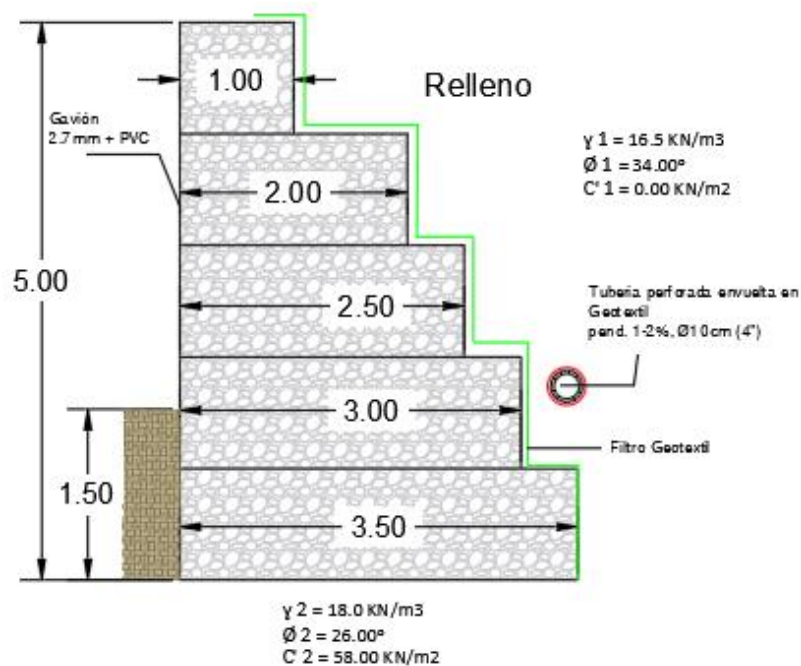
Ilustración 25. Detalle estructural, muro de gavión, $H = 3,50$ m.



Fuente: Elaboración propia (2021).

4.4.1.2 Detalle estructural, muro de gavión, $H= 5,00$ m.

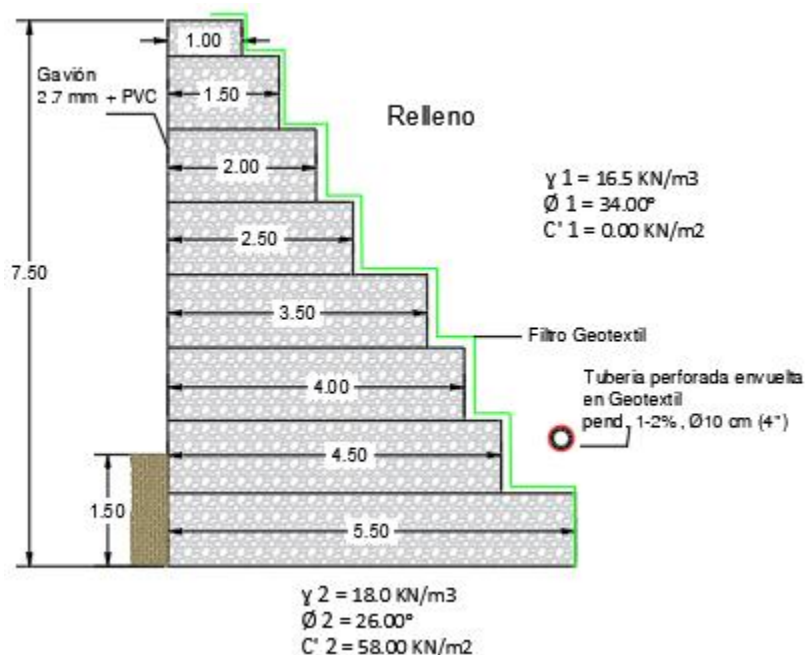
Ilustración 26. Detalle estructural, muro de gavión, $H= 5,00$ m.



Fuente: Elaboración propia (2021).

4.4.1.3 Detalle estructural, muro de gavión, $H= 7,50$ m.

Ilustración 27. Detalle estructural, muro de gavión, $H= 7,50$ m.

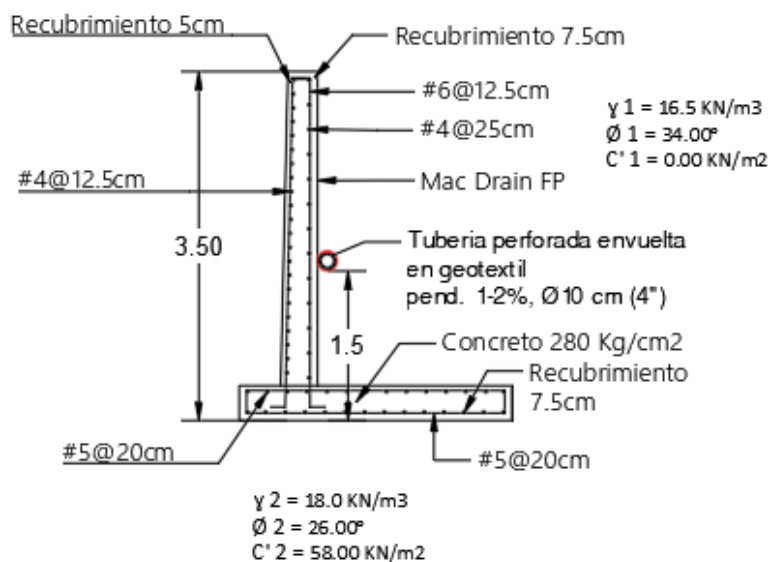


Fuente: Elaboración propia (2021).

4.4.2 Muros de concreto reforzado

4.4.2.1 Detalle estructural, muro de concreto reforzado, $H = 3,50$ m.

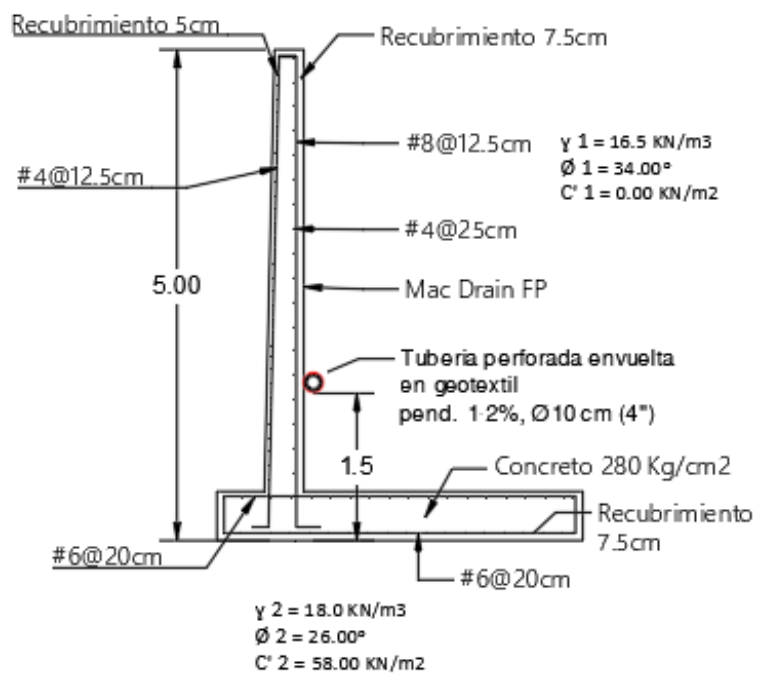
Ilustración 28. Detalle estructural, muro de concreto reforzado, $H = 3,50$ m.



Fuente: Elaboración propia (2021).

4.4.2.2 Detalle estructural, muro de concreto reforzado, $H= 5,00$ m.

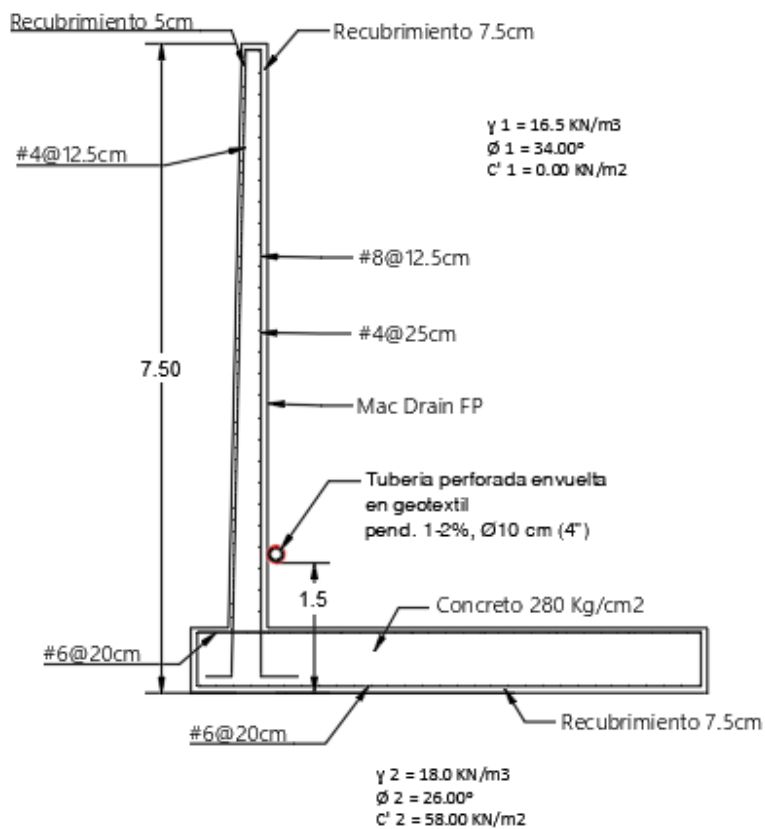
Ilustración 29. Detalle estructural, muro de concreto reforzado, $H= 5,00$ m.



Fuente: Elaboración propia (2021).

4.4.2.3 Detalle estructural, muro de concreto reforzado, $H = 7,50$ m.

Ilustración 30. Detalle estructural, muro de concreto reforzado, $H = 7,50$ m.

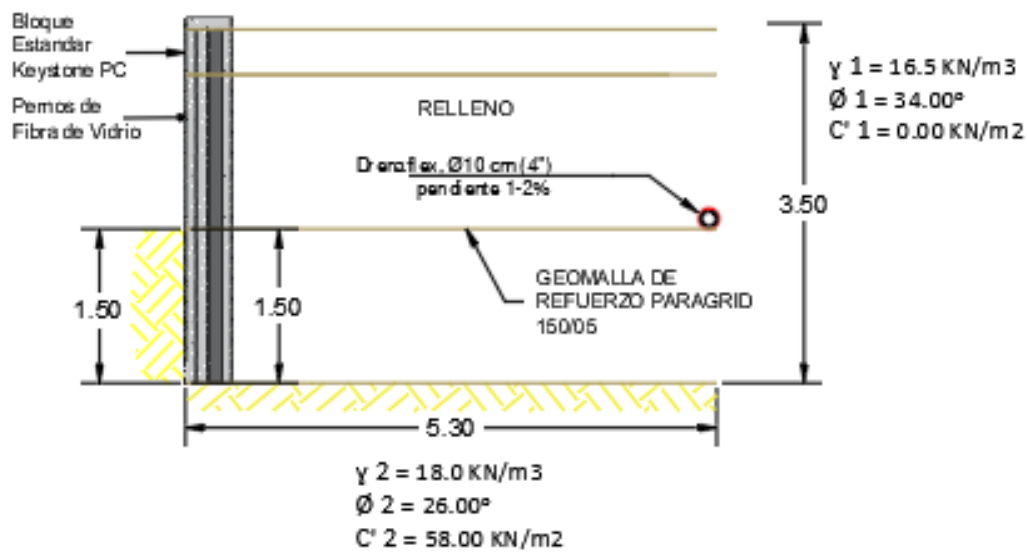


Fuente: Elaboración propia (2021).

4.4.3 Muros de suelo reforzado

4.4.3.1 Detalle estructural, muro de suelo reforzado, $H = 3,50$ m.

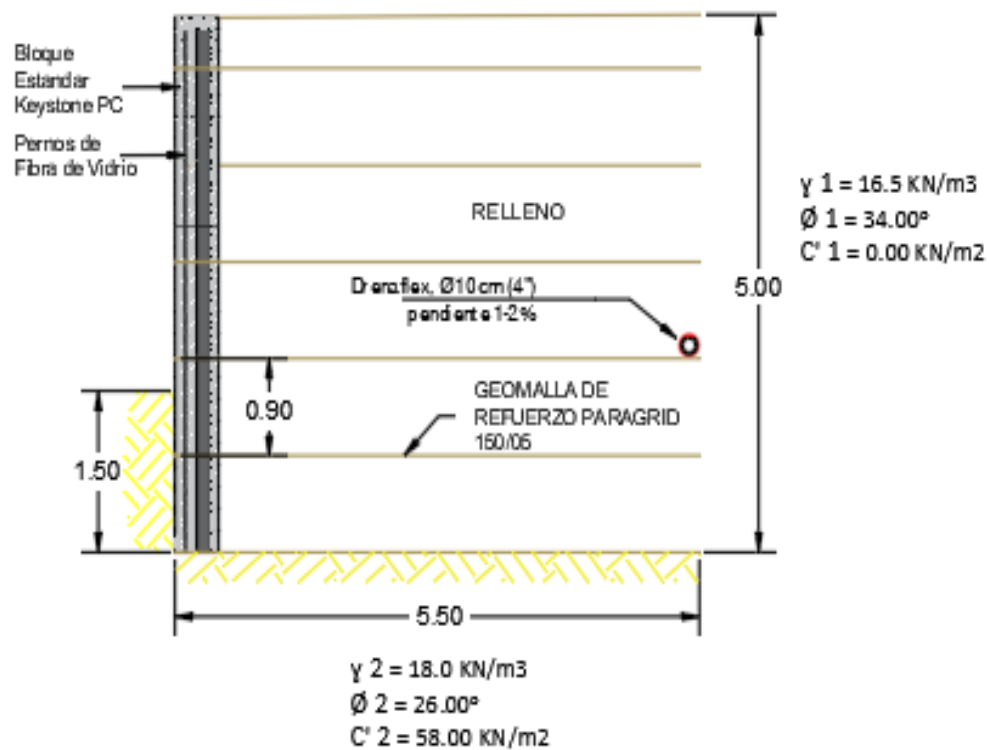
Ilustración 31. Detalle estructural, muro de suelo reforzado, $H = 3,50$ m.



Fuente: Elaboración propia (2021).

4.4.3.2 Detalle estructural, muro de suelo reforzado, $H= 5,00$ m.

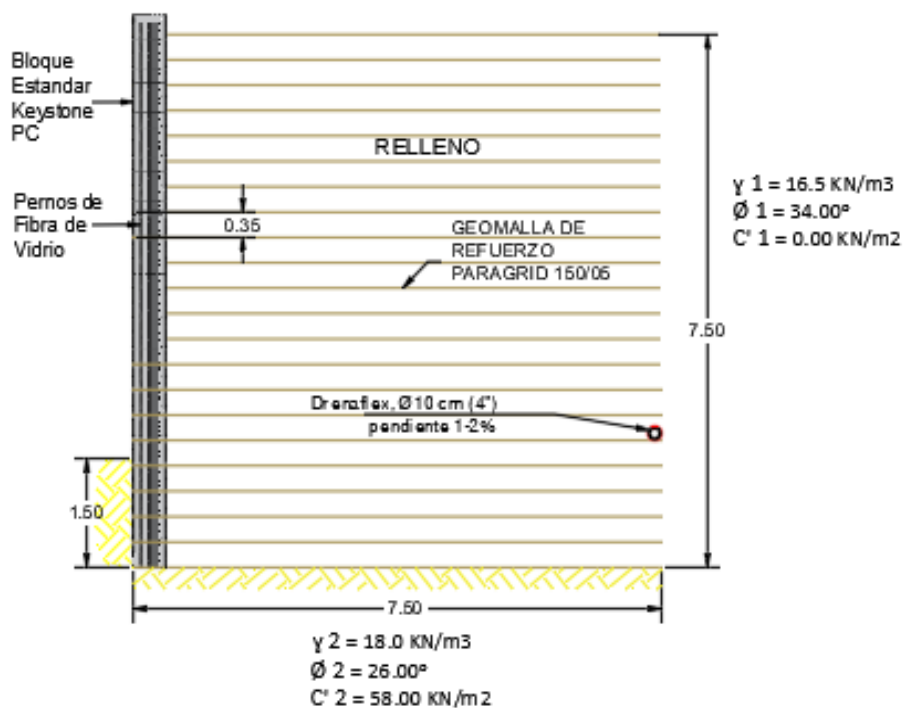
Ilustración 32. Detalle estructural, muro de suelo reforzado, $H= 5,00$ m.



Fuente: Elaboración propia (2021).

4.4.3.3 Detalle estructural, muro de suelo reforzado, $H= 7,50$ m.

Ilustración 33. Detalle estructural, muro de suelo reforzado, $H= 7,50$ m.



Fuente: Elaboración propia (2021).

4.5 Comparación de costos globales entre los sistemas de retención

Posterior a haber obtenido los resultados de los análisis de estabilidad tanto externa como interna, y verificado que cada uno de ellos cumple con los F.S.; se procede a estimar las cantidades de material propuesto en cada diseño respectivo y el costo de cada uno.

4.5.1 Presupuesto global, muro de gavión

Tabla 69. Presupuesto global, muro de gavión.

Rubro	Cantidad	Desperdicio	Costo Unitario	Total
Excavación	706.00 m3	Medido en banco	¢6 500.00	¢4 589 000.00
Relleno	547.00 m3	Medido en banco	¢19 500.00	¢10 666 500.00
Piedra	830.40 m3	5%	¢18 000.00	¢15 694 465.50
Malla	830.40 m3	13%	¢15 000.00	¢14 075 195.25
Geotextil	403.71 m2	20%	¢621.50	¢301 083.19
Drenaflex	60.00 m	Incluido 5%	¢3 616.00	¢216 960.00
Alambre extra	498 Kg	-	¢1 921.00	¢957 113.28
Mano de obra	830.40 m3	-	¢16 000.00	¢13 286 320.00
			Total	¢59 786 637.22

Fuente: Elaboración propia (2021).

Se obtuvo así un precio estimado de \$ 111.45 m3.

4.5.2 Presupuesto global, muro de concreto reforzado

Tabla 70. Presupuesto global, muro de concreto reforzado.

Excavación	829.00 m3	Medido en banco	¢6 500.00	¢5 388 500.00
Relleno	1093.00 m3	Medido en banco	¢19 500.00	¢21 313 500.00
Concreto	284.02 m3	-	¢85 315.00	¢24 231 080.99
Refuerzo	13527.47 kg	-	-	¢10 342 400.00
MacDrain	279.70 m2	20%	¢3 164.00	¢1 061 945.98
Drenaflex	60.00 m	Incluido 5%	¢3 616.00	¢216 960.00
M.O. Concreto	284.0 m3	-	¢60 000.00	¢17 041 140.00
M.O. Acero	13527.47 kg	-	¢750.00	¢10 145 599.50
			Total	¢89 741 126.46

Fuente: Elaboración propia (2021).

Obteniendo así un precio estimado de \$ 497 m2.

4.5.3 Presupuesto global, muro de suelo reforzado

Tabla 71. Presupuesto global, muro de suelo reforzado

Rubro	Cantidad	Desperdicio	Costo Unitario	Total
Excavación	1032.00 m3	Medido en banco	¢6 500.00	¢6 708 000.00
Relleno	1922.00 m3	Medido en banco	¢19 500.00	¢37 479 000.00
Bloques	254.52 m2	5%	¢88 639.00	¢23 688 646.22
Geogrilla	815.45 m3	13%	¢3 729.00	¢3 436 118.75
MacDrain	254.52 m2	20%	¢3 164.00	¢966 370.84
Drenaflex	60.00 m	Incluido 5%	¢3 616.00	¢216 960.00
			Total	¢72 495 095.80

Fuente: Elaboración propia (2021).

Nota: El costo unitario del rubro "Bloques" incluye los siguientes puntos.

- Personal calificado para la colocación de los materiales.
- Suministro y colocación de Bloques Keystone + pines de fibra de vidrio.
- Póliza de riesgos del trabajo.
- Suministro y colocación de mallas estructurales.
- Supervisión y logística del proyecto.
- Equipos necesarios para el trabajo a realizarse.
- Equipo de Seguridad para el personal.
- Trazo con topografía.

Se obtuvo así un precio estimado de \$ 440 m².

La comparación económica que se realizó para este proyecto, contempló para cada uno de los diferentes sistemas de retención algunos costos directos esenciales, entre los cuales están:

- Material de construcción (principal, según el tipo de muro).
- Excavación.
- Material de relleno.
- Drenajes.
- Filtros geotextiles.
- Mano de obra.
- Desperdicios.

Es importante destacar nuevamente que para la comparación económica no se contemplaron los acarreo de los materiales al sitio analizado, debido a que el documento se enfocó en generar una comparación entre los sistemas, sin importar la ubicación del proyecto, ya que algunos de los materiales tendrían un costo mayor de acarreo que otros; asimismo, las referencias de los precios en cada uno de los rubros se estiman a nivel de mercado actual, los cuales pueden variar.

Como resultado de la comparación económica entre los diferentes sistemas de retención analizados, se definió que el sistema de muro de gavión es el que presenta un menor costo. Entre las características por las cuales se concluyó que este muro es más económico, está que este sistema presentó un ancho de base menor en comparación con los otros sistemas, por ello genera una menor excavación del terreno existente, una menor cantidad de m³ de relleno en la parte posterior, en comparación con los otros sistemas de retención; además, presenta un costo menor de mano de obra y por último permite reducir el tiempo de construcción de la obra. Por lo cual se determinó que este es el sistema indicado.

Además, cabe recalcar que los tres sistemas de retención presentan la capacidad funcional de solventar los diferentes empujes que se aplican en el presente análisis.

5. ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO DEL MURO DE GAVIÓN

El respectivo análisis se realizó por medio del programa Gawac 3.0 de Maccaferri.

5.1 Análisis pseudoestático del muro de gavión, H= 3,50 m

Resultados obtenidos de los análisis de estabilidad

Tabla 72. Estabilidad Global, muro de gavión, H= 3,50 m.

Estabilidad Global	FoS	2.84
Verificación de Deslizamiento	FoS	5.83
Verificación de Vuelco	FoS	7.46
Tension de la Base izq.	FoS	35.13
Tension de la Base der.	FoS	14.55

Fuente: Elaboración propia. Gawac 3.0 (2021).

Nota: ver detalles de resultados en anexos. (Ilustración: 78,79,80)

5.2 Análisis pseudoestático del muro de gavión, H= 5,00 m

Resultados obtenidos de los análisis de estabilidad

Tabla 73. Estabilidad Global, muro de gavión, H= 5,00 m.

Estabilidad Global	FoS	2.52
Verificación de Deslizamiento	FoS	3.90
Verificación de Vuelco	FoS	4.59
Tension de la Base izq.	FoS	7.84
Tension de la Base der.	FoS	209.30

Fuente: Elaboración propia Gawac 3.0 (2021).

Nota: ver detalles de resultados en anexos. (Ilustración:81,82,83)

5.3 Análisis pseudoestático del muro de gavión, H= 7,50 m

Resultados obtenidos de los análisis de estabilidad.

Tabla 74. Estabilidad Global, muro de gavión, H= 7,50 m.

Estabilidad Global	FoS	2.15
Verificación de Deslizamiento	FoS	2.94
Verificación de Vuelco	FoS	4.07
Tension de la Base izq.	FoS	3.68
Tension de la Base der.	FoS	-

Fuente: Elaboración propia. Gawac 3.0 (2021).

Nota: ver detalles de resultados en anexos. (Ilustración: 84,85,86)

CONCLUSIONES

1- En el presente estudio, se logró realizar un análisis del problema presente en las estaciones 4+121, 4+141, 4+174, 4+189, 4+204 de la Ruta N 160; con el fin de generar una solución ante la situación mencionada; mediante un análisis de suelos. Este fue brindado por la empresa IGSA Consultoría; se desplegó al inicio y se obtuvieron los datos para los análisis geotécnicos de cada uno de los sistemas. En este sentido, IGSA Consultoría determinó las condiciones geológicas presentes en la zona de cimentación, tales como la cohesión del suelo, capacidad soportante última, capacidad soportante admisible con un $F= 3,0$, ángulo de fricción interna del suelo, existencia de nivel freático y cuerpos de agua, entre otras; donde será desarrollado el sistemas de muros de retención.

La topografía propuesta para desarrollar el trabajo fue brindada por la empresa Maccaferri de Costa Rica e implementada en AutoCAD. Gracias a su colaboración esta información fue de suma importancia, ya que con esta se logró ubicar el límite de derecho de vía para el proyecto de ampliación, lugar donde se construirá el sistema de retención.

Asimismo, mediante este estudio topográfico, se logró conocer el perfil del terreno existente y el límite de la corona del muro. Por otra parte, se logró obtener las áreas de excavación y relleno para cada uno de los sistemas de retención en cada una de las tres alturas analizadas, las cuales se determinaron mediante el perfil longitudinal del muro requerido. Es importante mencionar que los estudios se realizaron en tramos de cada dos metros, a lo largo de la totalidad del muro. Toda la información recopilada en este análisis fue de gran utilidad para desarrollar cada una de las tres propuestas ingenieriles de muros de retención.

En el análisis se definieron las tres alturas de análisis de los muros de retención, se obtuvieron los datos preliminares del suelo del muro y se establecieron las características del material de relleno.

2- Una vez recopilados los datos de entrada, se procedió a realizar el análisis geotécnico del muro de retención en cada una de las alturas determinadas ($H= 3,50$ m; $H= 5,00$ m y $H= 7,50$ m.); primeramente se realizó el análisis de verificación de estabilidad externa, el cual se destacó en confirmar el cumplimiento de cada uno de los factores de seguridad estipulados en los códigos de Costa Rica como lo son: Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica,

Código Sísmico de Costa Rica, Código de Cimentaciones de Costa Rica entre otros manuales de recomendación. En este proceso se realizó un prediseño que cumpliera con los factores estipulados, donde se realizaron variantes en la configuración de las camas de gaviones para lograr el F.S. mínimo contra vuelco (2,0), para optimizar la configuración y no generar un sobrediseño. A su vez se verificó la estabilidad contra deslizamiento, en este se estuvieron realizando variantes en la dimensión de la base del muro, con el fin de que este cumpliera el F.S. mínimo de 1,5, para aumentar la fuerza resistente del muro.

Por último, se verificó la estabilidad de capacidad soportante, la cual cumplió en todos los casos expeditamente, producto de las características favorables del suelo existente. Obtenido el análisis de verificación externa, se procedió a realizar el análisis de verificación de estabilidad interna del muro, guiado por el “Gawac 3.0 Manual Reference”, comprobando así el F.S. contra vuelco y el F.S. contra deslizamiento, este fue obtenido del empuje activo, momento actuante y momento estabilizante, examinado en cada nivel del muro; asimismo, acompañado de una verificación entre el cortante máximo y el cortante admisible del gavión. Con ello se alcanzó un prediseño satisfactorio que cumple con los requerimientos del proyecto de ampliación de la carretera en la Ruta Nacional 160.

3- Dados los datos de entrada, los cuales fueron utilizados para el análisis geotécnico del muro de suelo reforzado tipo keystone, en cada una de las alturas determinadas ($H= 3,50$ m; $H= 5,00$ m y $H= 7,50$ m.); se realizó un pre-dimensionamiento del muro, con este se obtuvieron las dimensiones de la base y de la longitud de cola de la geomalla de refuerzo; el primer proceso de análisis, fue la verificación de estabilidad externa del muro, guiada y regulada por los códigos estipulados para Costa Rica tales como: Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, Código Sísmico de Costa Rica, Código de Cimentaciones de Costa Rica, además, los libros y manuales de referencia como el libro de “Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica” de Braja M. Das.

En este sentido, se verificó la estabilidad externa por vuelco, en el que el peso total del muro multiplicado por el brazo de palanca generaría el momento resistente contra volcamiento; este fue superior al momento actuante, por lo cual en todos los casos de análisis en las diferentes alturas, se cumplió pues se obtuvo un F.S. contra vuelco mayor al F.S. mínimo de 3,0.

Posteriormente se verificó el análisis de estabilidad contra deslizamiento, el cual comparó la fuerza estabilizante versus la fuerza desestabilizante. Se obtuvo así un F.S. contra deslizamiento mayor al F.S. mínimo de 1,5. Por último, se verificó la estabilidad contra capacidad soportante del suelo en la que la capacidad soportante del suelo resiste la carga aplicada producto del peso del muro de suelo reforzado tipo keystone. Obtenido el análisis de verificación externa, se procedió a realizar el análisis de verificación de estabilidad interna del muro, en este se realizó el cálculo de la distribución de la presión activa sobre el muro, el cálculo de la resistencia a la tensión permisible de la geomalla y también los datos de los factores de reducción para la geomalla.

Seguidamente, se realizó el cálculo del espaciamiento vertical de las capas de geomalla de refuerzo, además, la determinación de la longitud de cola. Es importante recalcar que en algunos casos del análisis se debieron corregir las longitudes de cola que se determinaron previo al diseño, porque registraría la longitud de cola más extensa, ya que cumpliría satisfactoriamente en ambos análisis, tanto la verificación externa como la verificación interna.

4- Se generó un prediseño del muro de concreto reforzado, a partir de los datos preliminares obtenidos en el análisis geotécnico, en cada una de las alturas determinadas ($H=3,50$ m; $H=5,00$ m y $H=7,50$ m.); primeramente, se realizó el análisis de verificación de estabilidad externa, este se destacó en confirmar el cumplimiento de cada uno de los factores de seguridad estipulados en los códigos de Costa Rica como lo son: Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, Código Sísmico de Costa Rica, Código de Cimentaciones de Costa Rica, entre otros manuales de recomendación.

Asimismo, en este proceso se realizó un prediseño que cumpliera con los factores estipulados, de primera instancia se realizó un predimensionamiento de la base y también cada una de las secciones del muro (Vástago, Talón, Punta); de una recomendación del libro de “Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica” de Braja M. Das, también se obtuvieron los procesos y recomendaciones para el diseño de los muros de concreto reforzado.

Obtenidos los datos de entrada y establecidas las dimensiones del muro, se procedió a verificar la estabilidad externa de este, mediante la verificación de estabilidad contra vuelco, la

cual fue favorable en todos los análisis, pues obtuvo un F.S. contra vuelco mayor al mínimo de 1,5.

Seguidamente, se verificó la estabilidad contra deslizamiento en la cual la dimensión de la base aumentaría la fuerza resistente ante la fuerza desestabilizante producto del empuje del muro, finalmente en todos los casos cumplió, pues obtuvo un F.S. contra deslizamiento mayor al mínimo de 1,5. Por último, se verificó la estabilidad contra capacidad soportante del suelo en la cual la capacidad soportante del suelo resiste la carga aplicada producto del peso del muro de concreto reforzado.

Obtenido el análisis de verificación externa, se procedió a realizar el análisis de verificación de estabilidad interna del muro en cada una de sus secciones. Se obtuvo la razón de refuerzo correspondiente al momento generado para así determinar el acero requerido en cada una de las secciones, verificando el acero mínimo en flexión como en contracción, y determinando la separación máxima de acero; a su vez, se realizó la verificación del análisis de cortante en cada una de las secciones, el cual obtuvo resultados favorables tanto en la propuesta de acero de refuerzo, como en los análisis de cortante.

5- Seguidamente se presentó un presupuesto global sobre los diseños analizados y se obtuvo así un costo de \$111.45 m³ para la solución en muro de gavión, \$440 m² en el sistema de suelo reforzado (Keystone) y de \$497 m² para el sistema de concreto reforzado. Por lo cual se consideró utilizar el sistema de muro de gavión, ya que presenta un costo global menor a las otras propuestas. Posteriormente, se verificó el sistema de muro de gavión ante un escenario sísmico (análisis pseudoestático) el cual obtuvo resultados favorables; por ello, se consideró que este prediseño es apto para el proyecto de ampliación de la carretera en las estaciones 4+121, 4+141, 4+174, 4+189, 4+204 de la Ruta Nacional 160. Por otra parte, el sistema de muro de gavión, debido a sus características, presenta un menor volumen de excavación en sitio, ya que su base es más corta que la de los otros sistemas de retención.

Es importante mencionar que los tres sistemas se evaluaron, contemplando las mismas condiciones, tales como: no utilizar el suelo de excavación como relleno y no incluir el costo del transporte de materiales a la ubicación del problema; con el fin de que este no incrementara el costo para un sistema más que en otro.

6- Por medio de hojas de cálculo, se concluyó la estabilidad de cada uno de los tres sistemas de retención y se obtuvieron resultados favorables en los factores de seguridad contra vuelco, deslizamiento y capacidad soportante, como también en los diferentes análisis internos de cada tipo de sistema, se determinó que pueden soportar la capacidad funcional de la obra.

7- Se determinó que el muro de concreto reforzado presenta un análisis más complejo, específicamente en el análisis de verificación de estabilidad interna, comparado con los sistemas de muro de gavión y el sistema de muro en suelo reforzado, debido a sus verificaciones de razón de refuerzo producto de su análisis por momentos. El muro de concreto reforzado obtenido del diseño analizado, no es económicamente factible para el proyecto, debido al costo en cada uno de sus rubros y principalmente a la longitud de la base requerida; ya que requiere de una excavación más extensa y una cantidad de relleno mayor que la del muro de gavión, para brindar la capacidad funcional deseada.

8- En su análisis geotécnico, el muro de suelo reforzado presentó que requiere de una longitud de base muy extensa, lo cual encareció su costo, por cuanto se debe generar una excavación mayor y a su vez se debe colocar una mayor cantidad de material de relleno para su estabilidad. Por ende, este sistema no es económicamente factible para el proyecto; sin embargo, este diseño analizado cumple con la capacidad funcional requerida.

9- Se determinó, mediante los factores de seguridad analizados, que el muro de gavión se comporta mejor ante los empujes activos que se aplican sobre él; pues los valores obtenidos en el análisis de verificación de estabilidad externa cumplen por encima del F.S. mínimo, como por ejemplo en el análisis de estabilidad contra vuelco, se obtuvieron valores por encima de 1,5 tales como 2,9 para el muro con $H= 3,50$ m, 3,1 para el muro con $H= 5,00$ m, y 3,8 para el muro con $H= 7,50$ m; a su vez, los F.S. contra deslizamiento sí estuvieron cercanos al F.S. mínimo de 1,5; y los F.S. de capacidad soportante también obtuvieron resultados por encima del F.S. mínimo de 3,0, tales como 7,0 para el muro con $H= 3,50$ m, 5,0 para el muro con $H= 5,00$ m, y 3,8 para el muro con $H= 7,50$ m. Por último, en este muro de gavión se comprobó su estabilidad, mediante un análisis pseudoestático, el cual se realizó por medio del software GAWAC 3.0, donde se verificó la estabilidad global en cada una de las tres alturas y se obtuvo un F.S. de 2,84 para el muro con $H= 3,50$ m, 2,52 para el muro con $H= 5,00$ m, y 2,15 para el muro con $H= 7,50$ m.

GLOSARIO

Banquetas

Sección geométrica resultante, construida a intervalos, que permite reducir el ángulo efectivo del talud protegiéndolo contra la infiltración y la erosión.

Capacidad de carga

La capacidad de carga es la presión última o falla por corte del suelo y se determina utilizando las fórmulas aceptadas por la mecánica de suelos.

Deslizamientos

Movimiento lateral debajo de una masa de suelo o roca cuyo desplazamiento ocurre predominantemente a lo largo de una superficie de falla o de zonas relativamente delgadas con gran deformación cortante.

Estabilización

Proceso físico o químico, mediante el cual se mejora las condiciones mecánicas de un suelo.

Estabilización de taludes

Solución geotécnica integral que se implementa en un talud, sea de terraplén, de excavación, de corte, natural u otros, capaz de incorporarle equilibrio suficiente y sostenible, que atienda los criterios gravitatorios y sísmicos, medidos por factores de seguridad, sin afectar negativamente a su entorno.

Geomorfología

Ciencia que estudia las formas de la corteza terrestre, es el producto de la evolución de las formas de la corteza terrestre, en un tiempo geológico de millones de años, donde se generaron y desarrollaron, como resultado de diferentes procesos geológicos.

Ladera

Perfil natural que sigue un suelo en contacto con la superficie libre o atmósfera, y ese perfil no es horizontal.

Meteorización

Proceso geodinámico constituido por factores externos que han producido alteraciones mecánicas y químicas en las rocas de las deformaciones, que son las secuencias estratigráficas que se encuentran en contacto con la zona donde se ubica el talud en estudio.

Movimiento en masa

Movimiento ladero debajo de una masa de roca, de detritos o de tierras. También conocido como fenómenos de remoción en masa, movimientos de ladera, o movimiento de vertiente.

Permeabilidad

Facilidad con que el agua puede fluir a través de los poros y discontinuidades de un suelo o macizo rocoso.

Pendiente

Es la medida de la inclinación del talud o ladera. Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación $m/1$, en la cual “m” es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical.

Normalmente los taludes compuestos por rocas forman más pendientes y los que contienen masa de poca resistencia o blandas, forman pendientes menos significativas.

Suelo expansivo

Suelo que al ser humedecido sufre un asentamiento o colapso relativamente rápido, que pone en peligro a las estructuras cimentadas sobre ello.

Talud

Un talud es una porción de tierra elevada, de dimensiones variables, generalmente remarcado por una cuneta y caracterizado por una vegetación específica.

AASHTO

Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (American Association of State and Highway Transportation Officials).

ASTM

Sociedad Estadounidense para Ensayos y Materiales (American Society for Testing and Materials).

Relleno

Suelo utilizado para reemplazar una zona de suelo excavado.

Talud Exterior

El ángulo de la pendiente o terminada, ubicado detrás de la parte superior de la pared, generalmente expresado en una proporción como 3:1 (3 pies horizontal a 1 pie vertical) o en grados, 18.4° o en porcentaje, 33%.

Hilera base

Primera fila de unidades Keystone colocadas en la Hilera base superior de la plataforma de nivelación.

CIP

Hormigón fundido en el sitio (Cast In Place).

Compactación

Esfuerzo mecánico utilizado para hacer más denso un suelo hasta un porcentaje mínimo del peso máximo compactado del suelo. Consulte ASTM D698 y D1557 para referencias.

Relleno del núcleo

Consulte Relleno de drenaje de la unidad. Hilera: Hilera-Una capa o fila horizontal de unidades Keystone.

Compuesto de drenaje

Medio de drenaje geosintético tridimensional encapsulado en un filtro de geotextil, utilizado para transportar agua.

Tubo de drenaje

Un tubo de PVC perforado o ranurado fabricado de acuerdo con ASTM D3034, o tubo de HDPE corrugado fabricado de acuerdo con AASHTO M 252, utilizado para transportar agua lejos de la zona de drenaje o relleno reforzado.

Zona de drenaje

Una profundidad predeterminada de piedra angular triturada limpia ubicada dentro y detrás de una unidad Keystone para evitar el desarrollo de fuerzas hidrostáticas en la cara del muro Keystone.

Eflorescencia

Sustancia blanquizca que puede ocurrir de forma natural sobre todos los productos de concreto. La eflorescencia ocurre cuando las sales del interior de la unidad de concreto son transportadas a la superficie exterior por el agua o por cloruros externos.

Empotramiento

Profundidad del muro de contención debajo del suelo existente o suelo propuesto en frente del muro.

Cara expuesta del muro

La porción visible y expuesta del muro de contención una vez instalado.

Unidad Keystone

Un elemento de muro de contención de hormigón, hecho a máquina de cemento Portland, agua y agregados por un fabricante autorizado por Keystone.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Arguedas, J. I. (2019). *Plan de auscultación para algunas de las obras geotécnicas en la Ruta Nacional 35, tramo Sifón-La Abundancia*. Costa Rica.
- Block, A. (2018). *allanblock*. From allanblock:
<https://www.allanblock.com/espa%C3%B1ol/muros-de-gravedad.aspx>
- Camavilca Julcamayan, E. (2019). *Universidad Cesar Vallejo, Reposito Digital Institucional*. From Universidad Cesar Vallejo, Reposito Digital Institucional:
<https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/40015>
- Caruajulca, B. y. (2017). *ESTABILIDAD DE TALUDES DEL TRAMO KM 07+000 AL km 09+000 DE LA CARRETERA PEDRO RUIZ- CHACHAPOYAS, AMAZONAS 2016*. From UNTRM: <http://repositorio.unrtm.edu.pe/handle/UNTRM/1290>
- Concreto, P. P. (2021). *Sistema de retencion Keystone PC*.
- Das, B. M. (2013). *Fundamentos de ingenieria geotecnica*. Cengage Learning Editores.
- Geomatica, G. M. (2020, 9 16). *Global Mediterranea & Geomatica*. From Global Mediterranea & Geomatica: <https://www.globalmediterranea.es/la-necesidad-levantamiento-topografico/>
- Geosistemas, P. (2012). *Manual de Diseño con geosinteticos*. Bogota D.C. - Colombia.
- Geotecnia, A. C. (2010). *Código de Cimentaciones de Costa Rica*. 2a edición. Cartago - Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Geotecnia, A. C. (2015). *Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica*. Cartago - Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- JANAMPA, M. E. (2019). *La mecánica de suelos en el mejoramiento de la*. Cerro de Pasco - Peru: Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión.
- Leister de Almeida Barros, P. (2019). *GAWAC 3.0 Reference Manual*.
- Maccaferri América Latina. (2019).

- Macias, A., Carvajal, D., Cobos, D., Fienco, B., & Peralta, J. y. (2018). *Tomo I Mecánica de suelo*. 3 Ciencias, Area de innovación y desarrollo, S.L.
- Piñar Venegas, R. (2008). *Proyecto de construcción de un muro de gaviones de 960 m3*. RepositorioTEC.
- PRO, R. S. (2020). *Manual De Construccion De Keystone*.
- Rica, C. F. (2010). *Código Sísmico de Costa Rica*. Cartago - Costa Rica: Editorial tecnológica de Costa Rica.
- Rincón, M. A., & Vargas, W. y. (2017). *Topografía: conceptos y aplicaciones*. Bogotá, Colombia: ECOE Ediciones.
- Roger Alejandro, E. L. (2017). “*ESTUDIO COMPARATIVO DE COSTOS ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN POR EL MÉTODO CONVENCIONAL Y POR EL MÉTODO DEL SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS*”. Huaraz - Ancash.
- Suárez, J. (2021). *Técnicas de Remediación*. From Erosion: www.erosion.com.co
- Tamariz, M., & Kelvin, J. (2020). “*Estudio comparativo de muros de contención para la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles*. Lima - Peru: Universidad Cesar Vallejo.
- Vallejos, J. C. (2017). *RepositorioTEC*. From RepositorioTEC: <https://repositoriotec.tec.ac.cr/handle/2238/6904>
- Yepes Piqueras, V. (2020). *Procedimientos de Construccion de Cimentaciones y Estructuras de Contencion*. Valencia: Universitat Politecnica de Valencia.

ANEXOS

Ilustración 34. Coordenadas de los sondeos tomadas con GPS

Perforación	Coordenadas	
1 Est. 4+121	Latitud	09.91216
	Longitud	-84.95915
2 Est. 4+141	Latitud	09.91194
	Longitud	-84.95913
3 Est. 4+174	Latitud	09.91168
	Longitud	-84.95921
4 Est. 4+189	Latitud	09.91150
	Longitud	-84.95926
5 Est. 4+204	Latitud	09.91137
	Longitud	-84.95930

Fuente: IGSA consultoría (2019).

Ilustración 35. Ubicación de las perforaciones en sitio.



Fuente: IGSA consultoría (2019).

Ilustración 36. Correlaciones SPT

Sondeo	Estación	PROF (m)	NSPT	Clasificación	Cohesión	Áng. de Fricción	Cohesión Corregida	Áng. de Fricción Corregida	Módulo de Elasticidad	Condición del estrato
				Del suelo	Cu	Φ	Cu corr	Φ corr.	E	
				SUCS	(ton/m ²)	(Grados)	(ton/m ²)	(Grados)	(Mpa)	
N°1	4+121	0,00-1,45	57.0	SP-SC	25.1	41.0	16.72	27.33	40+	Muy Dura (Prof. 1,45 m)
N°2	4+141	0,00-1,45	48.0	SC	21	40.0	14.08	26.7	40+	Muy Dura (Prof. 1,45 m)
N°3	4+174	0,00-2,35	27.0	SC-SM	12	34.3	7.92	22.8	36.0	Dura (Prof. 1,90 m)
N°4	4+189	0,00-1,00	20.0	SM	9	32.5	5.9	21.7	26.7	Dura a Muy Dura en ambos estratos
		1,00-1,90	63.0	SP-SM	28	41.0	18.5	27.3	40+	
N°5	4+204	0,00-1,00	54.0	SC	24	41.0	15.8	27.3	40+	Muy Dura en todo el estrato

Fuente: IGSA consultoría (2019).

Ilustración 37. Capacidad de Soporte Admisible con un $F=3$

TRAMO (m)	Cohesión 1	Cohesión 2	Cohesión 3	Cohesión 4	Cohesión 5
0.55	10	11	13	4	24
1.00	20.2	21.1	13	9	22
1.45	25	27	4	22	
1.90			12	28	
2.35			22		
2.80					

Tabla 8. Determinación de Cohesión.

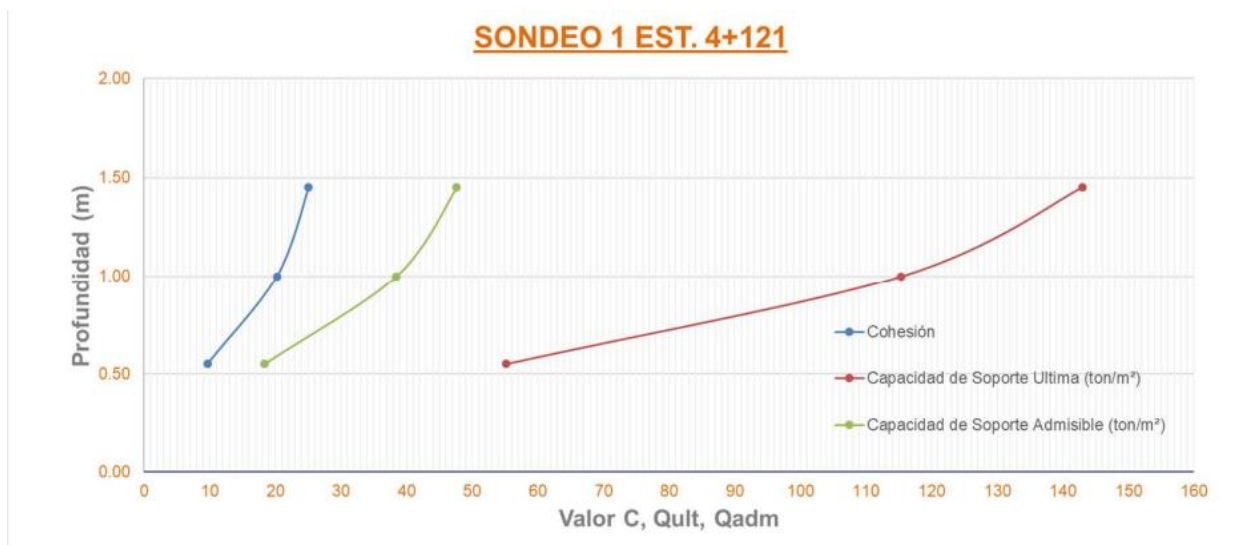
TRAMO (m)	Q última (ton/m ²) 1	Q última (ton/m ²) 2	Q última (ton/m ²) 3	Q última (ton/m ²) 4	Q última (ton/m ²) 5
0.55	55	63	75	23	135
1.00	115	120	75	50	125
1.45	143	153	20	123	
1.90			68	158	
2.35			125		
2.80					

Tabla 9. Capacidad de Soporte Última.

TRAMO (m)	Q admisible (ton/m ²) 1	Q admisible (ton/m ²) 2	Q admisible (ton/m ²) 3	Q admisible (ton/m ²) 4	Q admisible (ton/m ²) 5
0.55	18.4	20.9	25.1	7.5	45.1
1.00	38.5	40.1	25.1	16.7	41.8
1.45	47.7	51.0	6.7	41.0	
1.90			22.6	52.7	
2.35			41.8		
2.80					

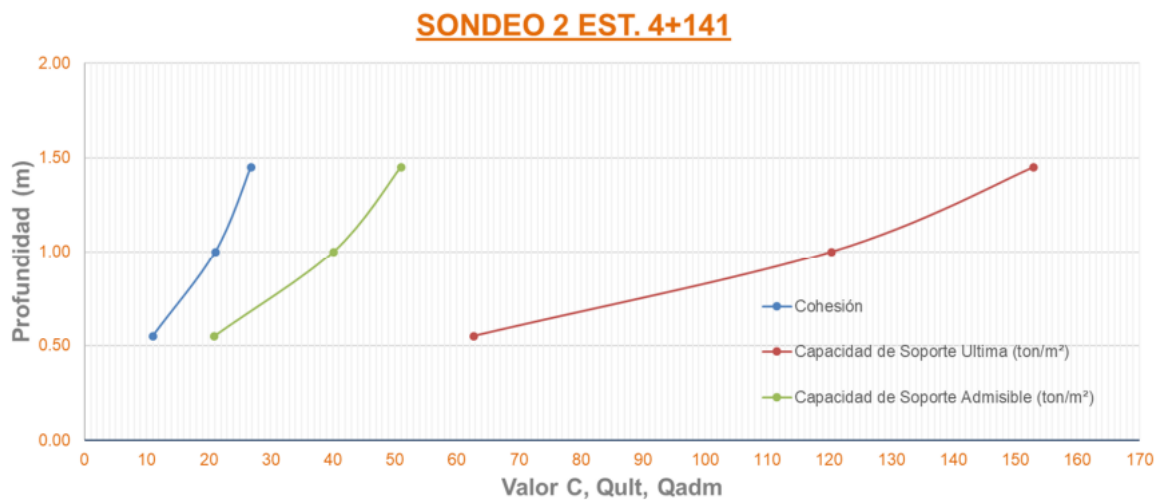
Fuente: IGSA consultoría (2019).

Ilustración 38. Gráfico de Cohesión, Capacidad de soporte Última y Admisible (FS=3)



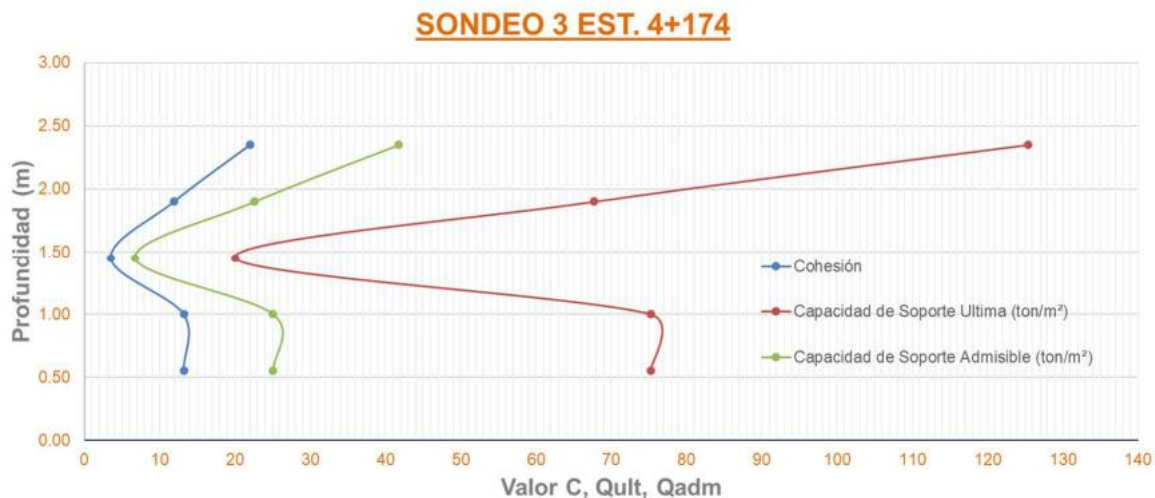
Fuente: IGSA consultoría (2019).

Ilustración 39. Gráfico de Cohesión, Capacidad de soporte Última y Admisible (FS=3)



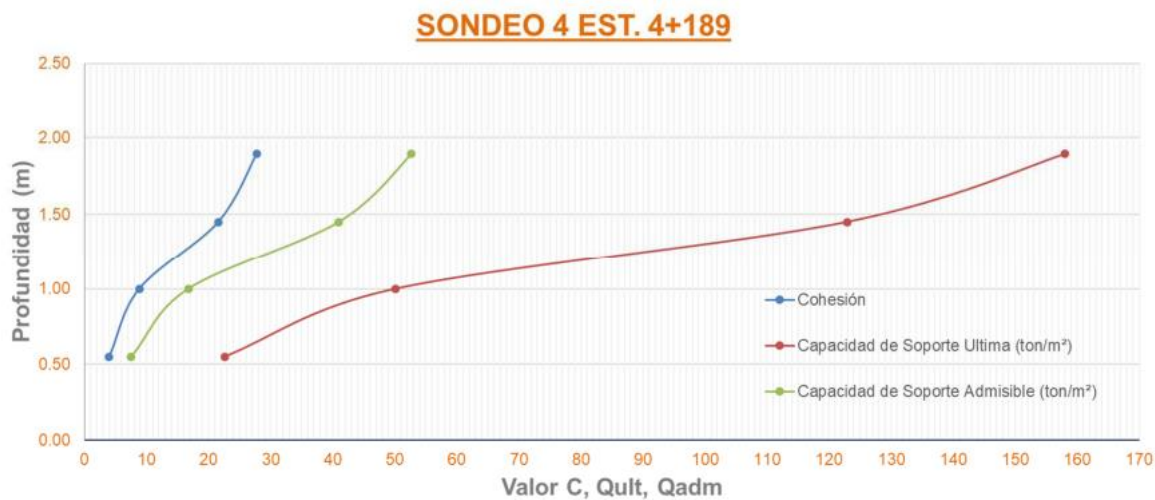
Fuente: IGSA consultoría (2019).

Ilustración 40. Gráfico de Cohesión, Capacidad de soporte Última y Admisible (FS=3)



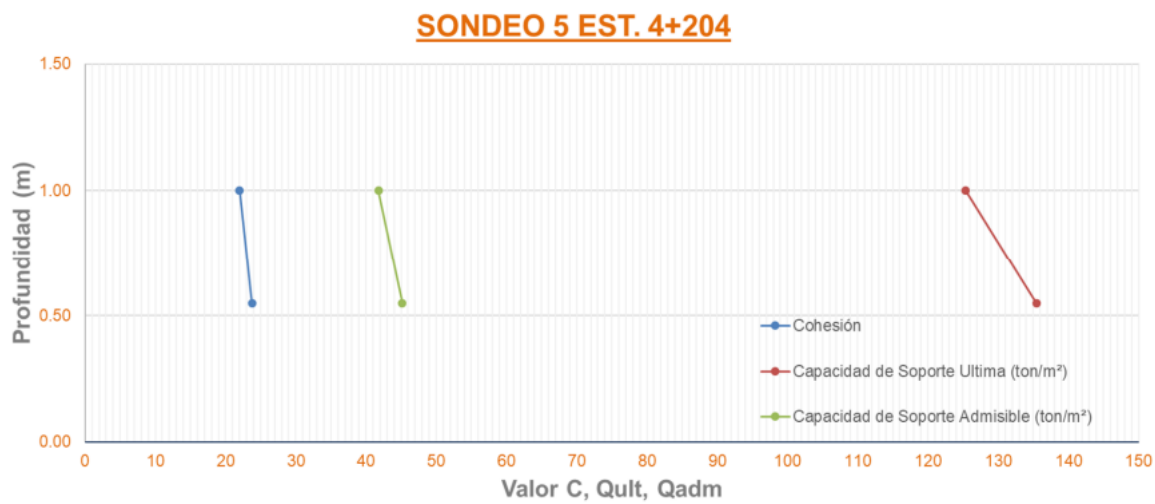
Fuente: IGSA consultoría (2019).

Ilustración 41. Gráfico de Cohesión, Capacidad de soporte Última y Admisible (FS=3)



Fuente: IGSA consultoría (2019).

Ilustración 42. Gráfico de Cohesión, Capacidad de soporte Última y Admisible (FS=3)



Fuente: IGSA consultoría (2019).

Ilustración 43. Análisis geotécnico muro de gavión, $H = 3,50$ m, (1)

Análisis de Estabilidad (Vuelco)	$H_T = 4.4$ m	$H' = \frac{Q}{\delta_{relleno}}$
	$B = 2.7$ m	
	$B_{Final} = 2.5$ m	$B = \frac{1}{2}(1 + H_T)$
Calculo de Empuje Activo		
Relleno con Inclinación sobre el muro		
$K_a = 0.83$	$K_a = \cos \beta * \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos \beta^2 - \cos \phi^2}}{\cos \beta + \sqrt{\cos \beta^2 - \cos \phi^2}} \right)$	
$P_a = 133.0$ KN/m	$P_A = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * H_T^2$	
$P_v = 74.4$ KN/m	$P_v = P_a * \text{Sen } \beta$	
$P_h = 110.2$ KN/m	$P_h = P_a * \cos \beta$	
Altura de aplicación del empuje activo		
$Y = 1.5$ m	$Y = \frac{H_T}{3} =$	
$M_A = 162.0$ KN-m/m	$M_A = P_a * Y$	
Calculo de Peso total y Momento Resistente		

Seccion	Area (m2)	Peso/unidad de longitud del muro	Brazo de momento medido desde C	Momento
1	2.50	60	1.25	75.00
2	2.00	48.0	1.00	48.00
3	1.50	36.0	0.75	27.00
4	0.50	12.0	0.50	6.00
5	0.50	8.3	2.25	18.56
6	1.00	16.5	2.00	33.00
7	0.75	12.4	1.75	21.66
8	1.75	28.8	1.67	48.06
	$P_v \rightarrow$	74.4	2.50	185.88
	$\Sigma =$	296.31	$\Sigma =$	463.15
	$P =$	296.31	$M_r =$	463.15

Verificacion de Estabilidad Externa por Vuelco

$$F.S. \geq 2.0$$

$F.S. =$	2.86	Cumple	$F.S. = \frac{\sum M_r}{\sum M_a}$
----------	------	--------	------------------------------------

Análisis de Estabilidad (Deslizamiento)**Calculo de Fuerza Resistente**

$$C'2 = 58.000$$

$$K1 = K2 = 0.667$$

$$F_r = 189.15 \text{ KN} \quad F_r = (\sum V) * \text{Tan}(k1\phi2) + B * K2 * c'2$$

$F.S. =$	$F.S. \geq 1.5$	1.72	Cumple	$F.S. = \frac{\sum F_r}{\sum F_d}$
----------	-----------------	------	--------	------------------------------------

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 44. Análisis geotécnico muro de gavión, $H= 3,50$ m, (2)

Análisis de Estabilidad (Capacidad Soportante)

Calculo de Exentricidad

$$X_0 = 1.0 \text{ m} \quad X_0 = \frac{M_r - M_A}{P}$$

$$B/6 = 0.42 \quad e < \frac{B}{6}$$

$$e = 0.23 \quad \text{Cumple} \quad e = \frac{B}{2} - X_0$$

Calculo de Q_{Min} (Talon del Muro)

$$q_{\text{talon}} = \frac{\sum P_v}{B} \left[1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right]$$

$$Q_{\text{Min}} = 52.054 \quad \text{KN/m}^2$$

Calculo de Q_{Max} (Punta del Muro)

$$q_{\text{punta}} = \frac{\sum P_v}{B} \left[1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right]$$

$$Q_{\text{Max}} = 184.994 \quad \text{KN/m}^2$$

N_c	22.25
N_q	11.85
N_y	12.54

Calculo de Q_{ult}

$$q_u = c'_2 * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma_2 * B' * N_y * F_{yd} * F_{yi}$$

$$q = \gamma_2 D$$

$$q = 27.0$$

$$B' = b - 2 * e$$

$$B' = 2.0$$

$$F_{qd} = 1 + 2 * \tan \theta_2 (1 - \sin \theta_2)^2 * \frac{D}{B'}$$

$$F_{qd} = 1.2$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c * \tan \theta_2}$$

$$F_{cd} = 1.2$$

$$F_{yd} = 1$$

$$F_{yd} = 1$$

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_u \cdot \cos \alpha}{\sum P_v} \right)$$

$$\psi = 17.9 \quad 0.323$$

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

$$F_{ci} = 0.6$$

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

$$F_{yi} = 0$$

$$Q_{\text{ult}} = 1286.11 \quad \text{KN/m}^2$$

$$F.S. \geq 3 \quad F.S. \text{ Cap Carga} = \frac{Q_{\text{ult}}}{Q_{\text{Punta}}}$$

$$F.S. = 6.95 \quad \text{Cumple}$$

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 45. Análisis interno, muro de gavión $H= 3,50$ m.

Análisis Interno

$K_a = 0.83$

Datos del Gavión		Datos del Relleno		Datos del Talud		Centroide
Altura	Base	Cama	Area	Cama	Area	X
1.00 m	2.50 m	S1		Talud S1	1.75 m ²	1.65 m
1.00 m	2.00 m	S2	2.50 m ²	Talud S2	1.12 m ²	1.32 m
1.00 m	1.50 m	S3	0.75 m ²	Talud S3	0.63 m ²	0.99 m
0.50 m	1.00 m	S4		Talud S4	0.28 m ²	0.66 m

	Sección	Volumen	Sección	Volumen	Sección	Volumen
	Nivel	Camada Gavión	Nivel	Relleno	Nivel	Relleno
Base corona	1	2.50 m ³	1	0.00 m ³	1	1.75 m ³
	2	2.00 m ³	2	2.50 m ³	2	1.12 m ³
	3	1.50 m ³	3	0.75 m ³	3	0.63 m ³
	4	0.50 m ³	4	0.00 m ³	4	0.28 m ³

	Sección	Peso	Sección	Peso	Sección	Peso
	Nivel	Camada Gavión	Nivel	Relleno	Nivel	Relleno
	1	40.0 KN	1	0.0 KN	1	28.8 KN
	2	32.0 KN	2	41.3 KN	2	18.5 KN
	3	24.0 KN	3	12.4 KN	3	10.4 KN
	4	8.0 KN	4	0.0 KN	4	4.6 KN

Nivel	E_a	M_a	W Gavión	w Relleno	W Total	M_e	F.S. Vuelco	F.S. Deslizamiento	σ Max	σ adm
1	83.8 KN/m	97.7 KN-m/m	104.0 KN	115.9 KN	219.9 KN	323.2 KN-m	3.3	1.8	25.6 KN/m	770.0 KN/m ³
2	42.7 KN/m	35.6 KN-m/m	64.0 KN	87.1 KN	151.1 KN	178.9 KN-m	5.0	2.4	16.0 KN/m	770.0 KN/m ³
3	15.4 KN/m	7.7 KN-m/m	32.0 KN	27.4 KN	59.4 KN	51.1 KN-m	6.6	2.6	5.3 KN/m	770.0 KN/m ³
4	1.7 KN/m	0.3 KN-m/m	8.0 KN	4.6 KN	12.6 KN	7.0 KN-m	24.7	5.0	4.6 KN/m	770.0 KN/m ³

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 46. Análisis geotécnico muro de gavión, $H= 5,00$ m, (1)**Análisis de Estabilidad (Vuelco)**Predimensionamiento de la base

$$B = \frac{1}{2}(1 + H_T)$$

$$B = 3.45 \quad \text{m}$$

$$B \text{ Final} = 3.50 \quad \text{m}$$

Altura de Diseño

$$H' = \frac{Q}{S_{\text{relleno}}}$$

$$H' = 0.91 \quad \text{m}$$

$$HT = 5.91 \quad \text{m}$$

Calculo de Empuje Activo

Relleno con Inclinacion sobre el muro

$$K_a = 0.83$$

$$P_a = 238.82 \quad \text{KN/m}$$

$$P_v = 133.55 \quad \text{KN/m}$$

$$P_h = 197.99 \quad \text{KN/m}$$

$$K_a = \cos \beta + \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \theta}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \theta}} \right)$$

$$P_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * H_T^2$$

$$P_v = P_a * \text{Sen } \beta$$

$$P_h = P_a * \text{cos } \beta$$

Altura de aplicacion del empuje activo

$$Y = 1.970 \quad \text{m}$$

$$Y = \frac{H_T}{3} =$$

$$M_A = 389.98 \quad \text{KN-m/m}$$

$$M_A = P_a * Y$$

Calculo de Peso total y Momento Resistente

Seccion	Area (m2)	Peso/unidad de longitud del muro	Brazo de momento medido desde C	Momento
1	3.50	84	1.75	147.00
2	3.00	72	1.50	108.00
3	2.50	60	1.25	75.00
4	2.00	48	1.00	48.00
5	1.00	24	0.50	12.00
6	0.50	8.25	3.25	26.81
7	1.00	16.5	3.00	49.50
8	1.50	24.75	2.75	68.06
9	2.50	41.25	2.25	92.81
10	3.43	56.51	2.33	131.86
	Pv -->	133.5	3.50	467.41
	$\Sigma =$	568.81	$\Sigma =$	1226.46
	P =	568.81	M _r =	1226.46

Verificacion de Estabilidad Externa por Vuelco

$$F.S. \geq 2.0$$

$$F.S. = 3.14$$

Cumple

$$F.S. = \frac{\sum M_r}{\sum M_a}$$

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 47. Análisis geotécnico muro de gavión, $H= 5,00$ m, (2)

Análisis de Estabilidad (Deslizamiento)

Calculo de Fuerza Resistente

$$Fr = 312.86 \text{ KN} \quad Fr = (\sum V) \cdot \tan(\phi_2) + B \cdot K_2 \cdot c_2$$

$$F.S. = 1.58 \quad \text{Cumple} \quad F.S. = \frac{\sum F_r}{\sum F_d}$$

Análisis de Estabilidad (Capacidad Soportante)

Calculo de Exentricidad

$$X_0 = 1.471 \text{ m} \quad X_0 = \frac{M_r - M_d}{P}$$

$$B/6 = 0.58 \quad e < \frac{B}{6}$$

$$e = 0.28 \quad \text{Cumple} \quad e = \frac{B}{2} - X_0$$

Calculo de QMin (Talon del Muro)

$$q_{\text{talon}} = \frac{\sum P_v}{B} \left[1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right]$$

$$Q_{\text{Min}} = 84.672 \text{ KN/m}^2$$

Calculo de QMax (Punta del Muro)

$$q_{\text{punta}} = \frac{\sum P_v}{B} \left[1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right]$$

$$Q_{\text{Max}} = 240.362 \text{ KN/m}^2$$

Calculo de Qult

N_c	22.25
N_q	11.85
N_y	12.54

$$q_{ul} = c'_2 \cdot N_c \cdot F_{cd} + F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qd} + F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B' \cdot N_y \cdot F_{yd} \cdot F_{yi}$$

$$q = \gamma_1 D$$

$$q = 27.000$$

$$B' = b - 2 \cdot e$$

$$B' = 2.941$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \cdot \tan \phi_2 (1 - \sin \phi_2)^2 \cdot \frac{D}{B'}$$

$$F_{qd} = 1.157$$

$$F_{cd} = F_{qd} \cdot \frac{1 - F_{qd}}{N_c + \tan \phi_2}$$

$$F_{cd} = 1.171$$

$$F_{yd} = 1$$

$$F_{yd} = 1$$

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_{a, \text{vertical}}}{\sum P_v} \right)$$

$$\psi = 17.885 \quad 0.323$$

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

$$F_{ci} = 0.642$$

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

$$F_{yi} = 0$$

$$Q_{ult} = 1208.232 \text{ KN/m}^2$$

$$F.S. \geq 3 \quad F.S. \text{ Cap Carga} = \frac{q_{ult}}{q_{punta}}$$

$$F.S. = 5.03 \quad \text{Cumple}$$

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 48. Análisis interno, muro de gavión $H= 5,00$ m.

Análisis Interno

$K_a = 0.83$

Datos del Gavion		Datos del Relleno		Datos del Talud		Centroide
Altura	Base	Cama	Area	Cama	Area	X
1.00 m	3.50 m	S1		Talud S1	3.43 m ²	2.31 m
1.00 m	3.00 m	S2	4.00 m ²	Talud S2	2.52 m ²	1.98 m
1.00 m	2.50 m	S3		Talud S3	1.75 m ²	1.65 m
1.00 m	2.00 m	S4	1.00 m ²	Talud S4	1.12 m ²	1.32 m
1.00 m	1.00 m	S5		Talud S5	0.28 m ²	0.66 m

Base	Sección	Volumen	Sección	Volumen	Sección	Volumen
	Nivel	Camada Gavion	Nivel	Relleno	Nivel	Relleno
	1	3.50 m ³	1	0.00 m ³	1	3.43 m ³
	2	3.00 m ³	2	4.00 m ³	2	2.52 m ³
	3	2.50 m ³	3	0.00 m ³	3	1.75 m ³
	4	2.00 m ³	4	1.00 m ³	4	1.12 m ³
corona	5	1.00 m ³	5	0.00 m ³	5	0.28 m ³

Sección	Peso	Sección	Peso	Sección	Peso	
	Nivel		Camada Gavion		Nivel	Relleno
	1	56.0 KN	1	0.0 KN	1	56.5 KN
	2	48.0 KN	2	66.0 KN	2	41.5 KN
	3	40.0 KN	3	0.0 KN	3	28.8 KN
	4	32.0 KN	4	16.5 KN	4	18.5 KN
	5	16.0 KN	5	0.0 KN	5	4.6 KN

Nivel	E_a	M_o	W Gavion	w Relleno	W Total	M_e	F.S. Vuelco	F.S. Deslizamiento	σ_{max}	σ_{adm}
1	171.0 KN/m	285.0 KN-m/m	192.0 KN	232.4 KN	424.4 KN	878.3 KN-m	3.1	1.7	38.9 KN/m	770.0 KN/m ³
2	109.4 KN/m	145.9 KN-m/m	136.0 KN	175.9 KN	311.9 KN	552.3 KN-m	3.8	1.9	29.3 KN/m	770.0 KN/m ³
3	61.6 KN/m	61.6 KN-m/m	88.0 KN	68.4 KN	156.4 KN	222.9 KN-m	3.6	1.7	19.2 KN/m	770.0 KN/m ³
4	27.4 KN/m	18.2 KN-m/m	48.0 KN	39.6 KN	87.6 KN	100.2 KN-m	5.5	2.2	8.0 KN/m	770.0 KN/m ³
5	6.8 KN/m	2.3 KN-m/m	16.0 KN	4.6 KN	20.6 KN	11.0 KN-m	4.8	2.0	4.6 KN/m	770.0 KN/m ³

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 49. Análisis geotécnico muro de gavión, $H = 7,50$ m, (1)

Análisis de Estabilidad (Vuelco)				
<u>Predimensionamiento de la base</u>			<u>Altura de Diseño</u>	
$B = \frac{1}{2} (1 + H_T)$			$H' = \frac{Q}{\text{Brelleno}}$	
B =	4.70	m	H' =	0.91 m
B Final =	5.50	m	Hr =	8.41 m
			<u>Altura constructivamente</u>	
			H = 7.50 m	
<u>Calculo de Empuje Activo</u>				
Relleno con Inclinación sobre el muro				
Ka =	0.83		$K_a = \cos \beta + \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos \beta^2 - \cos \phi^2}}{\cos \beta + \sqrt{\cos \beta^2 - \cos \phi^2}} \right)$	
Pa =	483.64	KN/m	$P_A = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * H_T^2$	
Pv =	270.45	KN/m	$P_v = P_A * \text{Sen } \beta$	
Ph =	400.96	KN/m	$P_h = P_A * \text{cos } \beta$	
<u>Altura de aplicación del empuje activo</u>				
Y =	2.80	m	$Y = \frac{H_T}{3} =$	
Ma =	1123.90	KN-m/m	$M_A = P_A * Y$	

Calculo de Peso total y Momento Resistente

Seccion	Area (m2)	Peso/unidad de longitud del muro	Brazo de momento medido desde	Momento
1	5.50	132	2.75	363.00
2	4.50	108.00	2.25	243.00
3	4.00	96.00	2.00	192.00
4	3.50	84.00	1.75	147.00
5	2.50	60.00	1.25	75.00
6	2.00	48.00	1.00	48.00
7	1.50	36.00	0.75	27.00
8	0.5	12.00	0.50	6.00
9	1.00	16.50	5.00	82.50
10	1.50	24.75	4.75	117.56
11	2.00	33.00	4.50	148.50
12	3.00	49.50	4.00	198.00
13	3.50	57.75	3.75	216.56
14	4.00	66.00	3.50	231.00
15	2.25	37.13	3.25	120.66
16	8.46	139.55	3.67	511.70
	Pv -->	270.5	5.50	1487.48
	$\Sigma =$	1270.63	$\Sigma =$	4214.96
	P =	1270.63	M =	4214.96

Verificación de Estabilidad Externa por Vuelco

$$F.S. \geq 2.0$$

F.S. =	3.75	Cumple	$F.S. = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_A}$
--------	------	--------	--

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 50. Análisis geotécnico muro de gavión, $H= 7,50$ m, (2)

Análisis de Estabilidad (Deslizamiento)

Calculo de Fuerza Resistente

$$C'z = 58.000$$

$$K1 = K2 = 0.667$$

$$Fr = 609.23 \text{ KN}$$

$$Fr = (\sum V) * \tan(k1\theta_2) + B * K2 * c'2$$

$$F.S. \geq 1.5$$

$$F.S. =$$

$$1.52$$

Cumple

$$F.S. = \frac{\sum F_r}{\sum F_d}$$

Análisis de Estabilidad (Capacidad)

Calculo de Excentricidad

$$X_0 = 2.43 \text{ m}$$

$$X_0 = \frac{M_r - M_A}{P}$$

$$B/6 = 0.92$$

$$e < \frac{B}{6}$$

$$e =$$

$$0.32$$

Cumple

$$e = \frac{B}{2} - X_0$$

Calculo de QMin (Talon del Muro)

$$q_{\text{talon}} = \frac{\sum P_v}{B} \left[1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right]$$

$$Q_{\text{Min}} = 151.05 \text{ KN/m}^2$$

Calculo de QMax (Punta del Muro)

$$q_{\text{punta}} = \frac{\sum P_v}{B} \left[1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right]$$

$$Q_{\text{Max}} = 310.99 \text{ KN/m}^2$$

Calculo de Qult

Nc	22.25
Nq	11.85
Ny	12.54

$$q_u = c'2 * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma_2 * B' * N_y * F_{yd} * F_{yi}$$

$$q = \gamma_2 D$$

$$q = 27.00$$

$$B' = b - 2 * e$$

$$B' = 4.87$$

$$F_{qd} = 1 + 2 * \tan \theta_2 (1 - \sin \theta_2)^2 * \frac{D}{B'}$$

$$F_{qd} = 1.09$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c * \tan \theta_2}$$

$$F_{cd} = 1.10$$

$$F_{yd} = 1$$

$$F_{yd} = 1.00$$

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_u \cdot \cos \alpha}{\sum P_v} \right)$$

$$\psi = 17.88 \quad 0.323$$

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

$$F_{ci} = 0.64$$

$$F_{yi} = \left(1 - \frac{\psi^2}{\theta_2} \right)^2$$

$$F_{yi} = 0.10$$

$$Q_{ult} = 1192.82 \text{ KN/m}^2$$

$$F.S. \geq 3.0$$

$$F.S. \text{ Cap Carga} = \frac{q_{ult}}{q_{\dots}}$$

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 51. Análisis interno, muro de gavión H= 5,00 m.

Análisis Interno

Ka =

0.83

Datos del Gavion		Datos del Relleno		Datos del Talud		Centroide
Altura	Base	Cama	Area	Cama	Area	X
1.00 m	5.50 m	S1		Talud S1	8.46 m ²	3.67 m
1.00 m	4.50 m	S2	6.50 m ²	Talud S2	5.66 m ²	3.00 m
1.00 m	4.00 m	S3	5.50 m ²	Talud S3	4.47 m ²	2.67 m
1.00 m	3.50 m	S4		Talud S4	3.43 m ²	2.33 m
1.00 m	2.50 m	S5	1.75 m ²	Talud S5	1.75 m ²	1.67 m
1.00 m	2.00 m	S6	1.25 m ²	Talud S6	1.12 m ²	1.33 m
1.00 m	1.50 m	S7		Talud S7	0.63 m ²	1.00 m
0.50 m	1.00 m	S8	0.25 m ²	Talud S8	0.28 m ²	0.67 m

Base

corona

Sección	Volúmen	Sección	Volúmen	Sección	Volúmen
Nivel	Camada Gavion	Nivel	Relleno	Nivel	Relleno
1	5.50 m ³	1	0.00 m ³	1	8.46 m ³
2	4.50 m ³	2	6.50 m ³	2	5.66 m ³
3	4.00 m ³	3	5.50 m ³	3	4.47 m ³
4	3.50 m ³	4	0.00 m ³	4	3.43 m ³
5	2.50 m ³	5	1.75 m ³	5	1.75 m ³
6	2.00 m ³	6	1.25 m ³	6	1.12 m ³
7	1.50 m ³	7	0.00 m ³	7	0.63 m ³
8	0.50 m ³	8	0.25 m ³	8	0.28 m ³

Sección	Peso	Sección	Peso	Sección	Peso
Nivel	Camada Gavion	Nivel	Relleno	Nivel	Relleno
1	88.0 KN	1	0.0 KN	1	139.6 KN
2	72.0 KN	2	107.3 KN	2	93.4 KN
3	64.0 KN	3	90.8 KN	3	73.8 KN
4	56.0 KN	4	0.0 KN	4	56.5 KN
5	40.0 KN	5	28.9 KN	5	28.8 KN
6	32.0 KN	6	20.6 KN	6	18.5 KN
7	24.0 KN	7	0.0 KN	7	10.4 KN
8	8.0 KN	8	4.1 KN	8	4.6 KN

Nivel	Ea	Mo	W Gavion	w Relleno	W Total	Me	F.S. Vuelco	F.S. Deslizamiento	σ Max	σ adm
1	384.7 KN/m	9618 KN-m/m	384.0 KN	677.2 KN	1061.2 KN	3539.1 KN-m	3.7	1.9	53.8 KN/m	770.0 KN/m ³
2	289.0 KN/m	626.1 KN-m/m	296.0 KN	537.7 KN	833.7 KN	2279.0 KN-m	3.6	1.9	49.8 KN/m	770.0 KN/m ³
3	206.9 KN/m	379.3 KN-m/m	224.0 KN	337.0 KN	561.0 KN	1346.6 KN-m	3.6	1.8	40.0 KN/m	770.0 KN/m ³
4	138.5 KN/m	207.8 KN-m/m	160.0 KN	172.4 KN	332.4 KN	682.3 KN-m	3.3	1.6	29.7 KN/m	770.0 KN/m ³
5	83.8 KN/m	97.7 KN-m/m	104.0 KN	115.9 KN	219.9 KN	323.2 KN-m	3.3	1.8	25.6 KN/m	770.0 KN/m ³
6	42.7 KN/m	35.6 KN-m/m	64.0 KN	58.2 KN	122.2 KN	141.6 KN-m	4.0	1.9	16.0 KN/m	770.0 KN/m ³
7	15.4 KN/m	7.7 KN-m/m	32.0 KN	19.1 KN	51.1 KN	43.1 KN-m	5.6	2.2	5.3 KN/m	770.0 KN/m ³
8	1.7 KN/m	0.3 KN-m/m	8.0 KN	8.7 KN	16.7 KN	9.6 KN-m	34.5	6.6	4.6 KN/m	770.0 KN/m ³

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 52. Análisis geotécnico, muro de suelo reforzado, $H= 3,50$ m. (1)**Geometría del Muro**Predimensionamiento de la base

$$B = \frac{1}{2}(1 + H_T)$$

$$H' = \frac{q}{\delta_{relleno}}$$

$$H' = 0.91 \text{ m}$$

B =	2.25	m
B Final =	4.00	m
Altura del Muro	H muro =	3.50 m
Altura Desplante de Muro	D1 =	1.50 m
Dimensiones de Relleno	B =	4.00 m
	HT =	4.41 m
Longitud de Cola	L cola =	3.00 m

Análisis de Estabilidad (Vuelco)Calculo de Empuje Activo

Presion Activa

$$P_A = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_S * H_T^2$$

$$P_a = 133.0 \text{ KN/m} \text{ KN/m}$$

$$P_v = 74.35 \text{ KN/m}$$

$$P_h = 110.23 \text{ KN/m}$$

$$M_a = 195.41 \text{ KN-m/m}$$

Relleno con Inclinación sobre el muro

$$K_a = \cos \beta * \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi^2}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi^2}} \right)$$

$$K_a = 0.83$$

$$P_v = P_a * \text{Sen } \beta$$

$$P_h = P_a * \cos \beta$$

Calculo de Peso total y Momento Resistente

Seccion	Area	Peso/unidad de longitud del muro	Brazo de momento medido desde C	Momento
1	17.64	291.00	1.50	436.50
2	4.47	73.81	2.67	196.84
	$\Sigma =$	364.8 KN/m	$\Sigma =$	633.3 KN/m

P =	364.8 KN/m	M _r =	633.3 KN-m/m
-----	------------	------------------	--------------

Verificacion de Estabilidad Externa por Vuelco

$$F.S. \geq 3.0$$

$$F.S. = \frac{\sum M_r}{\sum M_A} \quad F.S. = \frac{W_i * X_i}{P_A * \frac{H}{3}}$$

$$F.S. = 3.24 \quad \text{Cumple}$$

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 53. Análisis geotécnico, muro de suelo reforzado, H= 3,50 m. (2)

Análisis de Estabilidad (Deslizamiento)

$$F.S. \geq 1.5$$

$$K1 = K2 = 0.67$$

$$F.S. = \frac{Wl * \tan \frac{2}{3} * \phi_1}{P_a}$$

F.S. = 1.55 Cumple

Análisis de Estabilidad (Capacidad Soportante)

Calculo de Exentricidad

$$e = 0.30 \quad \text{Cumple} \quad e = \frac{L_2}{2} - \frac{M_B - M_D}{\Sigma V}$$

$$B/6 = 0.67 \quad e < \frac{B}{6}$$

$$L'_2 = 2.40 \text{ m} \quad L'_2 = L_2 - 2e$$

Calculo de QMin (Talon del Muro)

$$q_{\text{talon}} = \frac{\Sigma P_v}{B} \left[1 - \frac{6 * e}{B} \right]$$

QMin = 50.22 KN/m²

Calculo de QMax (Punta del Muro)

$$q_{\text{punta}} = \frac{\Sigma P_v}{B} \left[1 + \frac{6 * e}{B} \right]$$

QMax = 132.19 KN/m²

Calculo de Qult

qult = 1455.26 KN/m²

$$F.S. \geq 3.0 \quad F.S. \text{ Cap Carga} = \frac{q_{\text{ult}}}{\sigma_{0(H)}}$$

F.S. = 20.00 Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 54. Análisis interno, muro de suelo reforzado, H= 3,50 m.

Análisis Interno

Calculo de la Distribucion de la Presion Activa sobre el muro

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_o = K_a \gamma_1 z \quad K_a = \text{coeficiente de presión activa de Rankine} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'_1}{2} \right)$$

$$K_a = 0.56$$

$$\sigma'_o = 16.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_o = K_a \gamma_1 z$$

Calculo de Resistencia a la Tension Permisible

$$T_{per} = \frac{T_{ult}}{RF_{id} \times RF_{ca} \times RF_{cd}}$$

$$T_{ultima} = 150.0 \text{ KN/m}$$

$$T_{per} = 82.6 \text{ KN}$$

Factores de Reduccion para Geogrilla

Fid	1.1
Fcr	1.5
Fcbd	1.1

Calculo del espaciamento Vertical de las capas de Geomalla

$$S_v = \frac{T_{per} C_r}{\sigma'_a FS_{(B)}}$$

$$FS_B = 2.0$$

Relacion de Cobertura

$$C_r = 1$$

Profundidad (Z)	σ'_a	Sv
0.50 m	4.6 KN/m ²	8.94 m
1.00 m	9.2 KN/m ²	4.47 m
2.00 m	18.5 KN/m ²	2.24 m
3.00 m	27.7 KN/m ²	1.49 m
Espaciamento de Capas	Sv =	1.5 m

Determinacion de Longitud de Geomalla (Cola)

$$L = L_r + L_e = \frac{H - z}{\tan \left(45 + \frac{\phi'_1}{2} \right)} + \frac{S_v K_a FS_{(P)}}{2C_r \tan \phi'_1}$$

$$FS_P = 1.5$$

$$C_i = 0.7$$

Profundidad	Lr	le	L
0.50 m	2.24	3.02	5.26
1.00 m	1.87	3.02	4.89
2.00 m	1.12	3.02	4.14
3.00 m	0.37	3.02	3.39

Longitud de Cola Analisis interno L = 5.3 m

Longitud de Cola Diseño Geotécnico L = 3.0 m

L = 5.3 m

Ok

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 55. Análisis geotécnico, muro de suelo reforzado, $H= 5,00$ m. (1)

Geometría del Muro

Predimensionamiento de la base

$$B = \frac{1}{2}(1 + H_T)$$

$$B = 3.45 \text{ m}$$

$$B \text{ Final} = 5.50 \text{ m}$$

$$H' = \frac{Q}{\gamma_{\text{relleno}}}$$

$$H' = 0.91 \text{ m}$$

Altura del Muro	$H_{\text{muro}} =$	5.00	m
Altura Desplante de Muro	$D_1 =$	1.50	m
Dimensiones de Relleno	$B =$	5.50	m
	$H_T =$	5.91	m
Longitud de Cola	$L_{\text{cola}} =$	3.50	m

Análisis de Estabilidad (Vuelco)

Calculo de Empuje Activo

Presion Activa

$$P_A = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_S * H_T^2$$

$$P_a = 238.8 \text{ KN/m}$$

$$P_v = 133.5 \text{ KN/m}$$

$$P_h = 198.0 \text{ KN/m}$$

Relleno con Inclination sobre el muro

$$K_a = \cos \beta * \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos \beta^2 - \cos \phi^2}}{\cos \beta + \sqrt{\cos \beta^2 - \cos \phi^2}} \right)$$

$$K_a = 0.83$$

$$P_v = P_a * \text{Sen } \beta$$

$$P_h = P_a * \text{cos } \beta$$

Altura de aplicacion del empuje activo

$$Y = 2.0 \text{ m}$$

$$M_A = 470.4 \text{ KN-m/m}$$

$$Y = \frac{H_T}{3}$$

$$M_A = P_A * Y$$

Calculo de Peso total y Momento Resistente

Seccion	Area	Peso/unidad de longitud del muro	Brazo de momento medido desde C	Momento
1	32.50	536.25	1.75	938.44
2	8.46	139.55	3.67	511.70
	$\Sigma =$	675.80	$\Sigma =$	1450.13
	$P =$	675.80	$M_r =$	1450.13

Verificacion de Estabilidad Externa por Vuelco

$$F.S. \geq 3.0$$

$$F.S. = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_A}$$

$$F.S. = \frac{W_i * X_i}{P_A * \frac{H}{3}}$$

F.S. =	3.08	Cumple
--------	------	--------

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 56. Análisis geotécnico, muro de suelo reforzado, $H= 5,00$ m. (2)

Análisis de Estabilidad (Deslizamiento)

$$F.S. \geq 1.5$$

$$K1 = K2 = 0.667$$

$$F.S. = \frac{W_i + \tan \frac{2}{3} \cdot \phi_1}{P_a}$$

$$F.S. = 1.59 \quad \text{Cumple}$$

Análisis de Estabilidad (Capacidad Soportante)

Calculo de Exentricidad

$$e = 0.30 \quad \text{Cumple}$$

$$e = \frac{L_2}{2} - \frac{M_B - M_a}{\Sigma V}$$

$$B/6 = 0.92$$

$$e < \frac{B}{6}$$

$$L'_2 = 2.9 \text{ m}$$

$$L'_2 = L_2 - 2e$$

Calculo de q_{Min} (Talon del Muro)

$$q_{talon} = \frac{\Sigma P_v}{B} \left[1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right]$$

$$q_{Min} = 82.62 \quad \text{KN/m}^2$$

Calculo de q_{Max} (Punta del Muro)

$$q_{punta} = \frac{\Sigma P_v}{B} \left[1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right]$$

$$q_{Max} = 163.12 \quad \text{KN/m}^2$$

Calculo de q_{ult}

$$q_{ult} = 1483.24$$

$$F.S. \geq 3.0$$

$$F.S. \text{ Cap Carga} = \frac{q_{ult}}{\sigma_{o(H)}}$$

$$F.S. = 15.21 \quad \text{Cumple}$$

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 57. Análisis interno, muro de suelo reforzado, H= 5,00 m.

Análisis Interno**Calculo de la Distribucion de la Presion Activa sobre el muro**

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_o = K_a \gamma_1 z$$

$$K_a = \text{coeficiente de presión activa de Rankine} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_1}{2}\right)$$

$$K_a = 0.56$$

$$\sigma'_o = 16.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_o = K_a \gamma_1 z$$

Calculo de Resistencia a la Tension Permisible

$$T_{\text{per}} = \frac{T_{\text{últ}}}{RF_{\text{id}} \times RF_{\text{cr}} \times RF_{\text{cbd}}}$$

$$T_{\text{ultima}} = 150.0 \text{ KN/m}$$

$$T_{\text{per}} = 82.6 \text{ KN}$$

Factores de Reduccion para Geogrilla

Fid	1.1
Fcr	1.5
Fdqb	1.1

Calculo del espaciamento Vertical de las capas de Geomalla

$$S_v = \frac{T_{\text{per}} C_r}{\sigma'_a FS_{(B)}}$$

Relacion de Cobertura

$$C_r = 1$$

Profundidad (Z)	σ'_a	Sv
1.00 m	9.2 KN/m ²	4.47 m
2.00 m	18.5 KN/m ²	2.24 m
3.00 m	27.7 KN/m ²	1.49 m
4.00 m	37.0 KN/m ²	1.12 m
5.00 m	46.2 KN/m ²	0.89 m
Espaciamento de Capas Sv =		0.89 m

FSB =	2.0
-------	-----

Determinacion de Longitud de Geomalla (Cola)

$$L = l_r + l_e = \frac{H - z}{\tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} + \frac{S_v K_a FS_{(P)}}{2C_r C_i \tan \phi'_1}$$

FS _p =	1.5
-------------------	-----

C _i =	0.7
------------------	-----

Profundidad	L _r	l _e	L
1.00 m	2.99	1.81	4.80
2.00 m	2.24	1.81	4.05
3.00 m	1.49	1.81	3.31
4.00 m	0.75	1.81	2.56
5.00 m	0.00	1.81	1.81
Longitud de Cola Analisis interno		L =	4.8 m
Longitud de Cola Diseño Geotécnico		L =	3.5 m
		L =	4.8 m

Ok

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 58. Análisis geotécnico, muro de suelo reforzado, $H=7,50$ m. (1)**Geometría del Muro**Predimensionamiento de la base

$$B = \frac{1}{2} (1 + H_T)$$

$$H' = \frac{Q}{\delta_{relleno}}$$

$$H' = 0.91 \text{ m}$$

$$B = 4.70 \text{ m}$$

$$B \text{ Final} = 7.50 \text{ m}$$

Altura del Muro	H muro =	7.50	m
Altura Desplante de Muro	D1 =	1.50	m

Dimensiones de Relleno	B =	7.50	m
	HT =	8.41	m
Longitud de Cola	L cola =	5.50	m

Análisis de Estabilidad (Vuelco)Calculo de Empuje Activo

Presion Activa

$$P_A = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * H_T^2$$

Pa =	483.6 KN/m
Pv =	270.5 KN/m
Ph =	401.0 KN/m

Relleno con inclinación sobre el muro

$$K_a = \cos \beta * \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi^2}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi^2}} \right)$$

Ka =	0.83
Pv =	Pa * Sen β
Ph =	Pa * cos β

Altura de aplicación del empuje activo

Y =	2.8 m
MA =	1355.7 KN-m/m

$$Y = \frac{H_T}{3}$$

$$M_A = P_A * Y$$

Calculo de Peso total y Momento Resistente

Seccion	Area	Peso/unidad de longitud del muro	Brazo de momento medido desde C	Momento
1	63.07	1040.63	2.75	2861.72
2	15.73	259.50	5.00	1297.50
	$\Sigma =$	1300.1 KN/m	$\Sigma =$	4159.22
	P =	1300.1 KN/m	M _r =	4159.2 KN-m/m

Verificación de Estabilidad Externa por Vuelco

$$F.S. \geq 3.0$$

$$F.S. = \frac{\sum M_r}{\sum M_A}$$

$$F.S. = \frac{W_i * X_i}{P_A * \frac{H}{3}}$$

F.S. =	3.07
--------	------

Cumple

Análisis de Estabilidad (Capacidad Soportante)Calculo de Exentricidad

e =	0.59	Cumple
B/6 =	1.25	
L' ²	4.31	m

$$e = \frac{L_2}{2} - \frac{M_B - M_A}{\Sigma V}$$

$$e < \frac{B}{6}$$

$$L'_2 = L_2 - 2e$$

Calculo de QMin (Talon del Muro)

$$q_{talon} = \frac{\Sigma P_v}{B} \left[1 - \frac{6 * e}{B} \right]$$

q _{Min} =	91.03	KN/m ²
--------------------	-------	-------------------

Calculo de QMax (Punta del Muro)

$$q_{punta} = \frac{\Sigma P_v}{B} \left[1 + \frac{6 * e}{B} \right]$$

q _{Max} =	255.67	KN/m ²
--------------------	--------	-------------------

Calculo de qult

q _{ult} =	1595.16	KN/m ²
--------------------	---------	-------------------

$$F.S. \geq 3$$

$$F.S. \text{ Cap Carga} = \frac{q_{ult}}{\sigma_{o(H)}}$$

F.S. =	11.50	Cumple
--------	-------	--------

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 59. Análisis interno, muro de suelo reforzado, H= 7,50 m.

Análisis Interno

Calculo de la Distribucion de la Presion Activa sobre el muro

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_o = K_a \gamma_1 z$$

$$K_a = \frac{0.56}{16.5 \text{ KN/m}^2}$$

$$K_a = \text{coeficiente de presión activa de Rankine} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'_1}{2} \right)$$

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_o = K_a \gamma_1 z$$

Calculo de Resistencia a la Tension Permisible

$$T_{per} = \frac{T_{ult}}{RF_{id} \times RF_{cr} \times RF_{cld}}$$

$$T_{ultima} = \frac{150.0 \text{ KN/m}}{82.6 \text{ KN}}$$

Factores de Reduccion para Geogrilla

Fid	1.1
Fcr	1.5
Fdqb	1.1

Calculo del espaciamento Vertical de las capas de Geomalla

$$S_v = \frac{T_{per} C_r}{\sigma'_a FS_{(B)}}$$

$$FS_B = 2.0$$

Relacion de Cobertura

$$C_r = 1$$

Profundidad (Z)	σ'_a	Sv
0.50 m	4.6 KN/m ²	8.94 m
1.00 m	16.5 KN/m ²	2.50 m
2.00 m	33.0 KN/m ²	1.25 m
3.00 m	49.5 KN/m ²	0.83 m
4.00 m	66.0 KN/m ²	0.63 m
5.00 m	82.5 KN/m ²	0.50 m
6.00 m	99.0 KN/m ²	0.42 m
7.00 m	115.5 KN/m ²	0.36 m
Espaciamento de Capas	Sv =	0.36 m

Determinacion de Longitud de Geomalla (Cola)

$$L = l_r + l_e = \frac{H - z}{\tan \left(45 + \frac{\phi'_1}{2} \right)} + \frac{S_v K_a FS_{(P)}}{2C_1 \tan \phi'_1}$$

$$FS_P = 1.5$$

$$C_1 = 0.7$$

Profundidad	Lr	le	L
0.50 m	5.23	0.72	5.95
1.00 m	4.85	0.72	5.58
2.00 m	4.11	0.72	4.83
3.00 m	3.36	0.72	4.08
4.00 m	2.61	0.72	3.34
5.00 m	1.87	0.72	2.59
6.00 m	1.12	0.72	1.84
7.00 m	0.37	0.72	1.10

Longitud de Cola Analisis interno	L =	6.0 m
Longitud de Cola Diseño Geotécnico	L =	5.5 m
	L =	6.0 m

Ok

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 60. Análisis geotécnico, muro de concreto reforzado, $H= 3,50$ m. (1).

Análisis de Estabilidad (Vuelco)

Calculo de Empuje Activo

Relleno con inclinación sobre el muro

$$\begin{aligned} K_a &= 0.83 \\ P_a &= 132.96 \text{ KN/m} \\ P_v &= 74.35 \text{ KN/m} \\ P_h &= 110.23 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$K_a = \cos \beta + \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right)$$

$$P_a = \frac{1}{2} + K_a * \gamma_s * H_T^2$$

$$P_v = P_a * \text{Sen } \beta \quad P_h = P_a * \cos \beta$$

Altura de aplicación del empuje activo

$$Y = 1.47 \text{ m}$$

$$M_A = 195.41 \text{ KN-m/m}$$

$$Y = \frac{H_T}{3}$$

$$M_A = P_a * Y$$

Calculo de Peso total y Momento Resistente

Seccion	Area	Peso/unidad de longitud del muro	Brazo de momento medido desde C	Momento
1	7.76	128.09	1.77	226.96
2	1.07	17.66	2.10	37.04
3	1.19	28.57	0.64	18.39
4	0.19	4.61	0.46	2.13
5	1.21	29.10	1.21	35.28
	$P_v \rightarrow$	74.4	2.75	204.47
	$\Sigma =$	282.4 KN	$\Sigma =$	524.27
	$P =$	282.4 KN	$M =$	524.3 KN-m/m

Verificación de Estabilidad Externa por Vuelco

$$F.S. \geq 1.5$$

$$F.S. = 2.68 \quad \text{Cumple}$$

$$F.S. = \frac{\sum M_r}{\sum M_a}$$

Análisis de Estabilidad (Deslizamiento)

Calculo de Empuje Pasivo

$$\begin{aligned} C^2 &= 58 \\ K1 = K2 &= 0.67 \\ Fr &= 192.41 \end{aligned}$$

$$Fr = (\sum V) * \text{Tan}(k1\phi) + B * K2 * c^2$$

$$F.S. \geq 1.5$$

$$F.S. = \frac{\sum F_r}{\sum F_d}$$

$$F.S. = 1.75 \quad \text{Cumple}$$

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 61. Análisis geotécnico, muro de concreto reforzado, $H= 3,50$ m. (2).

Análisis de Estabilidad (Capacidad Soportante)			
Cálculo de Excentricidad			
$X_0 =$	0.92	m	$X_0 = \frac{M_r - M_A}{P}$
$B/6 =$	0.46		$e < \frac{B}{6}$
e =	0.45	Cumple	$e = \frac{B}{2} - X_0$
Cálculo de q_{Min} (Talon del Muro)		Cálculo de q_{Max} (Punta del Muro)	
$q_{talon} = \frac{\sum P_v}{B} \left[1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right]$		$q_{punta} = \frac{\sum P_v}{B} \left[1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right]$	
$q_{Min} =$	1.16	KN/m ²	$q_{Max} =$ 204.21 KN/m ²
Cálculo de q_{ult}			
$u = c'_2 \cdot N_c \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B' \cdot N_y \cdot F_{yd} \cdot F_{yi}$			
q =	26.78		$q = \gamma_2 D$
B' =	1.84		$B' = b - 2 \cdot e$
$F_{qd} =$	1.25		$F_{qd} = 1 + 2 \cdot \tan \theta_2 (1 - \sin \theta_2)^2 \cdot \frac{D}{B}$
$F_{cd} =$	1.28		$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \cdot \tan \theta_2}$
$F_{yd} =$	1.00		$F_{yd} = 1$
$\psi =$	17.88	0.32	$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_h \cdot \cos \alpha}{\sum P_v} \right)$
$F_{ci} =$	0.64		$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90} \right)^2$
$F_{yi} =$	0.00		$F_{yi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\theta_2} \right)^2$
$q_{ult} =$	1309.22	KN/m ²	
F.S. =	6.41	Cumple	$F.S. \text{ Cap Carga} = \frac{q_{ult}}{q_{punta}}$

N_c	22.25
N_q	11.85
N_y	12.54

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 62. Análisis interno, muro de concreto reforzado, $H=3,50$ m. (1).

Diseño del Votago por Momento

$p = 0.012$ $\rho = 0.18 \cdot \frac{f'c}{f_y}$

$\frac{M_u}{\phi b d^2} = 4.51 \text{ Mpa}$

$e = 4506 \text{ Kpa}$

$\frac{M_u}{\phi b e} = d$

$d = 0.22 \text{ m}$

$d = 21.95 \text{ cm}$

$d' = 0.37 \text{ m}$

$d' \text{ (Diseño)} = 29 \text{ cm}$

$d \text{ (Diseño)} = 30.0 \text{ cm}$

$\frac{M_u}{\phi b d^2} = 2413 \text{ Kpa}$

$\frac{M_u}{\phi b d^2} = 2.41 \text{ Mpa}$

Correspondiente

$p = 0.0061$

Parte Superior del Muro

$A_s = p \cdot b \cdot d$

$A_s = 18.21 \text{ cm}^2$

	Combinación de Acero			As total (cm ²)	
	Uni Varillas	#	As		
As	7	6	2.84	19.88 cm ²	
Suma As				19.88 cm ²	Cumple

Separación = $S = @ = 14 \text{ cm}$ Separación Max = 0.14 m

Propuesta As Superior

Propuesta As	Unidad	# Varillas	Separación
Superior	7	6	@ 12.5 cm
			5.0 in

Según Código Sísmico, Razón de refuerzo 8.6.4

Refuerzo Vertical

Condición

Min 0.0012 AS vertical = 0.0066 Cumple

Min 0.0015

Refuerzo Horizontal

Condición

Min 0.0020 AS Horizontal = 13.50 cm²

Min 0.0025

Refuerzo en la cara Externa 9.00 cm²

Refuerzo en la cara Interna 4.50 cm²

As Externa = 9.00 cm²

As Interna = 4.50 cm²

	Combinación de Acero			As total (cm ²)	
	Uni Varillas	#	As		
As Cara Externa	7	4	1.29	9.03 cm ²	Cumple
As Cara Interna	4	4	1.29	5.16 cm ²	Cumple
Suma As				14.19 cm ²	

Separación

@ 14.3 cm

@ 25 cm

Propuesta As Exterior

Propuesta As	Unidad	# Varillas	Separación
Exterior	7	4	@ 12.5 cm
Interior	4	4	@ 25.0 cm
			10.0 in

Análisis de cortante en la pared del Muro

$V_c = \phi \cdot 2 + \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$ $V_c = 1.6 + P\alpha$

$\phi V_c = 2.38 \text{ MN}$ $V_u = 212.7 \text{ KN}$

$\phi V_c = 2381.2 \text{ KN}$

Solucion

$V_u \leq \phi V_c$ Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 63. Análisis interno, muro de concreto reforzado, $H= 3,50$ m. (2).

Diseño del Talon del Muro					
Factor Incremental	1.2				
Datos del Talon					
Largo del Talon	2.00 m				
Altura "d"	0.35 m				
Profundidad "b"	1.00 m				
Altura de Proliso	2.65 m				
Opcion 1			Opcion 2		
$V_u = (\text{Peso del Suelo} + \text{Peso del Concreto}) * \text{Factor Incremental}$					
$V_u =$	62.6 KN				
$\phi V_c = \phi * 2 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d$					
$\phi V_c =$	218.3 KN				
			$V_c = (\frac{\sqrt{f'c}}{4} * b * w * d) * 1000$		
			$V_c =$ 242.5 KN		
			$\phi V_c =$ 181.9 KN		
Solucion			Solucion		
$V_u \leq \phi V_c$	Cumple				
$V_u \leq \phi V_c$	Cumple				
Calculo de Acero					
$M_u = V_u * \text{Brazo de Palanca}$					
$M_u =$	0.06 MN*m/m				
$\frac{M_u}{\phi b d^2} =$	0.919				
$\frac{M_u}{\phi b d^2} =$	1.346				
Corresponde a	p =				
Calculo de As requerido					
$A_s = p * b * d$	9.08 cm ²				
Combinacion de Acero					
	Uni Varillas	#	As	As total (cm ²)	
As	5	5	1.98	9.90 cm ²	
			Suma As	9.90 cm ² Cumple	
Separacion					
@	20.0 cm				
Propuesta As	Unidad	# Varillas	Separacion		
Acero	5	5	@	20.0 cm	8.0 in

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 64. Análisis interno, muro de concreto reforzado, $H= 3,50$ m. (3).

Diseño Punta del Muro				
Factor Incremental	1.2			
Datos de Punta				
Base	0.35 m			
Altura	0.35 m			
Profundidad (Ancho)	1.00 m			
Altura de Relleno	1.15 m			
$V_u = q_{u\max} * 1.2$				
Vu Punta =	245.1 KN			
Vu Talon =	62.6 KN			
Calculo de Acero				
$M_u = V_u * \text{Brazo de Palanca}$				
$M_u =$	0.04 MN*m/m			
As min Flexion No Cumple				
$\frac{M_u}{\phi b d^2} =$	0.7001			
	1.346			
Corresponde a	$p =$	0.0033		
Calculo de As requerido				
$A_s = p * b * d$				
$A_s =$	9.08 cm ²			
Combinación de Acero				
	Uni Varillas	#	As	As total (cm²)
As	5	5	1.98	
			Suma As	9.90 cm²
				Cumple
Separacion				
@	20.0 cm			
Propuesta As	Unidad	# Varillas	Separacion	
Acero	5	5	@	20.0 cm 8.0 in

Interpolacion $p =$	$\frac{M_u}{\phi b d^2} =$
0.006	2.387
0.0014	0.70
0.0061	2.424

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 65. Análisis geotécnico, muro de concreto reforzado, H= 5,00 m. (1).

Geometría del Muro

Altura del Muro $H_{muro} = 5.00$ m
 Altura Desplante de Muro $D_1 = 1.5$ m
 $H' = 0.909$ m
 $H_r = 5.91$ m
 $H' = \frac{Q}{\delta_{relleno}}$

Predimensionamiento de la base

$B = 2.95$ m
 $B = 4.14$ m
 $B_{Final} = 3.75$ m
 $B = 0.5 * HT$
 $B = 0.7 * HT$

Análisis de Estabilidad (Vuelco)

Calculo de Empuje Activo

Relleno con Inclinación sobre el muro

$K_a = 0.83$
 $P_a = 238.82$ KN/m
 $P_v = 133.55$ KN/m
 $P_h = 197.99$ KN/m

$K_a = \cos \beta * \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi^2}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi^2}} \right)$
 $P_A = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * H_T^2$
 $P_v = P_a * \text{Sen } \beta$
 $P_h = P_a * \text{cos } \beta$

Altura de aplicacion del empuje activo

$Y = 1.97$ m
 $MA = 470.40$ KN-m/m
 $Y = \frac{H_T}{3}$
 $M_A = P_A * Y$

Calculo de Peso total y Momento Resistente

Seccion	Area	Peso/unidad de longitud del muro	Brazo de momento medido desde C	Momento
1	14.29	235.73	2.41	567.36
2	2.02	33.29	2.85	95.03
3	1.60	38.29	0.91	34.98
4	0.62	14.79	0.69	10.15
5	2.22	53.18	2.22	117.85
	$P_v \rightarrow$	133.5	3.75	500.80
	$\Sigma =$	508.8 KN	$\Sigma =$	1326.17
	$P =$	508.8 KN	$M_r =$	1326.2 KN-m/m

Verificacion de Estabilidad Externa por Vuelco

$F.S. \geq 2.0$
 $F.S. = 2.82$ Cumple
 $F.S. = \frac{\sum M_r}{\sum M_A}$

Análisis de Estabilidad (Deslizamiento)

Calculo de Empuje Pasivo

$C_2 = 58$
 $K1 = K2 = 0.67$
 $Fr = 300.22$
 $F.S. \geq 1.5$
 $Fr = (\sum V) * \text{Tan}(k1\phi_2) + B * K2 * c^2$
 $F.S. = \frac{\sum F_r}{\sum F_d}$

Análisis de Estabilidad (Capacidad Soportante)

Calculo de Exentricidad

$X_0 = 1.33$ m
 $B/6 = 0.63$
 $e = 0.54$ Cumple
 $e = \frac{B}{2} - X_0$
 $X_0 = \frac{M_r - M_d}{P}$
 $e < \frac{B}{6}$

Calculo de QMin (Talon del Muro)

$q_{talon} = \frac{\sum P_v}{B} \left[1 - \frac{6 * e}{B} \right]$
 $Q_{Min} = 17.84$ KN/m2

Calculo de QMax (Punta del Muro)

$q_{punta} = \frac{\sum P_v}{B} \left[1 + \frac{6 * e}{B} \right]$
 $Q_{Max} = 253.53$ KN/m2

Calculo de Qult

$q_u = c'_2 + N_c + F_{cd} + F_{ci} + q + N_q + F_{qd} + F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma_2 * y_2 + B' * N_y + F_{yd} + F_{yi}$

N_c	22.25
N_q	11.85
N_y	12.54

$q = 26.78$
 $B' = 2.66$
 $F_{qd} = 1.17$
 $F_{cd} = 1.19$
 $F_{yd} = 1.00$
 $\psi = 17.88$
 $F_{ci} = 0.64$
 $F_{yi} = 0.00$
 $Q_{ult} = 1223.30$ KN/m2
 $F.S. \geq 3$
 $F.S. = 4.82$ Cumple
 $F.S. \text{ Cap Carga} = \frac{q_{ult}}{q_{punta}}$

$q = \gamma_2 D$
 $B' = b - 2 * e$
 $F_{qd} = 1 + 2 * \tan \phi_2 (1 - \text{sen } \phi_2)^2 * \frac{D}{B'}$
 $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c * \text{Tan } \phi_2}$
 $F_{yd} = 1$
 $0.32 \psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_a * \text{cos } \alpha}{\sum P_v} \right)$
 $F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^{\circ}}{90} \right)^2$
 $F_{yi} = \left(1 - \frac{\psi^{\circ}}{\phi_2} \right)^2$

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 66. Análisis interno, muro de concreto reforzado, $H= 5,00$ m. (1).

Diseño del Vatago por Momento		$\rho = 0.18 + \frac{f'c}{f'ly}$	
$\rho =$	0.012		
$\frac{M_u}{\phi b d^2} =$	4.51 Mpa		
$e =$	4506 Kpa		
$\frac{M_u}{\phi b e} = d$			
$d =$	0.34 m		
$d =$	34.06 cm		
$d' =$	0.49 m		
$d' \text{ (Diseño)} =$	42 cm		
d (Diseño) =	42.0 cm		
$\frac{M_u}{\phi b d^2} =$	3026 Kpa		
	3.03 Mpa		
Correspondiente			
$\rho =$	0.0077		
Parte Superior del Muro			
$A_s = \rho * b * d$			
As =	32.17 cm²		
Combinación de Acero			
	Uni Varillas	#	As
As	7	8	5.10
			35.70 cm²
		Suma As	35.70 cm²
			Cumple
Separacion Max			
	Separacion =	0.14 m	7
	S = @ =	14 cm	@ 14.23
Propuesta As	Unidad	# Varillas	Separacion
Superior	7	8	@ 12.5 cm 5.0 in
Según Código Sísmico, Razón de esfuerzo 8.6.4			
Refuerzo Vertical			
Condicion			
Min	0.0012	As vertical =	0.0085 Cumple
Min	0.0015		
Refuerzo Horizontal			
Condicion			
Min	0.0020	As Horizontal =	15.00 cm ²
Min	0.0025		Refuerzo en la cara Externa 10.00 cm ²
			Refuerzo en la cara Interna 5.00 cm ²
As Externa =	10.00 cm ²		
As Interna =	5.00 cm ²		
Combinación de Acero			
	Uni Varillas	#	As
As Cara Externa	8	4	1.29
			10.32 cm²
As Cara Interna	4	4	1.29
			5.16 cm²
		Suma As	15.48 cm²
Separacion			
@	12.5 cm		
@	25 cm		
Propuesta As	Unidad	# Varillas	Separacion
Exterior	8	4	@ 12.5 cm 5.0 in
Interior	4	4	@ 25.0 cm 10.0 in
Análisis de cortante en la pared del Muro			
$V_c = \phi * 2 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d$		$V_u = 1.6 * P_u$	
$\phi V_c =$	3.33 MN	Vu =	382.1 KN
$\phi V_c =$	3333.6 KN		
$V_u \leq \phi V_c$		Solucion	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 67. Análisis interno, muro de concreto reforzado, $H= 5,00$ m. (2).

Diseño del Talon del Muro						
Factor Incremental	1.2					
Datos del Talon						
Largo del Talon	2.75 m					
Altura "d"	0.50 m					
Profundidad "b"	1.00 m					
Altura de Relleno	4.50 m					
Opcion 1			Opcion 2			
$V_u = (\text{Peso del Suelo} + \text{Peso del Concreto}) * \text{Factor Incremental}$						
$V_u =$	103.5 KN					
$\phi V_c = \phi + 2 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d$						
$\phi V_c =$	337.3 KN					
Solucion	$V_u \leq \phi V_c$ Cumple					
Calculo de Acero						
$M_u = V_u * \text{brazo de Palanca}$						
$M_u =$	0.14 MN*m/m					
$\frac{M_u}{\phi b d^2} =$						
	0.875	As min Flexion				
	1.346	No Cumple				
Correspondiendo a $p =$ 0.0033						
Calculo de As requerido						
$A_s = p * b * d$						
$A_s =$	14.03 cm ²					
				Combinacion de Acero		
	Uni Varillas	#	As	As total (cm ²)		
As	5	6	2.84	14.20 cm ²		
				Suma As	14.20 cm ²	Cumple
Separacion						
@	20.0 cm					
Propuesta As	Unidad	# Varillas	Separacion			
Acero	5	6	@	20.0 cm	8.0 in	

Diseño Punta del Muro						
Factor Incremental	1.2					
Datos de Punta						
Base	0.50 m					
Altura	0.50 m					
Profundidad (Ancho)	1.0 m					
Altura de Relleno	1.0 m					
$V_u = q_{umax} * 1.2$						
V_u Punta =	245.1 KN					
V_u Talon =	103.5 KN					
Calculo de Acero						
$M_u = V_u * \text{brazo de Palanca}$						
$M_u =$	0.06 MN*m/m					
$\frac{M_u}{\phi b d^2} =$						
	0.4187	As min Flexion				
	1.346	No Cumple				
Correspondiendo a $p =$ 0.0033						
Calculo de As requerido						
$A_s = p * b * d$						
$A_s =$	14.03 cm ²					
				Combinacion de Acero		
	Uni Varillas	#	As	As total (cm ²)		
As	5	6	2.84	14.20 cm ²		
				Suma As	14.20 cm ²	Cumple
Separacion						
@	20.0 cm					
Propuesta As	Unidad	# Varillas	Separacion			
Acero	5	6	@	20.0 cm	8.0 in	

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 68. Análisis geotécnico, muro de concreto reforzado, H= 7,50 m. (1).

Geometria del Muro				
Altura del Muro	$H_{muro} =$	7.50	m	
Altura Desplante de Muro	$D_1 =$	1.5	m	
$H' =$	0.909	m	$H' = \frac{Q}{\rho_{relleno}}$	
$H_r =$	8.41	m		
<u>Predimensionamiento de la base</u>				
$B =$	4.20	m	$B = 0.5 * HT$	
$B =$	5.89	m	$B = 0.7 * HT$	
$B_{Final} =$	6.50	m		
Análisis de Estabilidad (Vuelco)				
<u>Calculo de Empuje Activo</u>				
Relleno con Inclinación sobre el muro				
$K_a =$	0.83		$K_a = \cos \beta + \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta^2 - \cos^2 \phi^2}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta^2 - \cos^2 \phi^2}}$	
$P_a =$	483.64	KN/m	$P_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * H_T^2$	
$P_v =$	270.45	KN/m	$P_v = P_a * \text{Sen } \beta$	
$P_h =$	400.96	KN/m	$P_h = P_a * \text{cos } \beta$	
<u>Altura de aplicación del empuje activo</u>				
$Y =$	2.80	m	$Y = \frac{H_T}{3} =$	
$M_A =$	1355.67	KN-m/m	$M_A = P_a * Y$	
<u>Calculo de Peso total y Momento Resistente</u>				
Seccion	Area	Peso/unidad de longitud del muro	Brazo de momento medido desde	Momento
1	37.74	622.67	4.01	2494.93
2	6.95	114.71	4.84	554.93
3	2.27	54.49	1.36	74.31
4	1.73	41.49	1.06	44.03
5	5.47	131.18	5.47	717.03
6	0.00	0.00	1.51	0.00
	$P_v \rightarrow$	270.5	6.50	1757.93
	$\Sigma =$	1235.0 KN	$\Sigma =$	5643.16
	$P =$	1235.0 KN	$M_r =$	5643.2 KN-m/m
<u>Verificación de Estabilidad Externa por Vuelco</u>				
$F.S. \geq 2.0$				
$F.S. =$	4.16	Cumple	$F.S. = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_A}$	
Análisis de Estabilidad (Deslizamiento)				
<u>Calculo de Empuje Pasivo</u>				
$C_2 =$	58			
$K_1 = K_2 =$	0.67			
$F_r =$	636.78		$F_r = (\Sigma V) * \text{Tan } (k_1 \phi_2) + B * K_2 * c_2$	
$F.S. \geq 1.5$				
$F.S. =$	1.59	Cumple	$F.S. = \frac{\Sigma F_r}{\Sigma F_d}$	

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 69. Análisis geotécnico, muro de concreto reforzado, H= 7,50 m. (2).

Análisis de Estabilidad (Capacidad)			
<u>Calculo de Exentricidad</u>			
X ₀ =	2.85	m	$X_0 = \frac{M_y - M_A}{P}$
B/6 =	1.08		$e < \frac{B}{6}$
e =	0.40	Cumple	$e = \frac{B}{2} - X_0$
<u>Calculo de QMin (Talon del Muro)</u>		<u>Calculo de QMax (Punta del Muro)</u>	
$q_{talon} = \frac{\sum Pv}{B} \left[1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right]$		$q_{punta} = \frac{\sum Pv}{B} \left[1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right]$	
Q _{Min} =	119.49	KN/m ²	Q _{Max} = 260.50 KN/m ²
<u>Calculo de Qult</u>			
$q_{ult} = c'_2 * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma_2 * B' * N_y * F_{yd} * F_{yi}$		N _c	22.25
q =	27.00	q = $\gamma_2 D$	N _q 11.85
			N _y 12.54
B' =	5.70	$B' = b - 2 * e$	
F _{qd} =	1.08	$F_{qd} = 1 + 2 * \tan \phi_2 (1 - \text{sen} \phi_2)^2 * \frac{D}{B'}$	
F _{cd} =	1.09	$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c * \text{Tan} \phi_2}$	
F _{yd} =	1.00	$F_{yd} = 1$	
ψ =	17.88	0.32 $\psi = \tan^{-1} \left(\frac{D_a + \cos \alpha}{\sum Pv} \right)$	
F _{ci} =	0.64	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^2}{90} \right)^2$	
F _{yi} =	0.00	$F_{yi} = \left(1 - \frac{\psi^2}{90} \right)^2$	
Q _{ult} =	1123.96	KN/m ²	
F.S. ≥ 3			
F.S. =	4.31	Cumple	$F.S. \text{ Cap Carga} = \frac{q_{ult}}{q_{punta}}$

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 70. Análisis interno, muro de concreto reforzado, $H= 7,50$ m. (1).

Diseño del Vatago por Momento	
$\rho =$	0.012
$\frac{M_u}{\phi b d^2} =$	4.51 Mpa
$e =$	4506 Kpa
$\frac{M_u}{\phi b e} = d$	
$d =$	0.58 m
$d =$	57.82 cm
$d' =$	0.73 m
$d' \text{ (Diseño)} =$	65 cm
$d \text{ (Diseño)} =$	65.0 cm
$\frac{M_u}{\phi b d^2} =$	3.531 Kpa
$\frac{M_u}{\phi b d^2} =$	3.53 Mpa
Corresponde a	
$\rho =$	0.0092

$\rho = 0.18 \cdot \frac{f'c}{f_y}$

Interpolación	
$\rho =$	$\frac{M_u}{\phi b d^2} =$
0.0091	3.51
0.00915	3.53
0.0092	3.55

Parte Superior del Muro	
$A_s = \rho \cdot b \cdot d$	53.78 cm ²

	Combinación de Acero			As total (cm ²)	
	Uni Varillas	#	As		
As	12	8	5.10	61.20 cm ²	
			Suma As	61.20 cm ²	Cumple

Separación Max:

Separación =	0.08 m	12	12
S = @ =	8 cm	@	8.33

Propuesta As	Unidad	# Varillas	Separación	
Superior	12	8	@	7.5 cm 3.0 in

Según Código Sísmico. Razón de esfuerzo 8.6.4

Refuerzo Vertical

Condición

Min	0.0012	$A_s \text{ vertical} =$	0.0094	Cumple
Min	0.0015			

Refuerzo Horizontal

Condición

Min	0.0020	$A_s \text{ Horizontal} =$	17.50 cm ²	Refuerzo en la cara Externa	11.67 cm ²
Min	0.0025			Refuerzo en la cara Interna	5.83 cm ²

 $A_s \text{ Externa} =$ $A_s \text{ Interna} =$

	Combinación de Acero			As total (cm ²)	
	Uni Varillas	#	As		
As Cara Externa	10	4	1.29	12.90 cm ²	Cumple
As Cara Interna	5	4	1.29	6.45 cm ²	Cumple
			Suma As	19.35 cm ²	

Separación	
@	10.0 cm
@	20 cm

Propuesta As	Unidad	# Varillas	Separación	
Exterior	10	4	@	10.0 cm 4.0 in
Interior	5	4	@	20.0 cm 8.0 in

Análisis de cortante en la pared del Muro

$$V_c = \phi * 2 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi V_c = 5.16 \text{ MN}$$

$$\phi V_c = 5153.2 \text{ KN}$$

$$V_u = 1.6 * P_u$$

$$V_u = 773.8 \text{ KN}$$

Solución	Cumple
$V_u \leq \phi V_c$	

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 71. Análisis interno, muro de concreto reforzado, $H= 7,50$ m. (2).

Diseño del Talon del Muro				
Factor Incremental	1.2			
Datos del Talon				
Largo del Talon	5.0 m			
Altura "d"	0.75 m			
Profundidad "b"	1.0 m			
Altura de Relleno	6.75 m			
Opcion 1				
$V_u = (\text{Peso del Suelo} + \text{Peso del Concreto}) * \text{Factor Incremental}$				
$V_u =$	155.3 KN			
$\phi V_c = \phi * 2 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d$				
$\phi V_c =$	535.8 KN			
Solucion				
$V_u \leq \phi V_c$	Cumple			
Calculo de Acero				
$M_{u1} = V_u * \text{Brazo de Palanca}$				
$M_{u1} =$	0.39 MN* m/m			
As min Flexion				
$\frac{M_{u1}}{\phi b d^2} =$	0.947	No Cumple		
	1.346			
Correspondencia $p = 0.0033$				
Calculo de As requerido				
$A_s = p * b * d$				
$A_s =$	22.28 cm ²			
Combinacion de Acero				
	Uni Varillas	#	As	As total (cm ²)
As	8	6	284	22.72 cm ²
			Suma As	22.72 cm ²
				Cumple
Separacion				
@	12.5 cm			
Propuesta As	Unidad	# Varillas	Separacion	
Acero	8	6	@	12.5 cm 5.0 in

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 72. Análisis interno, muro de concreto reforzado, $H= 7,50$ m. (3).

Diseño Punta del Muro												
Factor Incremental	1.2											
Datos de Punta												
Base	0.75 m											
Altura	0.75 m											
Profundidad (Ancha)	1.0 m											
Altura de Relleno	0.8 m											
$V_{u\text{ Punta}} = 1.2$	245.1 KN											
$V_{u\text{ Total}} =$	155.3 KN											
Calculo de Acero												
$M_u = V_u \cdot \text{Brazo de Palanca}$												
$M_u =$	0.09 MN·m/m											
$\frac{M_u}{\phi b d^2} =$	0.2490	As min Flexion No Cumple	Interpolacion $p =$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>$p =$</th> <th>$\frac{M_u}{\phi b d^2} =$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.006</td> <td>2.387</td> </tr> <tr> <td>0.0002</td> <td>0.25</td> </tr> <tr> <td>0.0061</td> <td>2.424</td> </tr> </tbody> </table>		$p =$	$\frac{M_u}{\phi b d^2} =$	0.006	2.387	0.0002	0.25	0.0061	2.424
$p =$	$\frac{M_u}{\phi b d^2} =$											
0.006	2.387											
0.0002	0.25											
0.0061	2.424											
	1.346											
Correspondiente a	$p =$	0.0033										
Calculo de As requerido												
$A_s = p \cdot b \cdot d$	22.28 cm ²											
Combinacion de Acero												
	Uni Varillas	#	As	As total (cm²)								
As	8	6	2.84									
			Suma As	22.72 cm ²								
				Cumple								
Separacion												
@	12.5 cm											
Propuesta As	Unidad	# Varillas	Separacion									
Acero	8	6	@	12.5 cm 5.0 in								

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 73. Especificación técnica MacDrain FP 2L 20.2

MACCAFERRI

ESPECIFICACIÓN TÉCNICA

Rev. 05 ; Fecha 02.2017

MacDrain® FP 2L 20.2
Geocompuesto para drenaje tipo forma perdida



Características técnicas

MacDrain® FP 2L 20.2 es un geocompuesto para drenaje liviano y flexible, cuyo núcleo drenante es formado por una geomanta tridimensional, fabricada con filamentos de polipropileno. El núcleo es termosoldado entre dos geotextiles notejidos en todos los puntos de contacto, siendo un geotextil no tejido filtro agujado y calandrado en poliéster y el otro notejido laminado con film plástico de polipropileno.

Los geotextiles sobresalen 100 mm del núcleo en las extremidades longitudinales del MacDrain® FP 2L 20.2, para garantizar la perfecta continuidad del sistema en las juntas y permitir la ejecución de los traslapes.

Al tener en uno de sus lados un geotextil laminado con film plástico, la solución MacDrain® FP 2L 20.2 es especialmente adecuada para situaciones en las que el geocompuesto estará en contacto directo con el hormigón y morteros en su estado fluido, o sea, inmediatamente después de aplicación, de manera que el geocompuesto actúa como una forma para estos materiales, caso muros de contención, hormigonado de taludes, entre otros.



Capacidad de flujo			
ASTM D4716	Conducción longitudinal		Conducción vertical
	i = 0,01	i = 0,1	i = 1,00
Gradiente hidráulico	(l/s)/m	(l/s)/m	(l/s)/m
Presión			
10 kPa	0,228	1,061	3,849
50 kPa	0,094	0,3	1,302
100 kPa	0,012	0,061	0,303

Propiedades mecánicas del geocompuesto*

Resistencia a la tracción	kN/m	ABNT NBR 10319 ASTM D4595	8
Punzonamiento CBR	kN	ASTM D6241	1,2
Adhesión geotextil e núcleo	kgf	ASTM D7005	20

Propiedades hidráulicas del geotextil agujado calandrado

Apertura aparente (O ₉₀)	mm	ASTM D4751	0,16
Permitividad*	s ⁻¹	ASTM D4491	3
Permeabilidad*	cm/s	ASTM D4491	0,3

Características físicas del geocompuesto

Espesor	mm	ABNT NBR 12569 ASTM D 5199	11
---------	----	-------------------------------	----

Presentación del rollo⁽¹⁾

	m	1	1	2
Ancho				
Largo		10	30	30
Diámetro promedio		0,43	0,68	0,68
Peso	kg	7,4	22,2	44,4

⁽¹⁾ Otras dimensiones pueden ser producidas mediante consulta y solicitud previa.

* Valores mínimos encontrados en ensayos realizados en laboratorios.

Los demás valores listados anteriormente corresponden a una media de resultados encontrados en ensayos realizados en laboratorios.

MACCAFERRI
AMERICA LATINA

Maccaferri se reserva el derecho de revisar estas especificaciones en cualquier momento, de acuerdo con las características de los productos fabricados.

www.maccaferri.com/br

Sistema de Gestión de Calidad
Certificado de Conformidad con la Norma ISO 9001

Ilustración 74. Especificación técnica, Gavión Caja-Galmac 4R-P

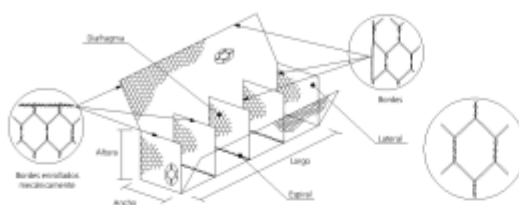
MACCAFERRI

ESPECIFICACIÓN TÉCNICA

Rev. 02; Fecha 12.2016

GAVIÓN CAJA - GALMAC® 4R-P

EN MALLA HEXAGONAL DE DOBLE TORSIÓN CON REVESTIMIENTO GALMAC® 4R Y POLÍMERO



Los Gaviónes Caja Galmac® 4R-P Maccaferri son elementos prismáticos rectangulares, confeccionados con malla hexagonal de doble torsión, producida con alambres de acero de bajo contenido de carbono, con aleación Galmac® 4R y adicionalmente revestidos con polímero especialmente desarrollado para obras de ingeniería.

La aleación Galmac® 4R Maccaferri y el polímero desarrollado, aseguran una mayor adherencia al núcleo de acero, hecho que es esencial para una efectiva protección contra la corrosión, asegurando mayor durabilidad, incluso en las condiciones más severas de aplicación.

Los gaviónes se subdividen en celdas mediante diafragmas, que son elementos de refuerzo, aumentando así la rigidez de las estructuras construidas. Los bordes de los paneles de malla, que forman los gaviónes, están constituidos por alambres de diámetro superior a aquellos que forman la malla hexagonal, fortaleciendo las estructuras y facilitando su montaje e instalación.

Propiedades mecánicas y físicas		Normas de referencia	
Resistencia a la tracción de la malla ⁽¹⁾	kN/m	50	EN 10223-3
Resistencia de la conexión en los bordes ⁽²⁾	kN/m	34	EN 10223-3
Tensión de rotura de los alambres ⁽³⁾	MPa	350 a 500 - Clase A	NBR 8964 / ASTM A641 / NB 709
Elongación en la rotura de los alambres ⁽³⁾	%	8 - Clase A	NBR 8964 / ASTM A641 / NB 709
Tipo de malla		8x10	NBR 10514 / EN 10223-3
Diámetro de los alambres de la malla	mm	2,7	NBR 10514 / EN 10223-3
Diámetro de los alambres de borde	mm	3,4	NBR 10514 / EN 10223-3

Propiedades de durabilidad		Normas de referencia	
Revestimiento metálico		Zn90Al10-MM	NBR 8964 / EN 10223-3
Cantidad de revestimiento metálico ⁽⁴⁾		245 g/m ²	NBR 8964 / EN 10223-3
Adherencia del revestimiento metálico ⁽⁵⁾		De acuerdo con la definición de las normas vigentes	NBR 8964 / ASTM A641 (Item 10)
Resistencia a la corrosión y envejecimiento (ensayo Kesternich)		Menos de 5% de oxidación del acero después de 56 ciclos	EN ISO 6988 (0,2 dm ³ SO ₂ para 2 dm ³ agua)
Resistencia a la niebla salina		Menos de 5% de oxidación del acero después de 2000 horas de ensayos	EN ISO 9227

Propiedades geométricas de los Gaviónes Caja ⁽⁶⁾						
Largo de las cajas	m	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
Ancho de las cajas	m	1,0				
Altura de las cajas	m	0,5	1,0			
Tolerancia en la longitud	%	+/- 3				
Tolerancia en el ancho y altura	%	+/- 5				

Propiedades del revestimiento polimérico ⁽⁶⁾		
Espesor mínimo	mm	0,40
Densidad	kg/dm ³	1,30 a 1,35
Dureza	shore D	50 a 60
Resistencia a la tracción	MPa	20,6
Módulo de Elasticidad	MPa	18,6
Temperatura de fragilidad	°C	-9
Resistencia a la Abrasión	% de pérdida	< 12

Características del Gavión Caja Maccaferri / Amarre y atrantamiento

El lado inferior de los paneles laterales debe ser fijado al paño de base, durante la producción, a través de enrollamiento mecánico de las puntas libres, de los paneles, alrededor del alambre de borde.

El lado inferior de los diafragmas debe ser costurado al paño de base, durante la fabricación, con una espiral de alambre de diámetro 2,2 mm.

Para las operaciones de montaje (amarre y atrantamiento) de los gaviónes, se requieren dispositivos continuos de conexión, estos dispositivos son metálicos, y se producen con el mismo tipo de acero utilizado para la fabricación de las mallas de los gaviónes, asegurando que la estructura presente características monolíticas y de misma resistencia, durabilidad y rendimiento.

⁽¹⁾ Sentido paralelo a las torsiones.

⁽²⁾ Valores obtenidos en nuestros laboratorios, en pruebas similares a las utilizadas para obtener la resistencia de la malla (Ítem 9.3 de la norma EN 10223-3).

⁽³⁾ Ensayos realizados a cada 3 toneladas de material producido.

⁽⁴⁾ Otras medidas disponibles mediante consulta y solicitud previa.

⁽⁵⁾ Todos los valores en acuerdo con la norma: NBR 8964.

MACCAFERRI
AMERICA LATINA

Maccaferri se reserva el derecho de revisar estas especificaciones en cualquier momento, de acuerdo con las características de los productos fabricados.

www.maccaferri.com/br

Sistema de Gestión de Calidad ISO
Certificado de Conformidad con la
Norma ISO 9001

Ilustración 75. Especificación técnica Geomalla PARAGRID 150/05

MACCAFERRI

ESPECIFICACIÓN TÉCNICA

E-8.2.2-546 - rev. 00 ; Fecha 26.03.2019

PARAGRID™ 150/05
GEOMALLAS CON NÚCLEO DE POLIÉSTER DE ALTA TENACIDAD

Características técnicas

Las geomallas Paragrid™ son estructuras planas biaxiales formadas a partir de geotiras para refuerzo. Las geotiras presentan núcleo de hilos de poliéster de alta tenacidad (refuerzo) envueltos por un revestimiento de polietileno (protección). El geocompuesto formado, tiene certificación CE, para aplicaciones de refuerzo, es aprobado por el British Board of Agrément (BBA) y cumple con lo que está designado en la BS 8006.



Propiedades mecánicas		150/05
UTS - Longitudinal*	kN/m	160
Tolerancia*	kN/m	-10
Resistencia a la tracción de la geotira - (longitud.)	kN	11,25
UTS - Transversal*	kN/m	6
Tolerancia*	kN/m	-1
Deformación nominal a T_{25} (longitud. y transv.)	%	9

Propiedades físicas		150/05
Polímero del elemento de refuerzo de la geotira		Poliéster
Polímero de revestimiento de la geotira		Polietileno
Espesor	mm	1,4
Ancho de la geotira (longitudinal)	mm	33
Tamaño de la malla	mm	426x42
Longitud del rollo	m	50
Ancho del rollo	m	3,9
Diámetro del rollo	m	0,36
Peso del rollo	kg	131

* Ensayos de caracterización de acuerdo con la EN ISO 10319:2008. Los valores especificados son valores medios de la resistencia última y valores de tolerancia corresponden al 95% de nivel de confianza, para establecer la característica de resistencia a la tracción a corto plazo (T_{25}), de acuerdo con la EN 13251:2001.

NOTA: Productos especiales pueden ser fabricados bajo pedido para proyectos específicos.

Para la optimización y proceso de mejora de las características técnicas de los productos, el fabricante se reserva el derecho de modificar el estándar y características del producto sin previo aviso. Las informaciones contenidas en este documento se basa en las más recientes informaciones disponibles, pero ya que las circunstancias y condiciones que se pueden utilizar están fuera de nuestro control, no aceptamos ninguna responsabilidad por pérdida o daño que surja directa o indirectamente del uso de dicha información, ni ofrecer ninguna garantía ni inmunidad contra la violación de patentes.

Paragrid™ es una marca registrada de la Linear Composite Ltda, miembro del Grupo Maccaferri.

MACCAFERRI
AMERICA LATINA

Maccaferri se reserva el derecho de revisar estas especificaciones en cualquier momento, de acuerdo con las características de los productos fabricados.
www.maccaferri.com/br


Sistema de Gestión de Calidad
Certificado de Conformidad con la
Norma ISO 9001 **2001**

Ilustración 76. Especificación técnica, MacPipe (drenaflex)

MACCAFERRI

ESPECIFICACIÓN TÉCNICA
Rev. 02 ; Fecha 10.2016

MacPipe®
Tubo Perforado en HDPE



Características Técnicas

MacPipe® es un tubo perforado, con alta capacidad de drenaje, flexible, producido en HDPE (Polietileno de alta densidad), para la captura y conducción de aguas del suelo drenado.

Propiedades físicas		100	160
Diámetro nominal	mm	100	160
Diámetro externo	mm	100 (±1)	160 (±1)
Diámetro interno	mm	85 (±1)	137 (±1)
Área abierta perforada	cm²/m	80,3 (±10)	156 (±10)
Clase de rigidez	Pa	6000	6000
Coefficiente de rugosidad Manning (n)	-	0,016	0,016

Propiedades hidráulicas		100	160
Caudal de escoamento con inclinación de 0,1%	l/s	0,79	3,81
Caudal de escoamento con inclinación de 0,5%	l/s	1,84	8,26
Caudal de escoamento con inclinación de 1%	l/s	2,58	11,6
Velocidad media con inclinación de 0,1%	m/s	0,16	0,22
Velocidad media con inclinación de 0,5%	m/s	0,34	0,5
Velocidad media con inclinación de 1%	m/s	0,48	0,7

Presentación del rollo		100	160
Longitud	m	50	50
Cubicación	m³	0,7	2,3
Peso	kg	16,5 (±0,5)	42,5 (±1)

MACCAFERRI
AMERICA LATINA

Maccaferri se reserva el derecho de revisar estas especificaciones en cualquier momento, de acuerdo con las características de los productos fabricados.

www.maccaferri.com/br

Sistema de Gestión de Calidad ISO
Certificado de Conformidad con la
Norma ISO 9001 **9001**

Ilustración 77. Especificación técnica, MACTEX N.1 (geotextil)

MACCAFERRI		ESPECIFICACIÓN TÉCNICA															
		MACTEX® N.1															
		GEOTEXTIL NOTEJIDO EN POLIPROPILENO															
Características técnicas																	
MacTex® N.1 es un geotextil agujado producido con hilos de polipropileno.																	
MacTex®		N 26.1		N 30.1		N 40.1		N 47.1		N 50.1		N 70.1		N 80.1		PN 100.1	
Color		Negro															
Propiedades físicas		N 26.1		N 30.1		N 40.1		N 47.1		N 50.1		N 70.1		N 80.1		PN 100.1	
Estabilidad UV, 500h		%/hrs	ASTM D4355	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500
Propiedades mecánicas		N 26.1		N 30.1		N 40.1		N 47.1		N 50.1		N 70.1		N 80.1		PN 100.1	
Resistencia a la tracción GRAB		N	ASTM D4632	400	553	711	800	911	1112	1334	1690						
Elongación GRAB		%	ASTM D4632	50	50	50	50	50	50	50	50						
Resistencia al punzonamiento CBR		kN	ASTM D6241	1,22	1,51	1,82	2,11	2,37	3,11	3,78	4,8						
Resistencia al desgarre trapezoidal		N	ASTM D4533	160	222	267	333	378	444	511	644						
Punto de fusión		°C	-	150	-	-	-	-	-	-	-						
Retención asfáltica		l/m²	-	1,1	-	-	-	-	-	-	-						
Propiedades hidráulicas ⁽¹⁾		N 26.1		N 30.1		N 40.1		N 47.1		N 50.1		N 70.1		N 80.1		PN 100.1	
Permitividad		s ⁻¹	ASTM D4491	-	1,7	1,5	1,4	1,4	1,2	1	0,7						
Tamaño de la abertura aparente (AOS) ⁽²⁾		mm	ASTM D4751	-	0,21	0,21	0,21	0,18	0,15	0,15	0,15						
Flujo de agua		l/min/m²	ASTM D4491	-	5500	4480	4278	3870	3251	3055	2035						
Presentación del rollo		N 26.1		N 30.1		N 40.1		N 47.1		N 50.1		N 70.1		N 80.1		PN 100.1	
Largo		m		3,8	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8						
Ancho		m		110	110	110	110	110	110	110	110						
⁽¹⁾ La falta de cuidado en la manipulación, almacenamiento y transporte, pueden cambiar algunos de estos resultados. ⁽²⁾ Maximum Average Roll Value (MaxARV).																	
Los demás valores de la especificación son Minimum Average Roll Values (MARV), es decir, es calculado como la media menos dos desviaciones estándar. Estadísticamente, produce aproximadamente 97,5% de grado de confianza de que las muestras tomadas de las pruebas de garantía de calidad cumplirán o superarán los valores descritos anteriormente.																	
MACCAFERRI		Maccaferri se reserva el derecho de revisar estas especificaciones en cualquier momento, de acuerdo con las características de los productos fabricados.															
AMERICA LATINA		Sistema de Gestión de Calidad ISO 9001 Certificado de Conformidad con la Norma ISO 9001															
		www.maccaferri.com/br															

Ilustración 78. Especificación técnica, Bloques Keystone PC



Bloque Keystone Compac Bloque Keystone Estándar

Componentes del sistema			
	Bloque Compac		Bloque estándar
	Tapas Keystone		Pernos de fibra de vidrio

Materiales para su instalación



Geomalla de refuerzo

Bloque Keystone PC

Material de relleno Lastre fino - Piedra

Especificaciones técnicas

Bloques

Tipo de bloque	Dimensiones nominales ancho x alto x largo (cm)	Dimensiones reales ancho x alto x largo (cm)	Peso seco (kg)
Bloque estándar	45,7 x 20,3 x 45,7	45,7 x 20,3 x 45,7	50
Bloque Compac	30,5 x 20,3 x 45,7	30,5 x 20,3 x 45,7	34
Bloque tapa	26,7 x 10,2 x 45,7	26,7 x 10,2 x 45,7	22

Colores disponibles básicos: Gris, Amarillo, Terracota (contra pedido)

Pernos de fibra de vidrio

Todos los tipos de unidad utilizan pernos de 12,7 mm x 132 mm fabricados con fibra de vidrio de alta resistencia.

- Resistencia cortante Mínimo 448 kg/cm²
- Resistencia a la flexión Mínimo 8973 kg/cm²
- Tolerancia +/- 1 mm (1/32")

Materias primas

Las materias primas cumplen con las siguientes normas:

- Cemento:** El cemento está conforme a la especificación Reglamento Técnico de Cementos de Costa Rica RTCR 383:2004
- Agregados:** Los agregados están conforme a la especificación INTE 06-01-02.

Sistema de retención Keystone PC

Ficha técnica

Descripción

El sistema Keystone PC está diseñado para contener y resistir taludes, desde alturas de 0,80 m sin el uso de mallas geosintéticas y hasta alturas mayores a los 10 m con el uso de geomallas u otras soluciones estructurales especiales.

El resultado final es una eficiente y elegante solución estructural, fácil de construir, y con una atractiva apariencia que crea espacios exteriores aún más bellos, con sus elegantes curvas, líneas clásicas, diseños geométricos, sombras, texturas y colores. Por lo tanto, los muros de contención Keystone PC son la opción ideal para arquitectos, ingenieros y contratistas.

Instalar un muro de contención con Keystone PC es rápido y fácil, además de los beneficios económicos y las ventajas que pueden obtener. Se protege el ambiente, ya que no se utilizan materiales corrosivos. Adicional a todo esto, el sistema proporciona un acabado en piedra natural, con la durabilidad del concreto y fácil instalación.

Usos

Se puede usar entre otros en muros de contención de:

- Zonas industriales
- Proyectos viales
- Zonas comerciales
- Residenciales
- Ornamentos en jardinería

Propiedades del producto

- Resistencia a la compresión: 210 kg/cm² mínima
- Porcentaje de absorción: 8% máx. (concreto de peso estándar)
- Composición: materias primas de alta calidad

Ventajas

- Durable: Bloques de concreto de alta durabilidad y baja absorción. Material no corrosivo.
- Estético: Múltiples opciones de colores. Caras angulares con texturas escarpadas.
- Flexibilidad en el diseño: Curvas y otras formas. Diferentes aplicaciones.
- Fácil de instalar: Colocado a mano, en tesón y soga y sin mortero de pega. Sistema de pines de fibra de vidrio patentado.
- Bajo costo: Ahorros de tiempo del 25% vs. otros sistemas. No requiere formaleta, acero de refuerzo, ni equipo pesado para su instalación.

Muros simples y complejos

Para aplicaciones simples, es decir, donde no se necesita refuerzo con malla, los muros de contención Keystone PC son eficaces hasta las siguientes alturas:

- Unidad Estándar 0,8 m
- Unidad Compac 0,6 m

Para muros complejos o de mayor altura, es necesario combinar unidades de Keystone PC con refuerzo de terraplén para obtener un mayor refuerzo. Esta combinación le permite construir muros arriba de 10 m de altura. Las estructuras complejas incluyen uno o más de los siguientes elementos:

- Terraplén con pendiente
- Sobrecarga
- Alto nivel freático
- Muros escalonados (terrazas)
- Muro construido sobre pendiente
- Baja resistencia del terreno al esfuerzo cortante (menos de 25 grados de ángulo de fricción)

Estas estructuras requieren de la participación de un profesional en ingeniería civil para su diseño.

Para mayor información, consulte nuestro Manual Técnico PC.

Ilustración 79. Análisis de estabilidad pseudoestático, muro de gavión, $H= 3,50$ m (1).

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

www.maccferri.com

10/12/2021 pag. 1 / 3

● Informaciones del Proyecto

Título	TFG_Muro de Gavión H= 3,5 m	Cliente	Descripción	Análisis de estabilidad del muro de gavión, H= 3,5 m; contemplando un escenario sísmico.
Número		Diseñador	Fernando Jose Zuñiga Bustamante	
Comentarios				

● Datos Iniciales

Datos sobre el muro

Inclinación del muro	6.00
Peso esp. de las piedras [kN/m ³]	24.20
Porosidad de los gaviones [%]	30.00
Geotextil en el terraplén	Si
Reducción en la fricción [%]	5.00
Geotextil en la base	No
Reducción en la fricción [%]	0.00

Datos sobre el suelo del terraplén

Inclinación del primer trazo [*]	34.00
Largo del primer trazo [m]	2.50
Inclinación del segundo trazo [*]	0.00
Peso específico del suelo [kN/m ³]	16.50
Ángulo de fricción del suelo [*]	34.00
Cohesión del suelo [kN/m ²]	0.00

Layer	Altura inicial [m]	Inclinación deg	Peso específico [kN/m ³]	Cohesión [kN/m ²]	Ángulo fricción [deg]
1	0.00	60.00	20.00	5.00	30.00

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación [m]	1.50
Largo horiz. en la fundación [m]	2.00
Inclinación de la fundación [*]	0.00
Peso específico del suelo [kN/m ³]	17.90
Ángulo de fricción del suelo [*]	26.00
Cohesión del suelo [kN/m ²]	58.00
Presión aceptable en la fundación [kN/m ²]	
Nivel del agua [m]	

Camada	Profundidad [m]	Peso específico [kN/m ³]	Cohesión [kN/m ²]	Ángulo fricción [deg]

Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén

Primer trazo [kN/m ²]	q1	
Segundo trazo [kN/m ²]	q2	15.00

Cargas distribuidas sobre el muro

Carga [kN/m ²]	
----------------------------	--

Línea de carga sobre el terraplén

Carga 1 [kN/m]	
----------------	--

Dist. al tope del muro [m]	
----------------------------	--

Carga 2 [kN/m]	
----------------	--

Dist. al tope del muro [m]	
----------------------------	--

Carga 3 [kN/m]	
----------------	--

Dist. al tope del muro [m]	
----------------------------	--

Línea de carga sobre el muro

Carga [kN/m]	
--------------	--

Dist. al tope del muro [m]	0.00
----------------------------	------

Datos sobre la napa freática

Altura inicial [m]	0.00
--------------------	------

Inclinación del primer trazo [*]	0.00
----------------------------------	------

Largo del primer trazo [m]	0.00
----------------------------	------

Inclinación del segundo trazo [*]	0.00
-----------------------------------	------

Largo del segundo trazo [m]	0.00
-----------------------------	------

Datos sobre efectos sísmicos

Coefficiente Horizontal	0.15
-------------------------	------

Coefficiente Vertical	0.05
-----------------------	------

Producto

Ambiente	Low Aggressive
----------	----------------

Mesh	GSC 0.5	GSC 1.0
Gabion POLIMAC™ 80/410	978	489
+DIAPHRAGM		880
STRONG FACE POLIMAC™ 80/410/489	1008	504
+DIAPHRAGM		907

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: CENTRAL AMERICA, PARAGUAY, URUGUAY, COLOMBIA

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 80. Análisis de estabilidad pseudoestático, muro de gabión, $H= 3,50$ m (2).

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

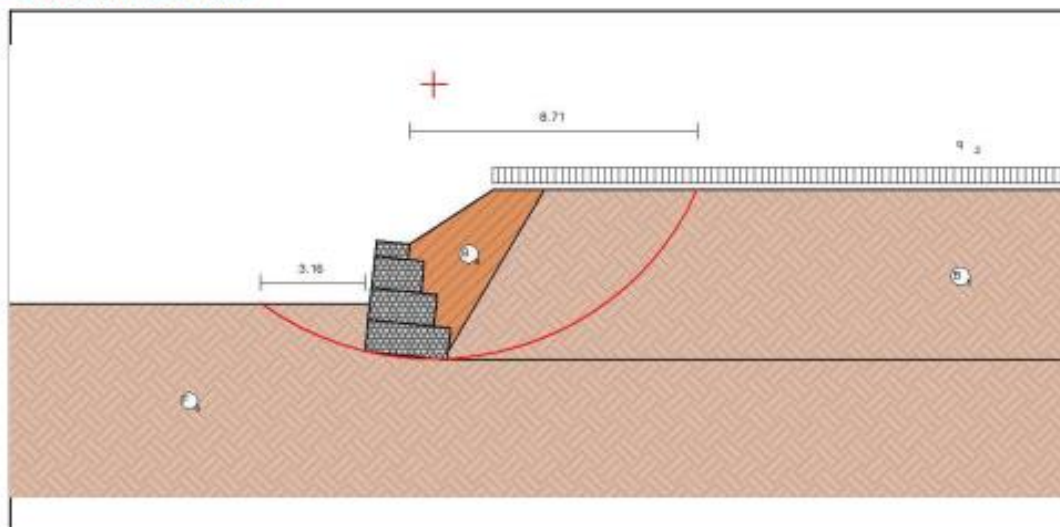
www.maccaferri.com

10/12/2021 pag. 2 / 3

Resultados

ELU Estado Límite Último

Geometría del Muro



Resultados de los Análisis de Estabilidad

Empuje Activo y Pasivo

Empuje Activo [kN/m]	134.60
Punto de aplicación con ref. al eje X [m]	1.84
Punto de aplicación con ref. al eje Y [m]	1.83
Dirección del empuje con ref. al eje X [°]	49.50
Empuje Pasivo [kN/m]	330.03
Punto de aplicación con ref. al eje X [m]	0.07
Punto de aplicación con ref. al eje Y [m]	0.71
Dirección del empuje con ref. al eje X [°]	0.00

Deslizamiento

Fuerza normal en la base [kN/m]	176.00
Punto de aplicación con ref. al eje X [m]	1.42
Punto de aplicación con ref. al eje Y [m]	-0.15
Fuerza actuante tangencial [kN/m]	90.95
Fuerza resistente tangencial [kN/m]	530.52
Deslizamiento	5.83

Vuelco

Momento Activo [kN/m x m]	63.74
Momento Resistente [kN/m x m]	475.73
Vuelco	7.46

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	-0.17
Tensión normal a la izquierda [kN/m ²]	57.42
Tensión normal a la derecha [kN/m ²]	138.58
Tensión última de la fundación [kN/m ²]	2016.87
Tension de la Base izq.	35.13
Tension de la Base der.	14.55

Estabilidad Global | Bishop

Centro del arco con referencia al eje X [m]	2.08
Centro del arco con referencia al eje Y [m]	8.37
Global	2.84

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: CENTRAL AMERICA, PARAGUAY, URUGUAY, COLOMBIA

Ilustración 81. Análisis de estabilidad pseudoestático, muro de gabión, $H= 3,50$ m (3).

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

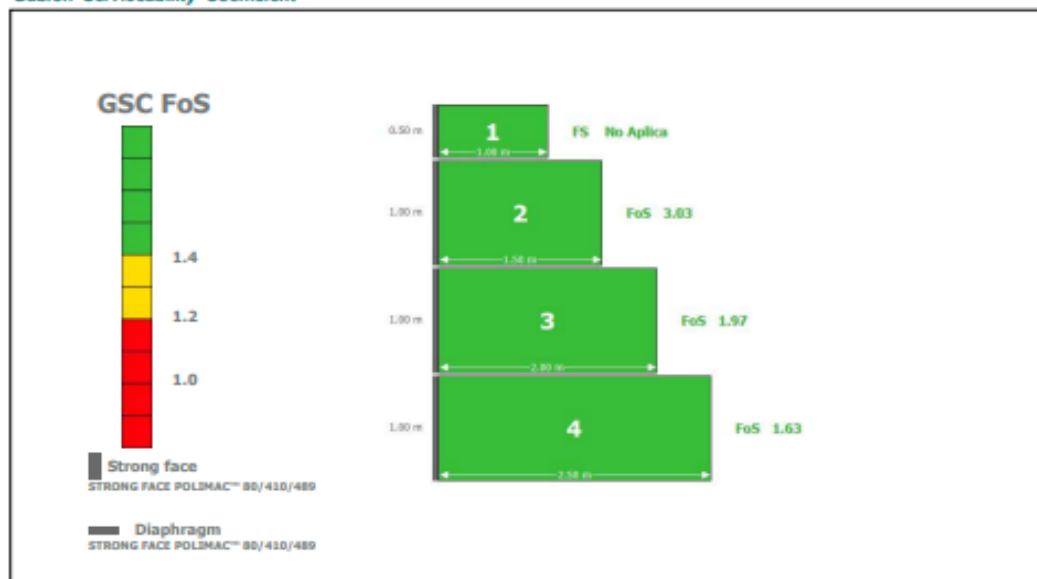
MACCAFERRI
www.maccferri.com

10/12/2021 pag. 3 / 3

Resultados

ELS Estado Límite de Servicio

Gabion Serviceability Coefficient



ELU Estado Límite Último

Externa

FS para Vuolco

FoS 7.46

FS para Deslizamiento

FoS 5.83

FS - Tension de la Base Izq.

FoS 35.13

FS - Tension de la Base der.

FoS 14.55

Global

FS Global

FoS 2.84

Interna

Camada	H [m]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kN/m x m]	τ_{Max} [kN/m]	τ_{All} [kN/m ²]	τ FoS	σ_{Max} [kN/m ²]	σ_{All} [kN/m ²]	σ FoS
1	0.50	11.01	4.91	3.92	4.91	41.41	8.43	15.47	552.79	35.73
2	1.54	57.97	23.81	33.60	15.88	58.16	3.66	50.00	552.79	11.06
3	2.59	126.19	49.91	91.91	24.95	82.61	3.31	86.63	552.79	6.38

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: CENTRAL AMERICA, PARAGUAY, URUGUAY, COLOMBIA

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 82. Análisis de estabilidad pseudoestático, muro de gavión, $H= 5,00$ m (1).

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

www.maccferri.com

10/12/2021 pag. 1 / 3

● Informaciones del Proyecto

Título	TFG_Muro de Gavión H= 5 m	Cliente		Descripción	Análisis de estabilidad del muro de gavión, H= 5,0 m;
Número		Diseñador	Fernando Jose Zuñiga Bustamante		contemplando un escenario sísmico.
Comentarios					

● Datos Iniciales

Datos sobre el muro

Inclinación del muro	6.00
Peso esp. de las piedras [kN/m ³]	24.20
Porosidad de los gaviones [%]	30.00
Geotextil en el terraplén	Si
Reducción en la fricción [%]	5.00
Geotextil en la base	No
Reducción en la fricción [%]	0.00

Datos sobre el suelo del terraplén

Inclinación del primer trecho (°)	34.00
Largo del primer trecho (m)	2.50
Inclinación del segundo trecho (°)	0.00
Peso específico del suelo [kN/m ³]	16.50
Ángulo de fricción del suelo (°)	34.00
Cohesión del suelo [kN/m ²]	0.00

Layer	Altura inicial [m]	Inclinación deg	Peso específico [kN/m ³]	Cohesión [kN/m ²]	Ángulo fricción [deg]
1	0.00	60.00	20.00	5.00	30.00

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación (m)	1.50
Largo horiz. en la fundación (m)	2.00
Inclinación de la de fundación (°)	0.00
Peso específico del suelo [kN/m ³]	17.90
Ángulo de fricción del suelo (°)	26.00
Cohesión del suelo [kN/m ²]	58.00
Presión aceptable en la fundación [kN/m ²]	
Nivel del agua (m)	

Camada	Profundidad [m]	Peso específico [kN/m ³]	Cohesión [kN/m ²]	Ángulo fricción [deg]

Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén

Primer trecho [kN/m ²]	q1	
Segundo trecho [kN/m ²]	q2	15.00

Cargas distribuidas sobre el muro

Carga [kN/m ²]	
----------------------------	--

Línea de carga sobre el terraplén

Carga 1 [kN/m]	
----------------	--

Dist. al tope del muro (m)	
----------------------------	--

Carga 2 [kN/m]	
----------------	--

Dist. al tope del muro (m)	
----------------------------	--

Carga 3 [kN/m]	
----------------	--

Dist. al tope del muro (m)	
----------------------------	--

Línea de carga sobre el muro

Carga [kN/m]	
--------------	--

Dist. al tope del muro (m)	0.00
----------------------------	------

Datos sobre la napa freática

Altura inicial [m]	0.00
--------------------	------

Inclinación del primer trecho (°)	0.00
-----------------------------------	------

Largo del primer trecho (m)	0.00
-----------------------------	------

Inclinación del segundo trecho (°)	0.00
------------------------------------	------

Largo del segundo trecho (m)	0.00
------------------------------	------

Datos sobre efectos sísmicos

Coefficiente Horizontal	0.15
-------------------------	------

Coefficiente Vertical	0.05
-----------------------	------

Producto

Ambiente	Low Aggressive
----------	----------------

Mesh	GSC 0.5	GSC 1.0
Gabion POLIMAC™ 80/410	978	489
+DIAPHRAGM		880
STRONG FACE POLIMAC™ 80/410/489	1008	504
+DIAPHRAGM		907

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: CENTRAL AMERICA, PARAGUAY, URUGUAY, COLOMBIA

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 83. Análisis de estabilidad pseudoestático, muro de gavión, $H= 5,00$ m (2).

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

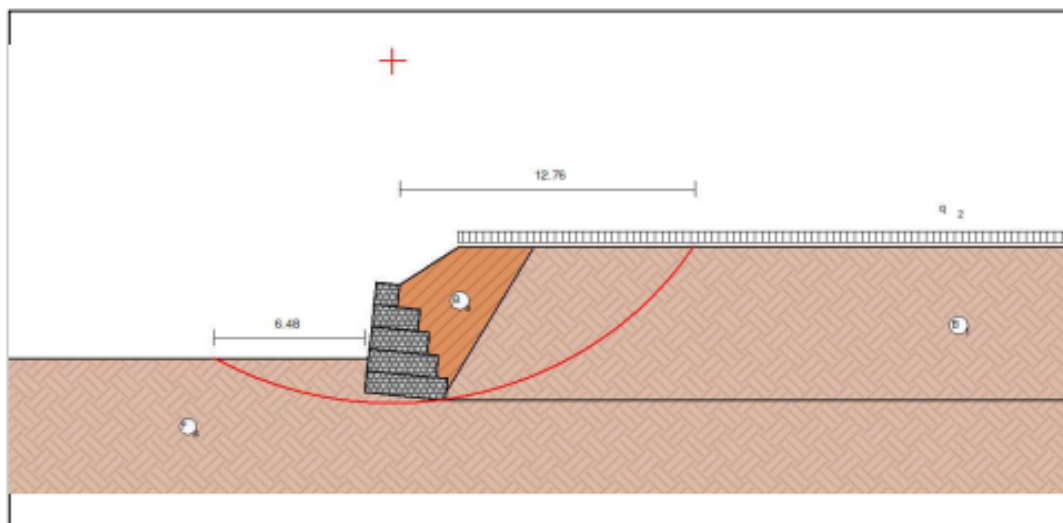
www.maccferri.com

10/12/2021 pag. 2 / 3

● Resultados

ELU Estado Límite Último

Geometría del Muro



Resultados de los Análisis de Estabilidad

Empuje Activo y Pasivo

Empuje Activo [kN/m]	281.31
Punto de aplicación con ref. al eje X [m]	2.40
Punto de aplicación con ref. al eje Y [m]	2.52
Dirección del empuje con ref. al eje X [°]	52.87
Empuje Pasivo [kN/m]	330.03
Punto de aplicación con ref. al eje X [m]	0.07
Punto de aplicación con ref. al eje Y [m]	0.71
Dirección del empuje con ref. al eje X [°]	0.00

Deslizamiento

Fuerza normal en la base [kN/m]	389.19
Punto de aplicación con ref. al eje X [m]	1.21
Punto de aplicación con ref. al eje Y [m]	-0.13
Fuerza actuante tangencial [kN/m]	172.46
Fuerza resistente tangencial [kN/m]	672.12
Deslizamiento	3.90

Vuelco

Momento Activo [kN/m x m]	196.09
Momento Resistente [kN/m x m]	900.81
Vuelco	4.59

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	0.54
Tensión normal a la izquierda [kN/m ²]	252.37
Tensión normal a la derecha [kN/m ²]	9.45
Tensión última de la fundación [kN/m ²]	1978.22
Tensión de la Base Izq.	7.84
Tensión de la Base der.	209.30

Estabilidad Global | Bishop

Centro del arco con referencia al eje X [m]	1.23
Centro del arco con referencia al eje Y [m]	14.98
Global	2.52

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: CENTRAL AMERICA, PARAGUAY, URUGUAY, COLOMBIA

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 84.. Análisis de estabilidad pseudoestático, muro de gabión, $H= 5,00\text{ m}$ (3).

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

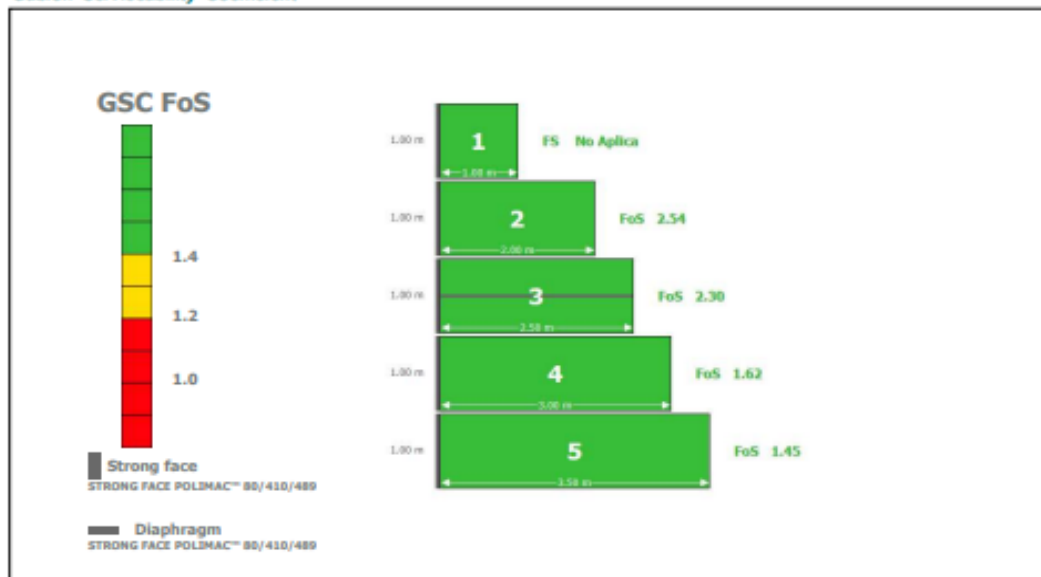
www.maccferri.com

10/12/2021 pag. 3 / 3

Resultados

ELS Estado Límite de Servicio

Gabion Serviceability Coefficient



ELU Estado Límite Último

Externa

FS para Vueltos

FoS 4.59

FS para Deslizamiento

FoS 3.90

FS - Tension de la Base izq.

FoS 7.84

FS - Tension de la Base der.

FoS 209.30

Global

FS Global

FoS 2.52

Interna

Camada	H [m]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kN/m x m]	T_{Max} [kN/m]	T_{All} [kN/m ²]	τ FoS	σ_{Max} [kN/m ²]	σ_{All} [kN/m ²]	σ FoS
1	0.99	22.74	10.98	8.23	10.98	42.26	3.85	31.43	552.79	17.99
2	2.09	108.85	38.45	85.83	19.22	73.94	3.85	69.02	552.79	8.01
3	3.14	194.30	69.59	165.09	27.83	97.24	3.49	114.34	552.79	4.83
4	4.19	303.96	110.80	284.77	36.93	120.84	3.27	162.22	552.79	3.41

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: CENTRAL AMERICA, PARAGUAY, URUGUAY, COLOMBIA

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 85. Análisis de estabilidad pseudoestático, muro de gavión, $H= 7,50$ m (1).

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

www.maccaferri.com

10/12/2021 pag. 1 / 3

● Informaciones del Proyecto

Título	TFG_Muro de Gavión H= 7,50 m	Ciente		Descripción	Análisis de estabilidad del muro de gavión, H= 7,50 m; contemplando un escenario sísmico.
Número		Diseñador	Fernando Jose Zuñiga Bustamante		
Comentarios					

● Datos Iniciales

Datos sobre el muro

Inclinación del muro	6.00
Peso esp. de las piedras [kN/m ³]	24.20
Porosidad de los gaviones [%]	30.00
Geotextil en el terraplén	Si
Reducción en la fricción [%]	5.00
Geotextil en la base	No
Reducción en la fricción [%]	0.00

Datos sobre el suelo del terraplén

Inclinación del primer trazo [°]	34.00
Largo del primer trazo [m]	2.50
Inclinación del segundo trazo [°]	0.00
Peso específico del suelo [kN/m ³]	16.50
Ángulo de fricción del suelo [°]	34.00
Cohesión del suelo [kN/m ²]	0.00

Layer	Altura inicial [m]	Inclinación deg	Peso específico [kN/m ³]	Cohesión [kN/m ²]	Ángulo fricción [deg]
1	0.00	60.00	20.00	5.00	30.00

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación [m]	1.50
Largo horiz. en la fundación [m]	2.00
Inclinación de la de fundación [°]	0.00
Peso específico del suelo [kN/m ³]	17.90
Ángulo de fricción del suelo [°]	26.00
Cohesión del suelo [kN/m ²]	58.00
Presión aceptable en la fundación [kN/m ²]	
Nivel del agua [m]	

Camada	Profundidad [m]	Peso específico [kN/m ³]	Cohesión [kN/m ²]	Ángulo fricción [deg]

Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén

Primer trazo [kN/m ²]	q1	
Segundo trazo [kN/m ²]	q2	15.00

Cargas distribuidas sobre el muro

Carga [kN/m ²]	
----------------------------	--

Línea de carga sobre el terraplén

Carga 1 [kN/m]	
Dist. al tope del muro [m]	
Carga 2 [kN/m]	
Dist. al tope del muro [m]	
Carga 3 [kN/m]	
Dist. al tope del muro [m]	

Línea de carga sobre el muro

Carga [kN/m]	
Dist. al tope del muro [m]	0.00

Datos sobre la napa freática

Altura inicial [m]	0.00
Inclinación del primer trazo [°]	0.00
Largo del primer trazo [m]	0.00
Inclinación del segundo trazo [°]	0.00
Largo del segundo trazo [m]	0.00

Datos sobre efectos sísmicos

Coefficiente Horizontal	0.15
Coefficiente Vertical	0.05

Producto

Ambiente	Low Aggressive
----------	----------------

Mesh	GSC 0.5	GSC 1.0
Gabion POLIMAC™ 80/410	978	489
+DIAPHRAGM		880
STRONG FACE POLIMAC™ 80/410/489	1008	504
+DIAPHRAGM		907

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: CENTRAL AMERICA, PARAGUAY, URUGUAY, COLOMBIA

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 86. Análisis de estabilidad pseudoestático, muro de gabión, $H= 7,50$ m (2).

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

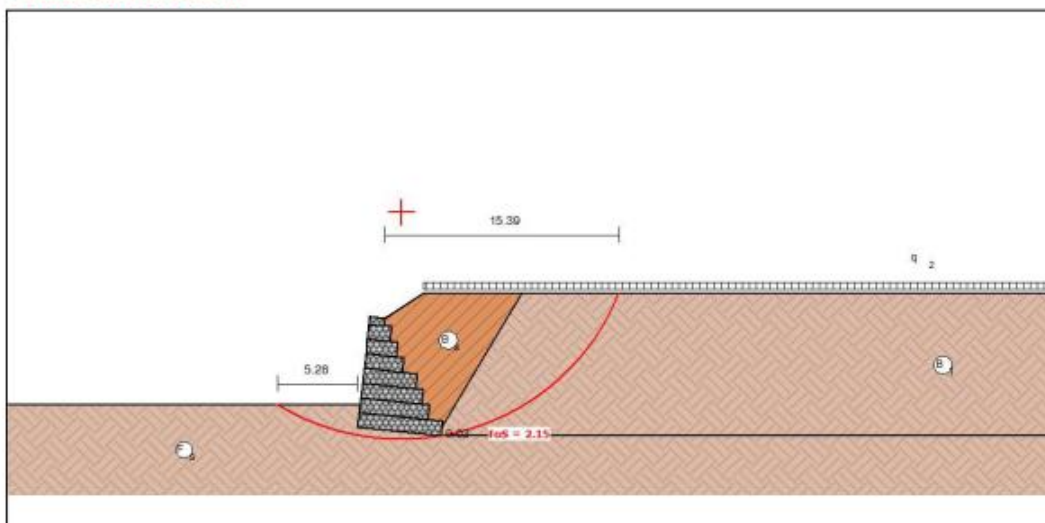
www.maccferri.com

10/12/2021 pag. 2 / 3

● Resultados

ELU Estado Límite Último

Geometría del Muro



Resultados de los Análisis de Estabilidad

Empuje Activo y Pasivo

Empuje Activo [kN/m]	639.97
Punto de aplicación con ref. al eje X[m]	3.24
Punto de aplicación con ref. al eje Y[m]	4.21
Dirección del empuje con ref. al eje X [°]	57.26
Empuje Pasivo [kN/m]	330.03
Punto de aplicación con ref. al eje X[m]	0.07
Punto de aplicación con ref. al eje Y[m]	0.71
Dirección del empuje con ref. al eje X [°]	0.00

Deslizamiento

Fuerza normal en en la base [kN/m]	933.32
Punto de aplicación con ref. al eje X[m]	1.22
Punto de aplicación con ref. al eje Y[m]	-0.13
Fuerza actuante tangencial [kN/m]	346.43
Fuerza resistente tangencial [kN/m]	1017.59
Deslizamiento	2.94

Vuelco

Momento Activo [kN/m x m]	642.76
Momento Resistente [kN/m x m]	2612.96
Vuelco	4.07

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	1.53
Tensión normal a la izquierda [kN/m²]	549.80
Tensión normal a la derecha [kN/m²]	0.00
Tensión última de la fundación [kN/m²]	2023.33
Tension de la Base izq.	3.68
Tension de la Base der.	-

Cuidado!!: La base no es totalmente utilizada!

Estabilidad Global | Bishop

Centro del arco con referencia al eje X [m]	2.84
Centro del arco con referencia al eje Y [m]	14.51
Global	2.15

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: CENTRAL AMERICA, PARAGUAY, URUGUAY, COLOMBIA

Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 87. Análisis de estabilidad pseudoestático, muro de gavión, $H= 7,50$ m (3).

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

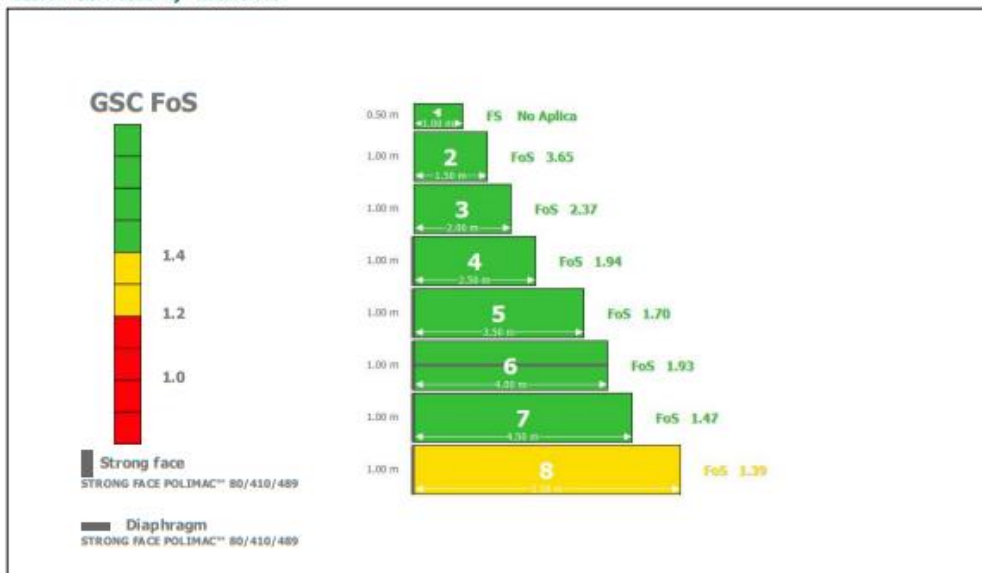
www.maccaferri.com

10/12/2021 pag. 3 / 3

Resultados

ELS Estado Límite de Servicio

Gabion Serviceability Coefficient



ELU Estado Límite Último

Externa

FS para Vuelco

FoS 4.07

FS para Deslizamiento

FoS 2.94

FS - Tension de la Base izq.

FoS 3.68

FS - Tension de la Base der.

FoS -

Global

FS Global

FoS 2.15

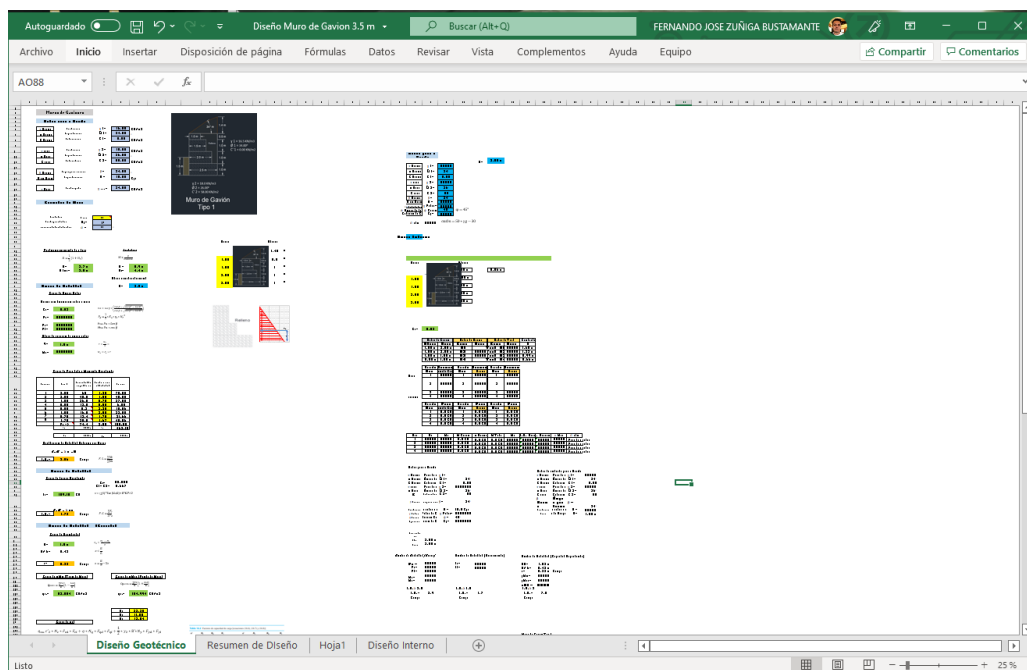
Interna

Camada	H [m]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kN/m x m]	τ_{Max} [kN/m]	τ_{All} [kN/m ²]	τ FoS	σ_{Max} [kN/m ²]	σ_{All} [kN/m ²]	OFS
1	0.50	11.01	4.91	2.16	4.91	41.41	8.43	28.06	552.79	19.70
2	1.54	57.98	23.83	33.81	15.89	58.17	3.66	49.72	552.79	11.12
3	2.99	128.05	51.26	80.92	25.63	83.54	3.26	101.32	552.79	5.46
4	3.64	217.93	85.75	152.12	34.30	106.69	3.11	156.11	552.79	3.54
5	4.74	391.60	131.27	428.47	37.51	131.40	3.50	178.95	552.79	3.09
6	5.78	528.85	179.74	618.46	44.94	151.73	3.38	226.11	552.79	2.44
7	6.83	710.25	249.30	911.72	55.40	177.35	3.20	276.65	552.79	2.00

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: CENTRAL AMERICA, PARAGUAY, URUGUAY, COLOMBIA

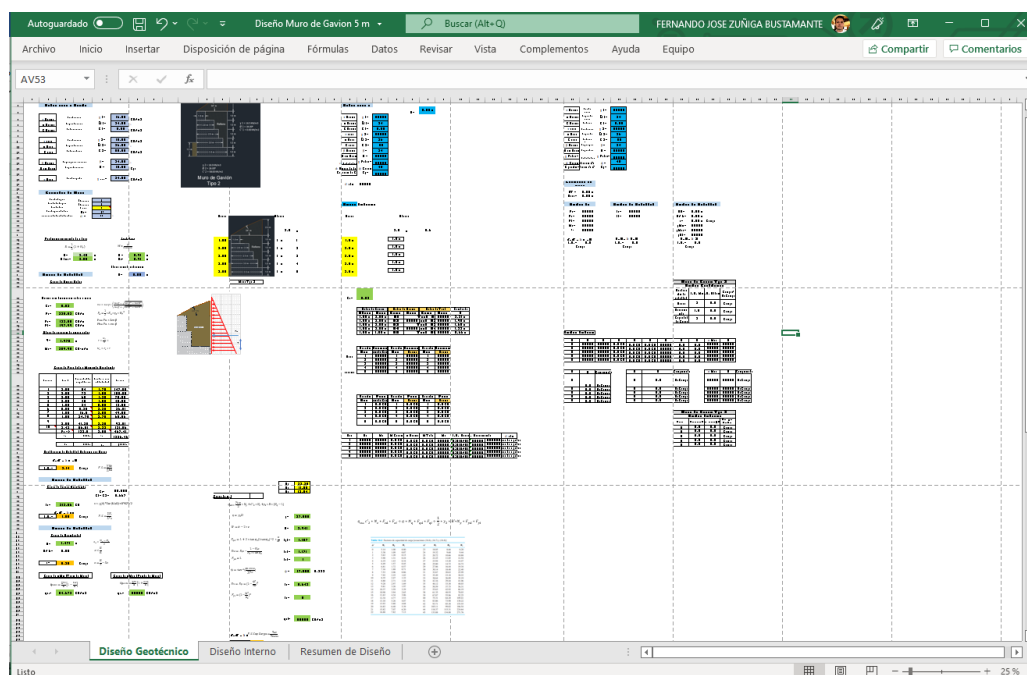
Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 88. Análisis en Excel del Muro de Gavión $H= 3,50$ m.



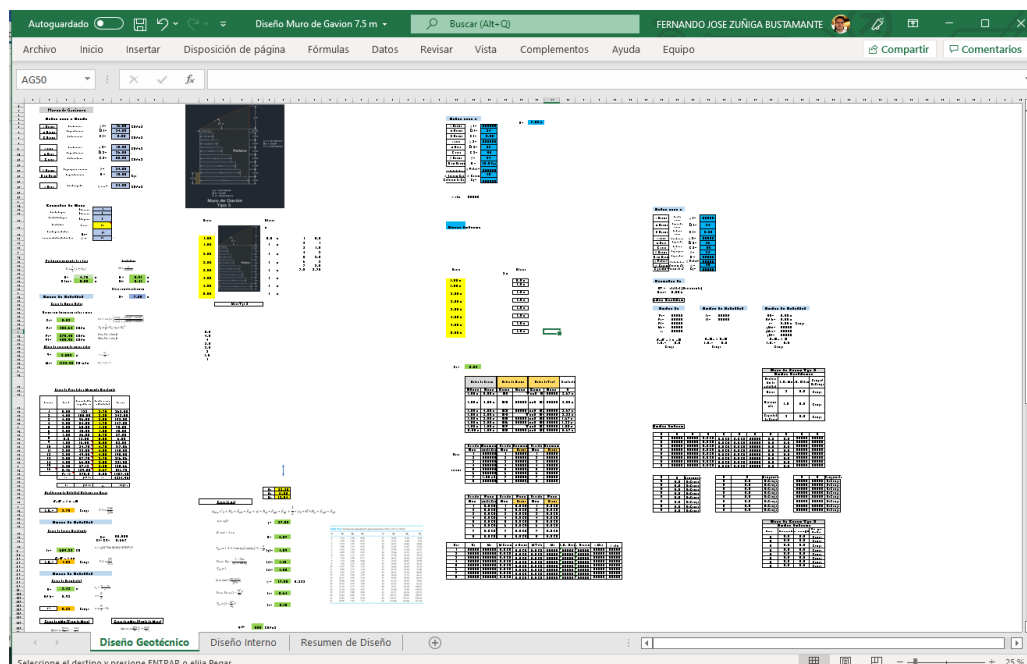
Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 89 Análisis en Excel del Muro de Gavión $H= 5,00$ m.



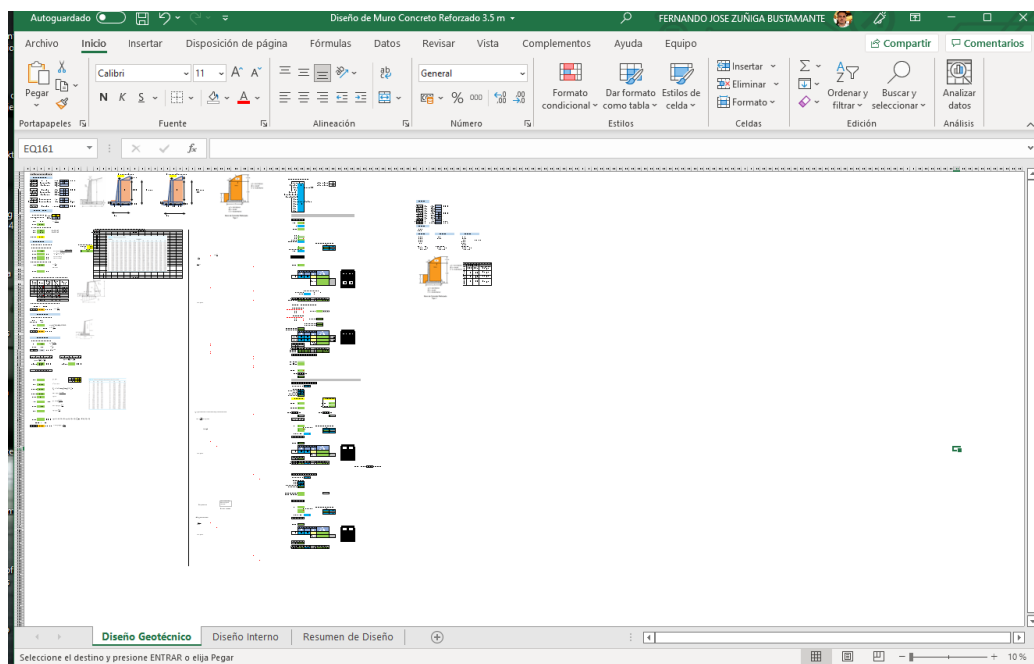
Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 90. Análisis en Excel del Muro de Gavión H= 7,50 m.



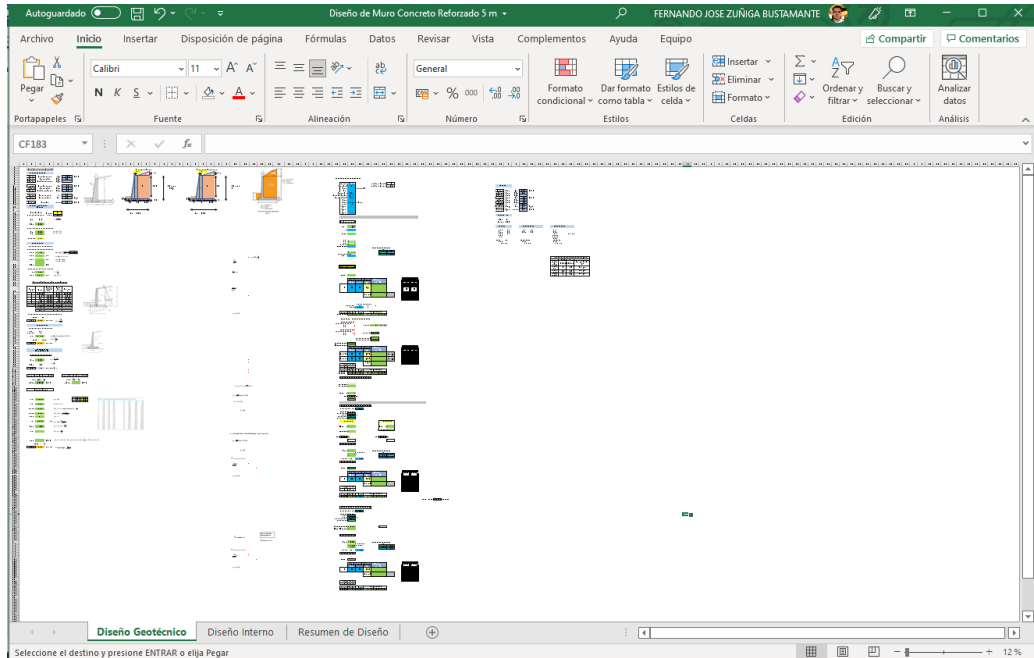
Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 91. Análisis en Excel del Muro de Concreto Reforzado H= 3,50 m.



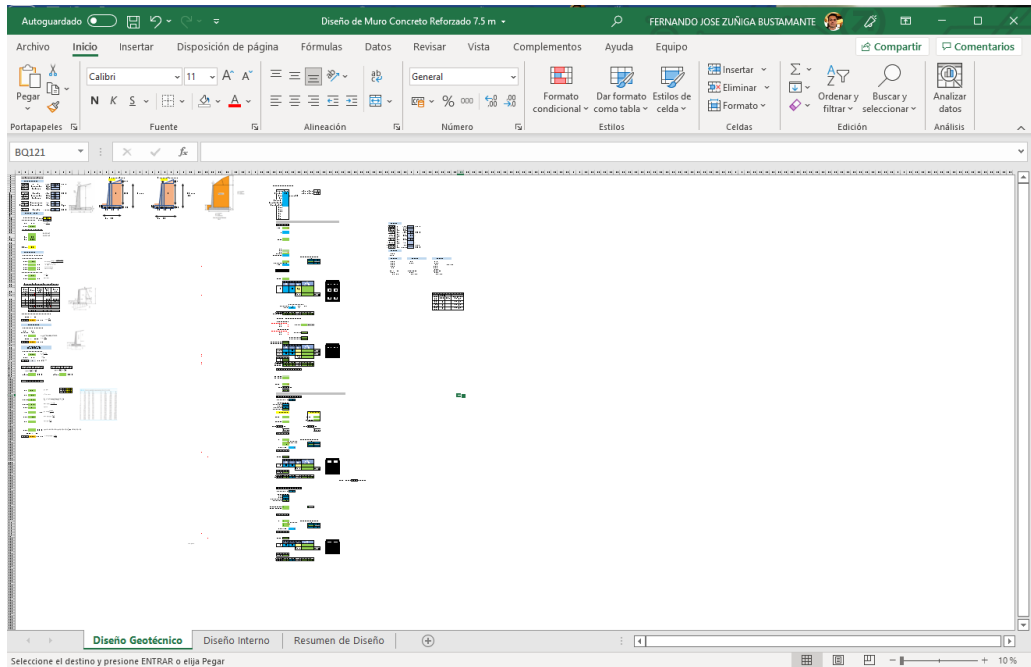
Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 92. Análisis en Excel del Muro de Concreto Reforzado H= 5,00 m.



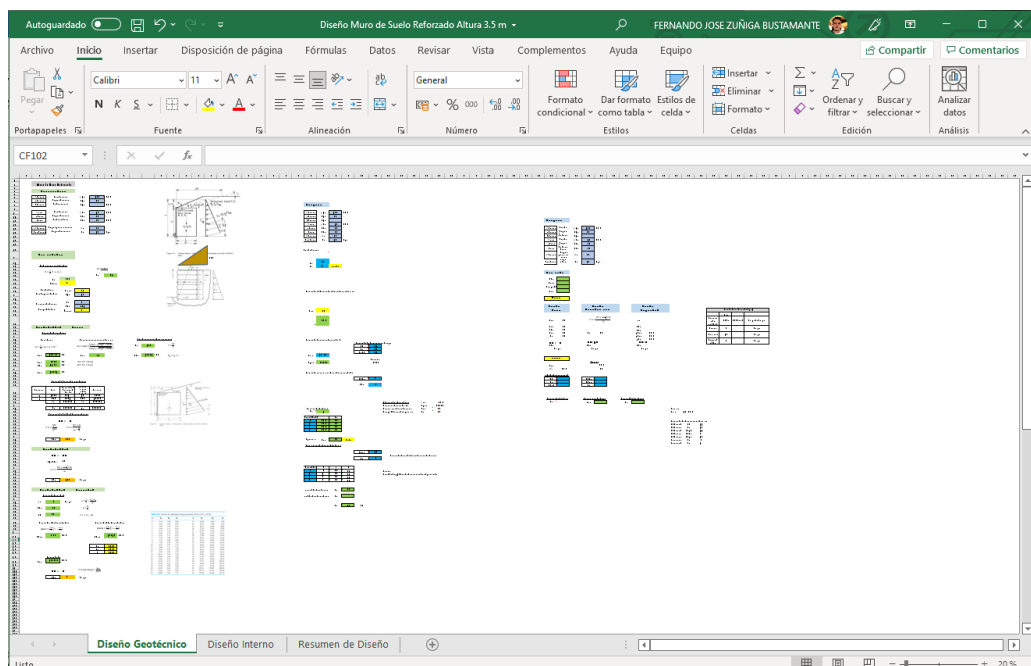
Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 93. Análisis en Excel del Muro de Concreto Reforzado H= 7,50 m.



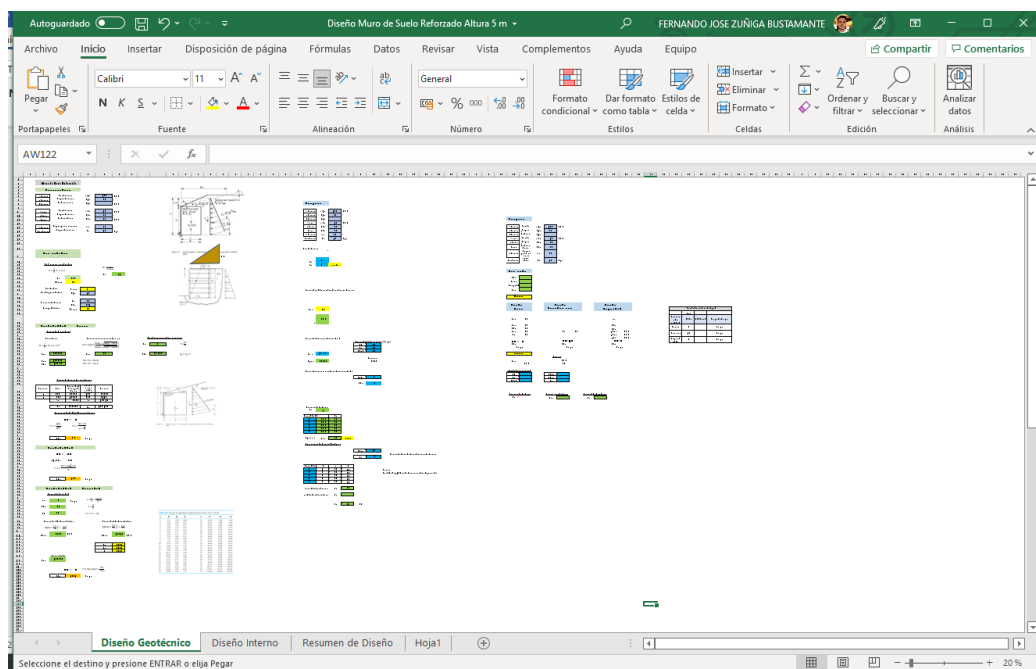
Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 94. Análisis en Excel del Muro de Suelo Reforzado H= 3,50 m.



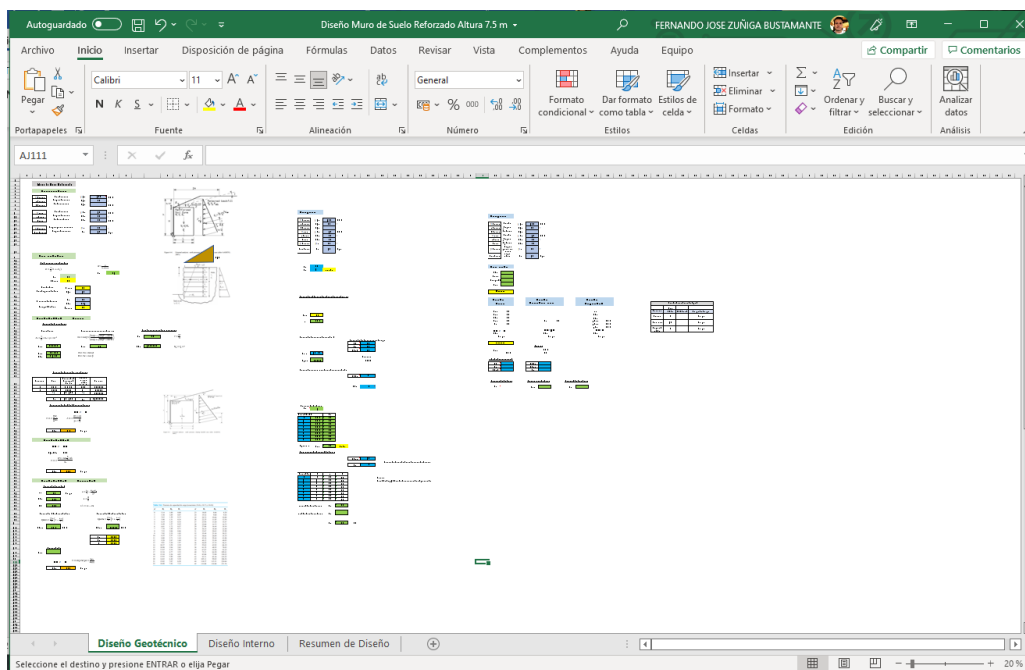
Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 95. Análisis en Excel del Muro de Suelo Reforzado H= 5,00 m.



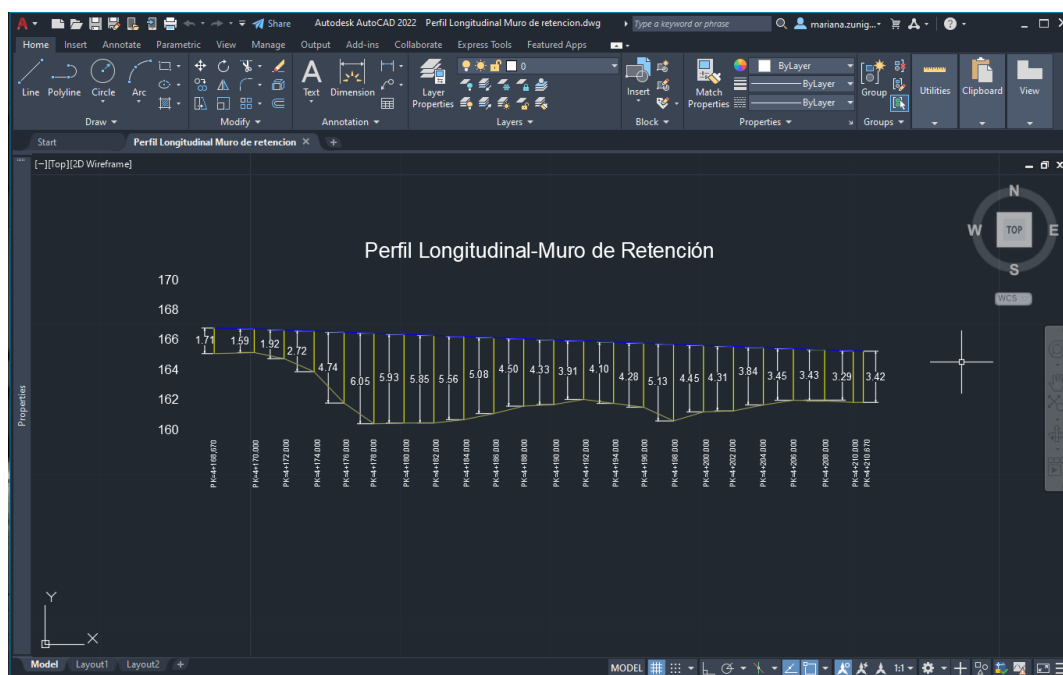
Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 96. Análisis en Excel del Muro de Suelo Reforzado H= 7,50 m.



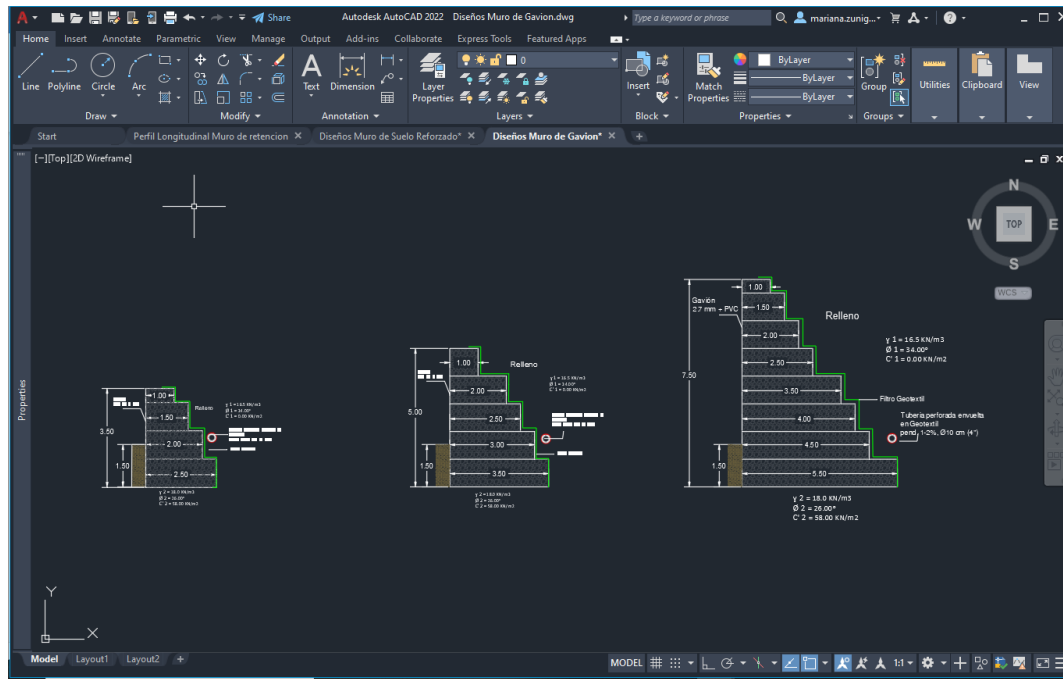
Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 97. Perfil Longitudinal AutoCAD.



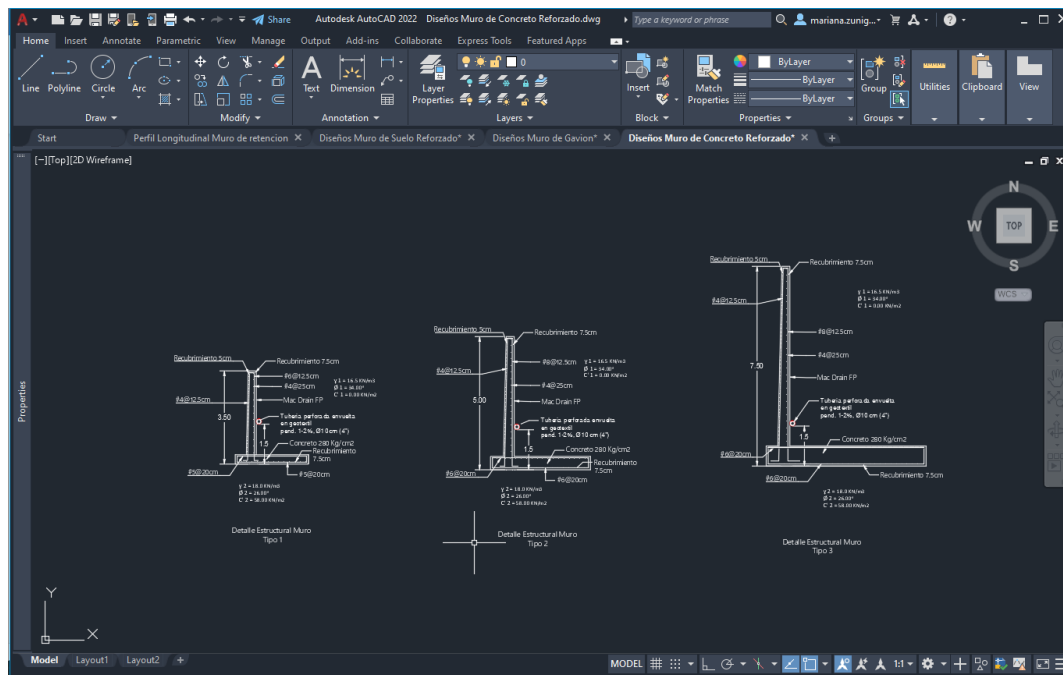
Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 98. Detalle Muros de Gavión- AutoCAD.



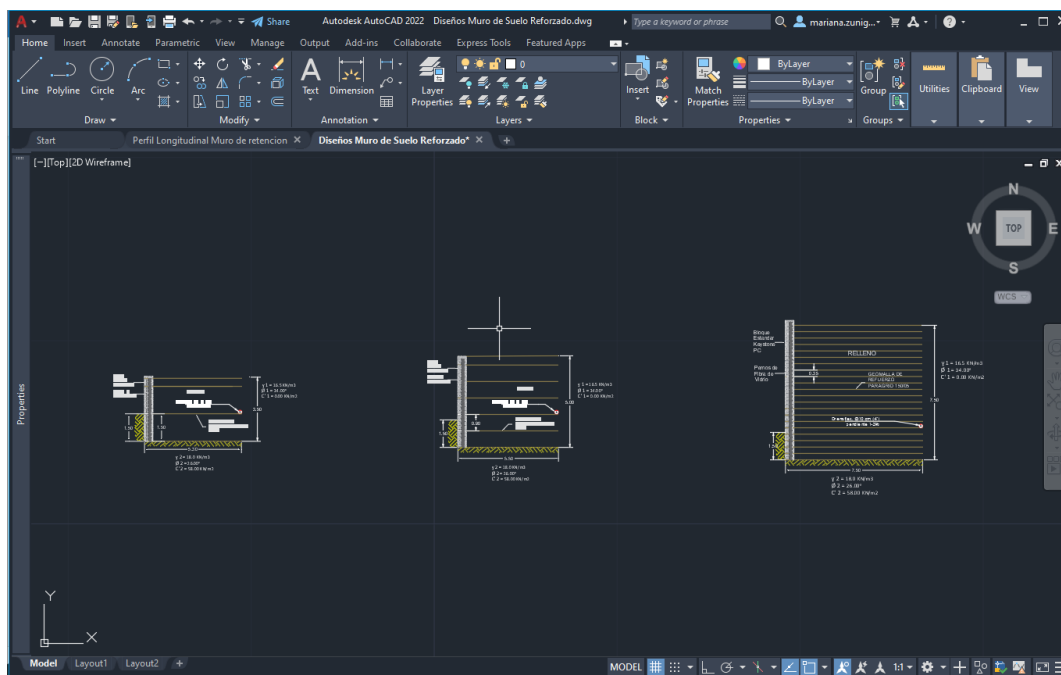
Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 99. Detalle Muros de Concreto Reforzado - AutoCAD.



Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 100. Detalle Muros de Suelo Reforzado - AutoCAD.



Fuente: Elaboración propia (2021).

Ilustración 101. Presupuesto Global de los muros de retención - Excel.

The image shows an Excel spreadsheet titled 'Presupuesto Global, Muros de retención'. The spreadsheet contains multiple tables and charts, likely representing the cost breakdown for the reinforced soil wall project. The interface shows the ribbon with various toolsets like Archivo, Inicio, Insertar, Disposición de página, Fórmulas, Datos, Revisar, Vista, Complementos, Ayuda, and Equipo. The spreadsheet is titled 'Presupuesto Global, Muros de retención'.

Fuente: Elaboración propia (2021).