



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**PROYECTO DE ESTABILIZACIÓN DEL TALUD, EN EL SECTOR SANTA ANA
ABSCISA (0+060 A 0+100), MEDIANTE EL DISEÑO DE UNA PANTALLA
ATIRANTADA, CONSIDERANDO UN ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL CON CARGAS
SÍSMICAS, APLICANDO EL ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO-HISTORIA,
UTILIZANDO EL PROGRAMA MIDAS GTS NX (3D)**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingeniero Civil

AUTOR: Juan Andrés Ruiz González

TUTOR: José Domingo Alviar Malabet

Quito - Ecuador
2022

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Juan Andrés Ruiz González con documento de identificación N°1723244222
manifiesto que:

Soy el autor y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 18 de marzo del 2022

Atentamente,



Juan Andrés Ruiz González

1723244222

CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Yo, Ruiz González Juan Andrés con documento de identificación N°1723244222, expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del Proyecto Técnico: “Proyecto de estabilización del Talud, en el Sector Santa Ana abscisa (0+060 A 0+100), mediante el diseño de una Pantalla Atirantada, considerando un análisis tridimensional con Cargas Sísmicas, aplicando el análisis dinámico Tiempo-Historia, utilizando el programa Midas GTS NX (3D)”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribo este documento en el momento que hago la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 18 de marzo del 2022

Atentamente,



Juan Andrés Ruiz González

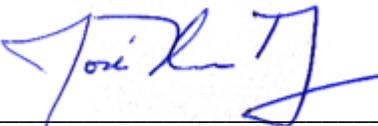
1723244222

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, José Domingo Alviar Malabet con documento de identificación N°1757837602, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: PROYECTO DE ESTABILIZACIÓN DEL TALUD, EN EL SECTOR SANTA ANA ABSCISA (0+060 A 0+100), MEDIANTE EL DISEÑO DE UNA PANTALLA ATIRANTADA, CONSIDERANDO UN ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL CON CARGAS SÍSMICAS, APLICANDO EL ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO-HISTORIA, UTILIZANDO EL PROGRAMA MIDAS GTS NX (3D), realizado por Juan Andrés Ruiz González con documento de identificación N°1723244222, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 18 de marzo del 2022

Atentamente,



Ing. José Domingo Alviar Malabet, PhD.

1757837602

DEDICATORIA

Mi tesis la dedico con todo mi amor a Dios por la sabiduría, la salud, e infinita bondad, que me acompañó y me dio fuerzas durante mi carrera universitaria.

A mis padres Libia González y Luis Ruiz por darme la vida, forjarme con sus valores y su apoyo incondicional durante mi proceso para alcanzar mis metas a lo largo de mi vida, a ellos mi amor, admiración y lealtad.

También, a los que nunca dudaron que lograría este triunfo, a mis hermanos Marco Antonio y Luisita, y mis cuñados Paulina Angueta y Pablo Valencia, por la confianza que depositaron en mí, sus consejos y motivación constante.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco en primer lugar a Dios por guiar mis pasos y darme las fuerzas necesarias para seguir adelante y culminar mis objetivos.

A mis padres Libia González y Luis Ruiz, por todo lo que han hecho y dejado de hacer por mí, por haberme dado la educación, un hogar donde crecer, desarrollarme y aprender, donde adquiriré valores que hoy definen mi vida.

Agradezco a toda mi familia por su cariño constante, preocupación y los consejos que han sido vitales para mi desarrollo personal.

A los docentes de la Universidad Politécnica Salesiana, que gran parte de los conocimientos que hoy poseo y que me guiarán en mis decisiones como profesional, los he adquirido gracias a la dedicación y al esfuerzo que ustedes hicieron en mis días de estudiante.

Además, expreso mi agradecimiento profundo a mi docente tutor, el Ingeniero José Domingo Alviar Malabet, por su gentil labor de brindar la guía necesaria para la culminación de mi tesis que con sus enseñanzas y conocimientos han aportado en la investigación y desarrollo de la misma.

A mis amigos y compañeros de profesión, mi gratitud por su apoyo y consejos que me acompañaron durante mi carrera universitaria.

Juan Andrés Ruiz.

*“Nadie triunfa sin esfuerzo. Aquellos que triunfan deben su éxito a la perseverancia”
By: Ramana Maharshi*

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I	1
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES	1
1.1 Introducción	1
1.2 Problema.....	2
1.3 Antecedentes	2
1.4 Importancia y Alcance	3
1.5 Ubicación.	4
1.6 Objetivos	6
1.6.1 Objetivo General	6
1.6.2 Objetivo Específico.....	6
CAPÍTULO II.....	8
ESTADO DEL ARTE.....	8
2.1 Sismología.....	8
2.2 Fallas geológicas	8
2.2.1 Clasificación.....	8
2.3 Tectónica del Ecuador.....	10
2.4 Peligro Sísmico del Ecuador	11
2.5 Concepto de talud.....	12
2.5.1 Deslizamiento.....	12

2.6	Estabilidad de Taludes	16
2.7	Muro de contención.....	16
2.7.1	Muros de contención tipo pantalla atirantada	17
2.8	Criterio de Mohr-Coulomb.....	21
2.9	Método de Prospección Geofísica. (Previamente realizado)	24
2.10	Topografía	25
CAPÍTULO III.....		28
MARCO METODOLÓGICO.....		28
3.1	Evaluación y caracterización de los estratos del suelo.....	28
3.2	Características de la falla que más contribuye al sector como amenaza sísmica.	29
3.2.1	Magnitud y desplazamiento de la falla.....	35
3.2.2	Espectro elástico de aceleraciones.	37
3.3	Procedimiento de búsqueda.....	42
3.3.1	Parámetros de ingreso	42
3.3.2	Pasos para la búsqueda de sismos en la “PEER”	42
3.4	Aplicación del método de análisis dinámico lineal: Tiempo Historia	47
3.4.1	Procesamiento de las señales en el programa “Seismosignal”.....	48
3.5	Método utilizado por el programa.....	51
3.5.1	Parámetros geo-mecánicos de ingreso	52
3.5.2	Definición de las cargas	61

3.5.3	Definición de las propiedades y materiales del muro, lechada y anclajes. ...	64
3.5.4	Análisis del factor de seguridad en condiciones naturales	65
3.5.5	Análisis del factor de seguridad bajo cargas sísmicas.....	67
3.5.6	Análisis de estabilidad del talud con muro de contención anclado.....	70
3.6	Armadura de la pantalla	82
3.7	Revisión a Cortante	87
3.8	Diseño de la placa de acero y revisión por punzonamiento	90
3.8.1	Dimensionamiento de la placa de acero.....	90
3.9	Diseño a cortante por punzonamiento.....	92
3.10	Hidrología.....	94
3.10.1	Drenes Horizontales	99
3.10.2	Caudal infiltrado y de aporte freático.....	108
3.10.3	Capacidad y diámetro de la tubería de drenaje.	111
3.11	Presupuesto para la ejecución del proyecto.....	114
	CONCLUSIONES	116
	RECOMENDACIONES.....	119
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	121
	ANEXOS	124

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Coordenadas UTM WGS 84 del proyecto de investigación.....	4
Tabla 2. Valores del factor Z	12
Tabla 3. Perfiles de la zona de estudio.....	27
Tabla 4. Correspondencia geológica (Estudio geofísico)	28
Tabla 5. Parámetros que caracterizan al perfil estratigráfico del sitio de estudio.....	29
Tabla 6. Características de las Fallas activas Tandapi y Río Cinto	36
Tabla 7. Valores de relación amplificación espectral η	37
Tabla 8. Tipos de suelo con valores V_s	38
Tabla 9. Datos de búsqueda para cada escenario	42
Tabla 10. Resultados de Búsqueda Escenario 1 en la “PEER”.....	46
Tabla 11. Resultados de la Búsqueda Escenario 2 en la “PEER”	46
Tabla 12. Picos de aceleración sísmica primer escenario (C).....	50
Tabla 13. Picos de aceleración sísmica segundo escenario (B).....	50
Tabla 14. Parámetros geo-mecánicos.....	52
Tabla 15 Peso volumétrico de referencia.....	56
Tabla 16 Parámetros geo-mecánicos de ingreso segundo escenario.....	60
Tabla 17. Coeficientes de amplificación.....	62
Tabla 18. Obtención del coeficiente sísmico horizontal.....	63
Tabla 19. Coeficientes de amplificación (K_h y K_v)	63
Tabla 20. Propiedades y materiales del muro, lechada y anclajes	64
Tabla 21. Factores de seguridad mínimos por escenarios.....	67
Tabla 22. Factores de seguridad bajo cargas sísmicas primer escenario (C).....	68

Tabla 23. Factores de seguridad bajo cargas sísmicas segundo escenario (B)	68
Tabla 24. Factores de seguridad permisibles dadas por diferentes normas y autores.....	69
Tabla 25. Factores de seguridad mínimos bajo cargas sísmicas	69
Tabla 26. Separación de los anclajes por normativa.....	71
Tabla 27. Factores de seguridad mínimos por escenarios con y sin muro.....	76
Tabla 28. Recubrimiento para elementos de concreto construidos en sitio	83
Tabla 29. Valor de β_1 en función de f'_c	85
Tabla 30. Acero de refuerzo.....	87
Tabla 31. Factor de modificación λ_s	88
Tabla 32. Factor de reducción de resistencia Φ	89
Tabla 33. <i>Revisión a cortante</i>	89
Tabla 34. Resumen de los resultados obtenidos	91
Tabla 35. Esfuerzo cortantes y sus parámetros	93
Tabla 36. Revisión por punzonamiento	94
Tabla 37. Resumen del estudio hidrológico del sitio de estudio.....	95
Tabla 38. Resumen de la determinación del caudal de diseño.....	97
Tabla 39. Resumen de la determinación del caudal de diseño.....	98
Tabla 40. Coeficiente de permeabilidad K.....	101
Tabla 41. Resultados obtenidos de separación y longitud del dren	108
Tabla 42. Coeficientes de escorrentía.	109
Tabla 43. Caudal infiltrado y de aporte.....	110
Tabla 44. Coeficiente de rugosidad “n”	111
Tabla 45. Presupuesto final.....	115

Tabla 46. Datos para el cálculo de la pantalla.....	124
Tabla 47. Procedimiento de cálculo	125
Tabla 48. Resultados del acero de refuerzo	126
Tabla 49. Datos de varillas comerciales.....	127
Tabla 50. Datos para la revisión a cortante	127
Tabla 51. factores de reducción ϕ	128
Tabla 52. Procedimiento para la revisión a cortante	128
Tabla 53. Factores de modificación λ	129
Tabla 54. Datos para la revisión por aplastamiento y espesor de la placa.....	129
Tabla 55. Revisión por aplastamiento de la placa.....	130
Tabla 56. Revisión por aplastamiento de la placa.....	131
Tabla 57. Pasos para verificar la condición por punzonamiento	132
Tabla 58. Cálculo del coeficiente de permeabilidad equivalente (K_{eq})	134
Tabla 59. Obtención del Caudal infiltrado y de aporte del nivel freático	135
Tabla 60. Cálculo del costo horario real	137

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura. 1. Ubicación del sitio de estudio.	5
Figura. 2. Ubicación del proyecto de investigación.....	5
Figura. 3. Principales fallas geológicas	9
Figura. 4. Falla Vertical	9
Figura. 5. Placas tectónicas.....	10
Figura. 6. Mapa de zonificación diseño.....	11
Figura. 7. Falla superficial.	13
Figura. 8. Falla rotacional	14
Figura. 9. Deslizamiento traslacional.	15
Figura. 10. Muros de contención	17
Figura. 11. Sistema de contención pantalla atirantada.....	18
Figura. 12. Sistema de anclaje	19
Figura. 13. Criterio de Mohr Coulomb.....	22
Figura. 14. Estados límites del suelo.	23
Figura. 15. Envolvente de falla.....	23
Figura. 16. Ensayo de refracción sísmica.	24
Figura. 17. Levantamiento topográfico.....	26
Figura. 18. Mapa de fallas activas	30
Figura. 19. Ubicación del proyecto en el mapa de fallas activas.....	31
Figura. 20. Fallas cercanas al sitio de estudio.....	32
Figura. 21. Distancias proyecto-falla.....	33
Figura. 22. Ubicación del proyecto y falla (Autocad).	34

Figura. 23. Distancia proyecto-falla en AutoCAD.	34
Figura. 24. Distancias R_{jb} , R_{rup} , R_x	35
Figura. 25. Distancia proyecto-falla vista en perfil	35
Figura. 26. Espectro de aceleraciones para suelo tipo C.	39
Figura. 27. Espectro de aceleraciones para suelo tipo B	40
Figura. 28. Espectro de aceleraciones para suelo tipo C (Excel).....	41
Figura. 29. Espectro de aceleraciones para suelo tipo B (Excel).....	41
Figura. 30. Target espectro elástico de aceleración suelo tipo C.....	43
Figura. 31. Ingreso de los valores de búsqueda	44
Figura. 32. Criterios de búsqueda para la “PEER”	45
Figura. 33. Espectros SRSS.	45
Figura. 34. Respuesta sísmica.....	48
Figura. 35. Picos de aceleración sísmica	49
Figura. 36 Obtención del valor V_s	54
Figura. 37 Obtención de la densidad y peso específico.....	54
Figura. 38. Factor de Seguridad, carga por peso propio, primer escenario.	65
Figura. 39. Factor de Seguridad, carga por peso propio, segundo escenario.....	65
Figura. 40. FSD, bajo cargas por peso propio + pseudoestática, primer escenario	66
Figura. 41. FSD, bajo cargas por peso propio + pseudoestática, segundo escenario	66
Figura. 42. Delimitación del muro de contención.	71
Figura. 43. Disposición de los anclajes.....	72
Figura. 44. Ubicación de los anclajes	73
Figura. 45. FSD bajo condición estática con sistema de contención, primer escenario. .	74

Figura. 46. FSD bajo condición estática con sistema de contención, segundo escenario	74
Figura. 47. FSD Peso propio + Pseudo estática + muro anclado primer escenario.	75
Figura. 48. FSD Peso propio + Pseudo estática + muro anclado segundo escenario.	75
Figura. 49. Cortante y momento máximo primer escenario.	77
Figura. 50. Esfuerzo cortante máximo en el muro de contención.	78
Figura. 51. Esfuerzo cortante plano Z-X.	79
Figura. 52. Fuerza axial zona de bulbo.	80
Figura. 53. Desplazamientos del anclaje.	81
Figura. 54. Área de punzonamiento.....	92
Figura. 55. Obtención de la fuerza cortante.....	93
Figura. 56. Área de aportación de caudal	96
Figura. 57. Sección transversal cuneta de coronación.....	98
Figura. 58. Sección transversal cuneta al pie del talud.....	99
Figura. 59. Zona crítica del sistema de contención.....	102
Figura. 60. Zona crítica del sistema de contención en 2D.....	103
Figura. 61. Medidas en el modelo relación H_u/H	104
Figura. 62. Cartillas de diseño para drenajes horizontales	105
Figura. 63. Características de la zona más crítica del talud.....	106
Figura. 64. Cartilla de diseño para drenajes horizontales en términos de S/H y L/H	107
Figura. 65. Cálculo hidráulico de la tubería PVC de 2.5''	112
Figura. 66. Cálculo hidráulico de la tubería PVC de 3.0''	113
Figura. 67. Sección óptima de la tubería diámetros de 3'' y 2.5''	114
Figura. 68. Área de punzonamiento $(b+d) \times (l+d)$	131

RESUMEN

El presente trabajo de titulación está enfocado en el análisis a la estabilidad de talud, en la Provincia de Pichincha, sector Santa Ana, entre las abscisas (0+060 a 0+100), donde se han realizado estudios previos que han identificado fallas que contribuyen a la amenaza sísmica; también, el lugar ha manifestado un sin número de deslizamientos de tierra. Con la finalidad de dar solución mediante el diseño de una pantalla atirantada bajo un análisis tridimensional donde se puede apreciar las variaciones geométricas del talud, la variación espacial de los parámetros geomecánicos, la composición y estructura geológica, visibles en una perspectiva tridimensional de un proyecto estructural que se ajusta a la realidad, donde se incluya el efecto sísmico a partir de las características de la falla que más contribuye al sector como amenaza sísmica, por medio de investigaciones previas en institutos geofísicos y trabajos de investigación en el lugar, obteniendo registros sísmicos con características similares al sitio de estudio; también, aplicando el método de análisis dinámico Tiempo-Historia, utilizando el programa “MIDAS GTS NX 3D”, bajo el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb.

Palabras Clave: Bulbo de anclaje, dromocronas, geófonos, lechada de cemento, magnitud sísmica, onda de corte.

ABSTRACT

The present titling work is focused on the analysis of the stability of slopes, in the Province of Pichincha, Santa Ana sector, between the abscissas (0+060 to 0+100), where previous studies have been carried out that have identified faults that contributor to seismic hazard; Frequently, the place has manifested a series of landslides. In order to provide a solution through the design of a cable-stayed screen under a three-dimensional analysis where the geometric variations of the slope, the spatial variation of the geomechanical parameters, the composition and geological structure, visible in a three-dimensional perspective of a structural project that adjusts to reality, where the seismic effect is included from the characteristics of the fault that contributes the most to the sector as a seismic threat, through previous investigations in geophysical institutes and research work in the place, for the obtaining seismic records with characteristics similar to the study site; in addition, applying the dynamic Time-History analysis method, using the "MIDAS GTS NX 3D" program, under the constitutive model of Mohr-Coulomb

Key words: Anchor bulb, dromochronous, geophones, grout, seismic magnitude, shear wave.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1 Introducción

El presente trabajo tiene como fin el estudio referente a la estabilidad de taludes bajo un análisis tridimensional, en el que se pueden apreciar: las variaciones geométricas del talud, la variación espacial de los parámetros geo-mecánicos, la composición y estructura geológica, visibles en una perspectiva tridimensional de un proyecto estructural, las soluciones a los problemas de inestabilidad del que se den bajo un análisis tridimensional se ajusta en gran medida a la realidad.

Además, el proyecto considera las solicitaciones de carga dinámica que se presentan en un evento sísmico, dado que generalmente en el diseño de un sistema de contención, este se ve sometido a: mayores solicitaciones de carga, altos niveles de aceleración sísmica, las presiones y desplazamientos son relativamente altos, lo que exigiría que las dimensiones del muro de contención sean mucho mayores.

El método denominado “Tiempo-Historia” permitirá la evaluación del efecto sísmico sobre el sistema de contención del talud, por medio de la normativa correspondiente, que nos permitirá evaluar la respuesta de la estructura, con el análisis de un determinado número de eventos sísmicos.

Lamentablemente, en el país no se cuenta con la información relacionada con los registros de sismos cercanos al lugar de interés; por esta razón, se comparará 3 eventos sísmicos, que si bien; no han ocurrido en el Ecuador poseen características lo más similares a los que se prevé que ocurra en la zona de estudio.

También, el material que conforma el cuerpo del talud y el suelo de soporte se trabajarán utilizando el modelo constitutivo del tipo Mohr-Coulomb, determinando su respuesta y sus efectos

sobre el muro de contención, a través de métodos de integración numérica (registros sísmicos), con aceleraciones compatibles con el sitio de estudio y utilizando el programa Midas GTS NX.

Por último, se manejarán dos escenarios con valores de velocidad de ondas de corte V_{s30} diferentes; puesto que, no se conoce con seguridad si la velocidad de ondas de corte (V_s), se va a mantener constante con profundidad o va a existir un incremento de la misma que hace que el perfil de suelo cambie de categoría.

1.2 Problema

1.3 Antecedentes

El estudio enfocado a la estabilidad de taludes es un trabajo minucioso y complicado debido al proceso complejo de deslizamiento de un talud, donde la superficie de ruptura no posee una configuración definida lo que resulta imposible definir la superficie de falla de un talud.

En consecuencia, en la zona del proyecto de estabilización cerca del talud objeto de estudio, en la Provincia de Pichincha, sector Santa Ana, entre las abscisas (0+060 a 0+100), se han realizado estudios previos en sus alrededores que han identificado fallas que contribuyen a la amenaza sísmica o donde se prevé ocurra un sismo; también, el lugar ha manifestado un sin número de deslizamientos de tierra.

Además, en el año 2020 se realizó el trabajo de investigación “Proyecto de estabilización de talud mediante el uso de pantalla atirantada con anclajes activos tipo barra en el sector Santa Ana (abscisa 0+060 a 0+100)” de la autoría del ingeniero Edgar Humberto Terán Vivar, debido a la inestabilidad del terreno en la zona de estudio donde se ha presentado movimientos de suelo, según aclara el autor Terán (2020):

El camino presenta una serie de derrumbes de menor magnitud que han ocasionado dificultades en el traslado de un sitio a otro de los habitantes; sin embargo, a mediados del mes de marzo de 2019 se presentó un evento de deslizamiento un tanto mayor en las cercanías del

sector Santa Ana que obstaculizó el paso de automotores y personas que circulan por el sitio.
(p.3)

Por consiguiente, el sismo es uno de los fenómenos más antiguos del planeta, que ha estado presente en los inicios de la humanidad, estos fenómenos son producidos por la liberación de energía acumulada que se manifiesta en forma de ondas sísmicas.

Por lo tanto, en la actualidad es indudable saber que el Ecuador está ubicado en una zona de alta peligrosidad sísmica, denominado "Cinturón del Fuego del Pacífico", es por esta razón que el país es susceptible a pasar por eventos sísmicos catastróficos. La última actividad sísmica de gran magnitud fue en abril del año 2016, dicho suceso causó grandes pérdidas económicas, afectó al sector turístico, se perdieron innumerables vidas humanas, etc. Por los antecedentes expuestos, una de las posibles causas es que la mayoría de las construcciones en el país, se hacen de manera informal, no toman en consideración el diseño y construcción de estructuras que cumplan con las prescripciones y normativas correspondientes.

En consecuencia, en abril del 2013 el trabajo de investigación del Dr. Kevin Chunga, "Estudio de Tectónica activa y Riesgo Sísmico para el Proyecto Túnel de Tandapi" en un área de 20 km de estudio que coincide con la zona de investigación del presente proyecto, ha manifestado que: "El sitio de estudio se encuentra en una zona de tectónica activa, en total han sido documentados 18 terremotos históricos con magnitudes comprendidas entre 7 y 7.7" (Chunga, 2017, p.28).

1.4 Importancia y Alcance

En la investigación presente se ha llegado a la conclusión que, los muros de contención que no consideran las solicitaciones de carga dinámica, durante un evento sísmico, generalmente en el diseño se ven sometidos a mayores solicitaciones de carga, altos niveles de aceleración sísmica, las presiones y desplazamientos son relativamente altos, en comparación a un estado con ausencia de cargas dinámicas, lo que exigiría que las dimensiones del muro de contención sean

mucho mayores, ocasionando el colapso en parte o total de la estructura, si no se toma en cuenta el efecto sísmico.

También, sin tomar en consideración los resultados bajo una perspectiva tridimensional, el proyecto puede sufrir sobre e infra-dimensionamiento, debido a las limitaciones o suposiciones consideradas en un análisis bidimensional, que le restan precisión a los resultados.

Por lo tanto, el proyecto bajo un análisis bidimensional puede sobredimensionarse, el cual podría sobrestimar el costo y tener un efecto económico, o en caso contrario, con dimensiones relativamente bajas, en la cual puede verse afectada su inestabilidad bajo acciones sísmicas, perdiendo la función requerida por un muro de contención.

En consecuencia, en taludes de forma irregular lo más conveniente es realizar un análisis tridimensional, más ajustado a la realidad, para evaluar el factor de seguridad al deslizamiento del talud e implementar las medidas de contención requeridas, sin recurrir a hipótesis o medidas simplificadoras para resolver el problema en 2D.

1.5 Ubicación.

Este trabajo de investigación, que se realizará en la Provincia de Pichincha, cantón Mejía, Sector Santa Ana, perteneciente a la parroquia Tandapi, tiene las siguientes coordenadas.

Tabla 1

Coordenadas UTM WGS 84 del proyecto de investigación

Punto	Elevación	Norte	Este
1	1638.00	9963463.9058	754441.635
2	1638.00	9963435.5354	754497.7718
3	1693.50	9963406.2990	754403.6462
4	1675.50	9963342.5421	754527.5852

Nota: Se visualiza los puntos de referencia del proyecto. Elaborado por: El Autor

A continuación, en la siguiente imagen se presentará la ubicación del proyecto en Google Earth Pro, por medio de las coordenadas UTM WGS 84.

Figura. 1.

Ubicación del sitio de estudio.



Nota: Se visualiza en la (Fig.1) que el proyecto se encuentra ubicado al noroeste del volcán Atacazo a una distancia de 10,25 km. Fuente: Google Earth Pro.

Figura. 2.

Ubicación del proyecto de investigación.



Nota: Se delimita el área donde se encuentra ubicado el proyecto de investigación. Fuente: Google Earth Pro.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo General

Diseñar una pantalla atirantada bajo un análisis tridimensional, donde se incluya el efecto sísmico, aplicando el análisis dinámico Tiempo-Historia, utilizando el programa “MIDAS GTS NX 3D”, como solución a la estabilización del talud ubicado en el sector Santa Ana abscisa (0+060 a 0+100).

1.6.2 Objetivo Específico

1. Recopilar, revisar y analizar la información, bibliográfica, normativa vigente, estudios: topográficos, geotécnicos, y todos los documentos relacionados con el tema, para obtener las características geométricas y las condiciones geo-mecánicas iniciales del sitio de estudio.
2. Evaluar la caracterización de los estratos del suelo, mediante estudios geotécnicos previos, para identificar las características del perfil estratigráfico del sitio de estudio.
3. Determinar las características de la falla que más contribuye al sector como amenaza sísmica, por medio de investigaciones previas en institutos geofísicos y trabajos de investigación en el lugar, para buscar en la red mundial de sismos en California “PEER” registros sísmicos con características similares y en caso de ser necesario se escalarán los registros para que reproduzcan el espectro de respuesta contemplado en la norma NEC.
4. Aplicar el análisis dinámico lineal: Tiempo Historia, por medio de la normativa que se encuentra dictaminado por la NEC 2015 y especificado en el ASCE/SEI 7 para analizar el comportamiento del sistema de contención; utilizando el programa “MIDAS GTS NX (3D)” a través de un análisis tridimensional, bajo cargas sísmicas, para realizar el diseño del muro de contención.

5. Efectuar el análisis de estabilidad del talud con el programa “MIDAS GTS NX (3D)” empleando el modelo constitutivo del tipo Mohr-Coulomb.
6. Comparar dos escenarios, con valores de velocidad de onda de corte (V_s) distintos, obtenidos a partir de un estudio geofísico y haciendo uso de la normativa correspondiente a la tipificación de los perfiles de suelos; debido a que, no se conoce con certeza si los valores (V_s), se van a mantener constantes con profundidad o va a existir un incremento de la misma que hace que el perfil de suelo cambie de categoría, con el fin de escoger el escenario más desfavorable y ejecutar el diseño definitivo en el software “MIDAS GTS NX (3D)”.
7. Realizar el análisis pseudo-estático de estabilidad del talud y del sistema de contención con los lineamientos de la NEC15 y comparar con los resultados obtenidos del análisis dinámico Tiempo-Historia.
8. Elaborar los planos del proyecto para definir todos y cada uno de los elementos del proyecto, tanto en formas como dimensiones y características.
9. Elaborar el presupuesto de obra, a través de un análisis de precios unitarios y cómputos métricos, para la estimación del costo del proyecto.

CAPÍTULO II

ESTADO DEL ARTE

2.1 Sismología

La sismología es la disciplina encargada del estudio de terremotos o movimientos sísmicos, y la causa que origina dichos eventos generados en el planeta tierra tanto en el interior como en la superficie de la misma.

También, la sismología es la rama de la geofísica interesada en la determinación de las ondas sísmicas producto de la liberación de energía provocada por la ruptura de las rocas. Según Sauter, (1989), “Los movimientos sísmicos son el resultado de una dislocación violenta en el material de la litósfera. Este proceso tectónico es complicado de observar directamente, a excepción de que la ruptura de la roca llegue hasta la superficie” (p. 41). Haciendo énfasis en lo imprevisible que es la ocurrencia de un evento sísmico.

2.2 Fallas geológicas

La falla geológica es la ruptura presente en la capa de roca más externa del planeta tierra, denominado corteza terrestre, por medio de la cual se generan desplazamientos e intensas dislocaciones violentas del material rocoso, el desplazamiento de un bloque de roca con respecto a otro, durante un evento sísmico se da a lo largo del plano de falla.

2.2.1 Clasificación

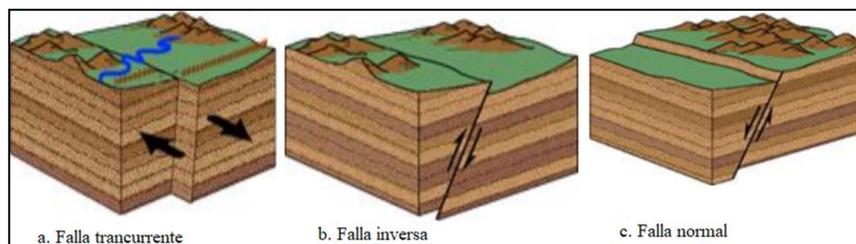
Se diferencian cuatro tipos de fallas geológicas, dentro de las cuales tenemos a:

1. Transcurrente: Se la denomina así debido al desplazamiento horizontal de dos bloques que se desplazan a lo largo del plano de falla en sentido opuesto. (ver figura 3a).
2. Normal: En este tipo de fallas geológicas los desplazamientos son de forma oblicua respecto al horizonte, se dan movimientos del material rocoso a lo largo de una

- superficie inclinada, los bloques de roca se ven sometidos a fuerzas de tensión, donde uno de los bloques desciende deslizando con movimientos relativamente bajos. (ver figura 3b).
3. Inversa: Los desplazamientos presentes en esta falla se dan bajo movimientos lentos del material rocoso a lo largo de una superficie inclinada, en consecuencia los bloques de roca se ven sometidos a fuerzas de compresión, donde uno de los bloques asciende con respecto al otro. (ver figura 3c).
 4. Vertical: Es un tipo de falla peculiar donde los bloques de roca se movilizan de manera vertical. (ver figura 4).

Figura. 3.

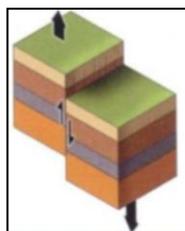
Principales fallas geológicas



Nota: Se visualiza las diferentes tipos de fallas geológicas. Fuente: Rogan (1987)

Figura. 4.

Falla Vertical



Nota: Se presenta también, una falla típica de tipo vertical. Fuente: Moranco (2017)

2.3 Tectónica del Ecuador

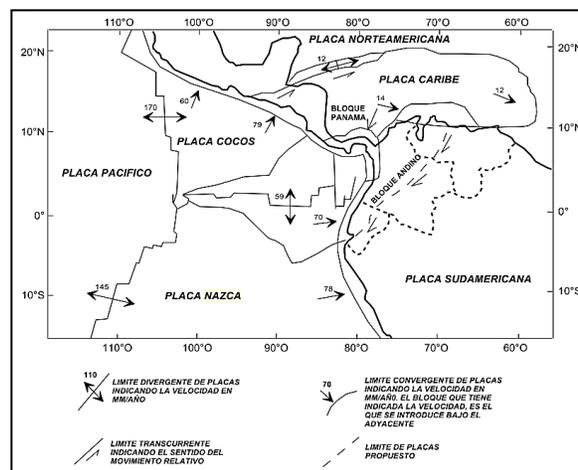
El Ecuador se encuentra ubicado en la placa sudamericana que interactúa con las placas Caribe, Cocos, Nazca, así como también una parte del territorio forma parte de una microplaca conocida como “Bloque Andino”.

Además, la microplaca se encuentra en una interacción con las tres placas mencionadas y presentan movimientos a diferentes velocidades como los detalla Quinde y Reinoso (2016) “la actividad en esta zona se ha calculado en un intervalo aproximado de 50-60 mm/año, mientras que para la placa continental, el movimiento se encuentra aproximadamente entre 2 y 5 mm/año.” (p. 3).

También, la placa de Nazca presenta un proceso de subducción por debajo de la placa Sudamericana causando dicha interacción la acumulación de energía que al ser liberada podría desatar un evento sísmico en la corteza terrestre, el movimiento de estas placas, presentan un evidente riesgo sísmico para el País.

Figura. 5.

Placas tectónicas



Nota: Se presenta en el siguiente mapa los Límites, dirección y velocidades de movimiento de las placas tectónicas. Fuente: Taipe (2013)

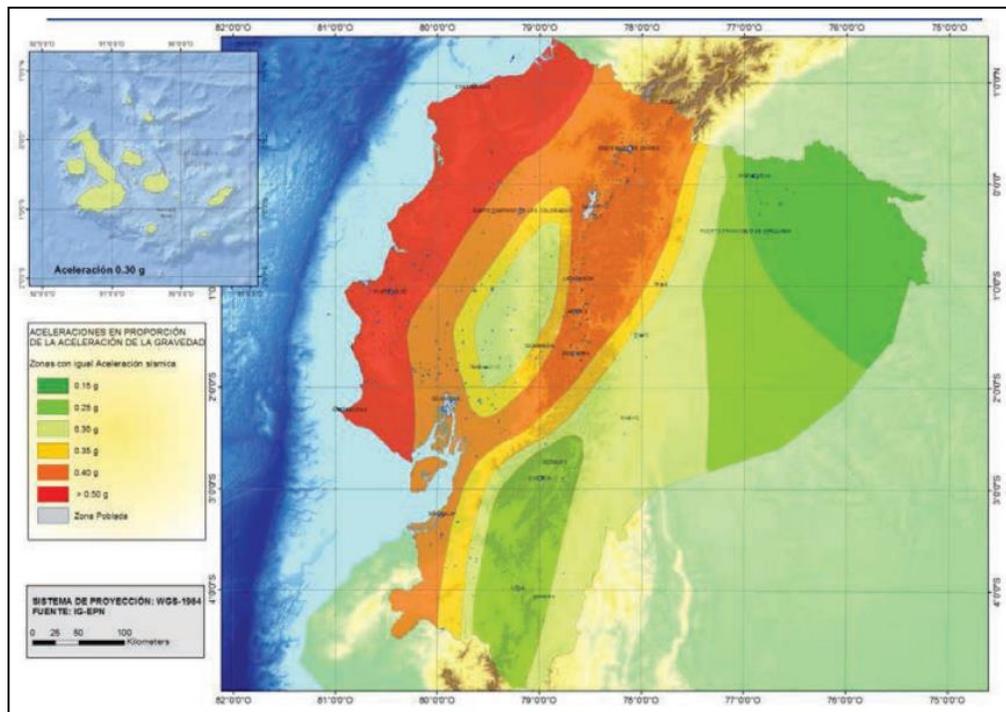
Por consiguiente, como se ha mencionado anteriormente, el Ecuador está ubicado en una zona de alta peligrosidad sísmica, denominado "Cinturón del Fuego del Pacífico", provocando que el País sea susceptible a pasar por eventos sísmicos.

2.4 Peligro Sísmico del Ecuador

La norma ecuatoriana de construcción NEC 15 para propósitos de diseño, cuenta con un mapa del Ecuador, en el que se visualizan seis zonas sísmicas, distribuido mediante la caracterización del factor Z, el cual expresa la NEC-SE-DS (2015) "El valor Z, representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad."

Figura. 6.

Mapa de zonificación sísmica.



Nota: Se visualiza en la figura el mapa de zonificación sísmica para propósitos de diseño. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 2.

Valores del factor Z

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Nota: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada. Fuente: NEC-SE-DS, (2015).

2.5 Concepto de talud

Se denomina talud, al terreno que cuenta con una superficie inclinada con respecto a la horizontal, su origen puede ser de forma natural o por medio de la intervención del hombre, manteniendo su estado de manera temporal o permanente, el estudio de la estabilización de un talud es un trabajo minucioso, debido a la complejidad de su estructura.

El talud está conformado de una estructura compleja de estudiar; debido a que, en su análisis se toma en cuenta problemas de mecánica de suelos, mecánica de rocas y geología aplicada esta última se desempeña en la formulación de cualquier criterio aceptable. (De Mateiss, 2003, p. 3)

2.5.1 Deslizamiento

El deslizamiento es la rotura y desplazamiento de material del talud a velocidades variables, producidas por la inestabilidad del mismo, como consecuencia de excavaciones, superficies con pendientes altas, desintegración gradual de la estructura del suelo, aumento de las presiones intersticiales, etc.

En consecuencia, las fallas más comunes de un talud que provocan deslizamientos de material se encuentran divididos en tres grupos que son: los movimientos superficiales, deslizamiento del cuerpo del talud y flujos.

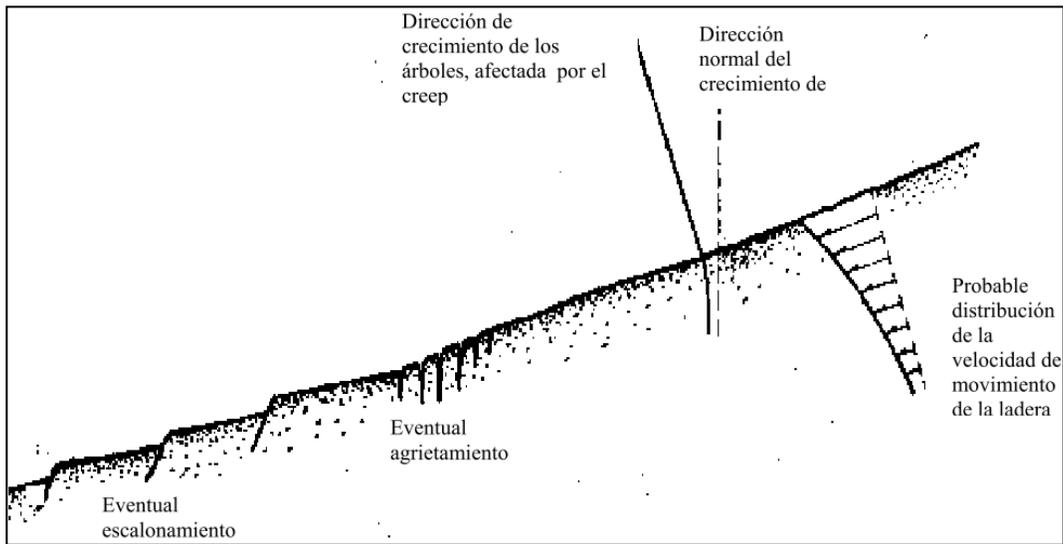
2.5.1.1 Movimientos superficiales

Son aquellas fallas que se ven afectados por dos factores: el primero por el efecto gravitacional y el segundo por las condiciones ambientales, el primero altera las capas de tierra a profundidad mientras que el segundo factor, afecta a la superficie del talud.

Por lo tanto, el ingeniero puede percatarse de que se producirá un deslizamiento cuando se visualiza escalonamientos, pliegues que se generan en la superficie así como también inclinación de los árboles con respecto a la vertical, como se puede evidenciar en la siguiente figura.

Figura. 7.

Falla superficial



Nota: Fenómenos que anticipan una falla superficial. Fuente: De Mateiss (2003)

2.5.1.2 Deslizamiento del cuerpo del talud

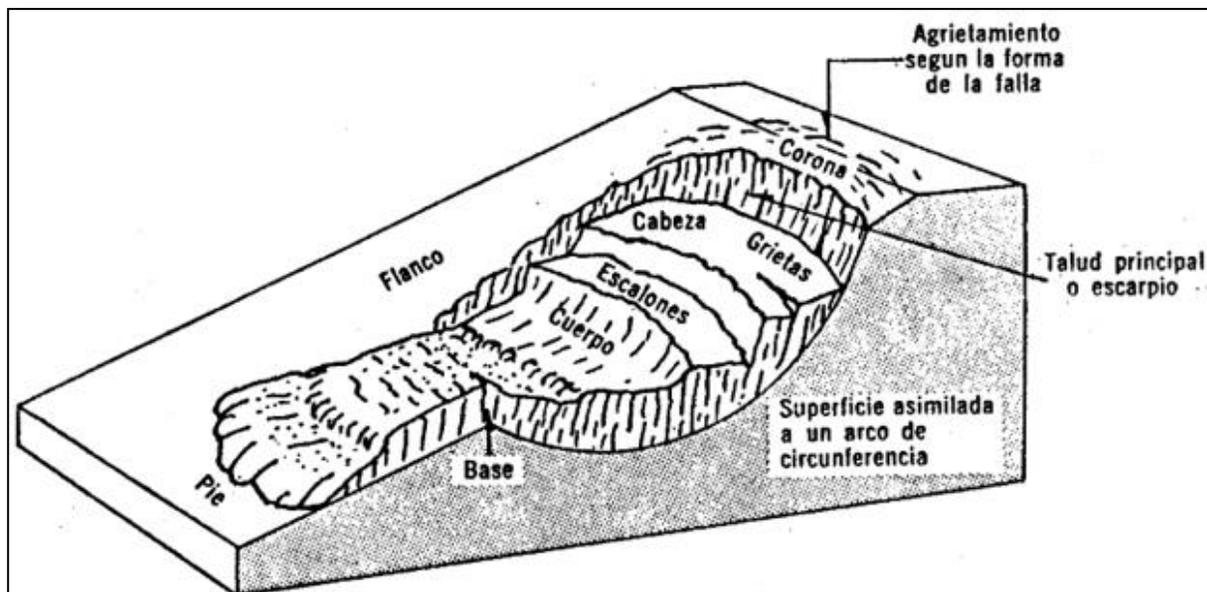
Es el deslizamiento de grandes masas de tierra, en el que la superficie de falla se produce debido a que la resistencia al corte del suelo se ve superada por los esfuerzos cortantes actuantes. Existen dos grandes tipos de falla por deslizamiento del cuerpo del talud que son: Falla Rotacional y Falla Traslacional.

2.5.1.2.1 Falla Rotacional

Se caracteriza por presentar una superficie de falla que se asemeja a la de una circunferencia por medio de la cual, se desliza el material del talud. El origen de estas fallas tiene que ver con el material del que está compuesto el talud. “Las fallas del tipo Rotacional, acontecen comúnmente en materiales arcillosos homogéneos o en suelos cuyo comportamiento mecánico esté regido por su fracción arcillosa” (De Mateiss, 2003, p. 7).

Figura. 8.

Falla rotacional



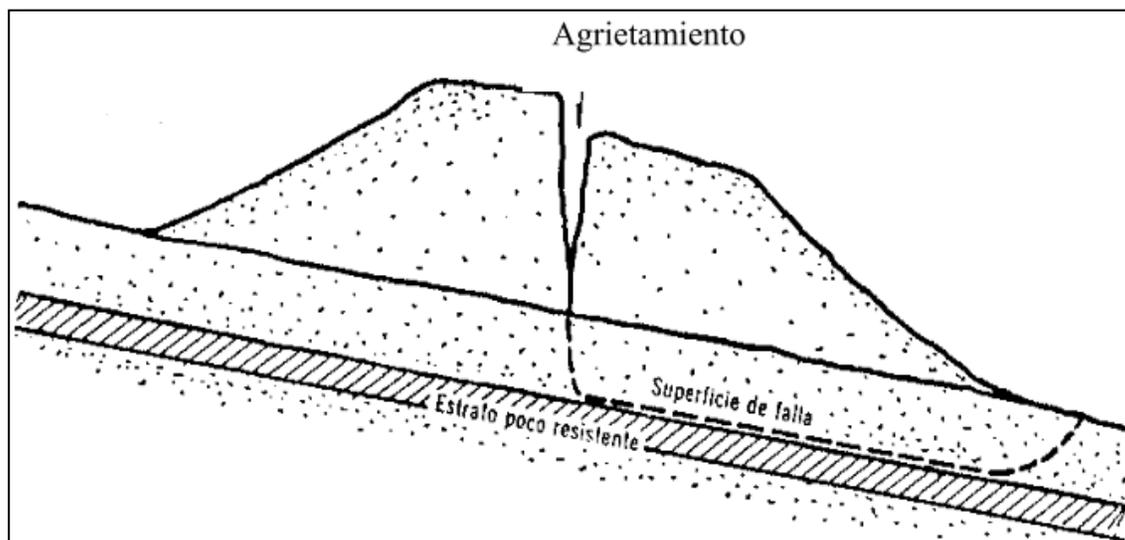
Nota: Se presentan las características de una falla rotacional. Fuente: De Mateiss (2003)

2.5.1.2.2 Falla Traslacional

Este tipo de fallas cuentan con una superficie de ruptura por lo general planas y paralelas a estratos poco resistentes, compuestos de arcilla, arenas finas y limos arcillosos, que producen movimiento de masas de tierra en forma traslacional, debido a la inestabilidad que presentan producto de la interacción del material con el agua. “Reiteradamente, la debilidad del estrato está relacionada con altas presiones de poros en el agua contenida en las arcillas o a fenómenos de elevación de presión de agua en estratos de arena (acuíferos)” (De Mateiss, 2003, p. 8).

Figura. 9.

Deslizamiento traslacional.



Nota: Se presenta el agrietamiento del talud que dará lugar al deslizamiento traslacional. Fuente: De Mateiss (2003)

2.5.1.3 Flujos

El desplazamiento de material del talud es similar al de un líquido viscoso, a velocidades relativamente altas; debido a esto, resulta imposible definir la superficie de falla de un talud, es decir no posee una configuración definida. Cuando el material del talud se encuentra en un estado

no consolidado es probable que pase por un evento de deslizamiento tipo flujo. “Cualquier formación no consolidada que sea susceptible de fluir, puede presentarse en fragmentos de roca, depósitos de talud, suelos granulares finos o arcillas francas; también son frecuentes los flujos en lodo”. (De Mateiss, 2003, p. 9).

2.6 Estabilidad de Taludes

El estudio enfocado a la estabilidad de taludes, es un trabajo minucioso y complicado debido al proceso complejo de deslizamiento de un talud, donde la superficie de ruptura no posee una configuración definida, resulta imposible definir la superficie de falla de un talud, por lo que se emplean métodos de análisis que recrean superficies de deslizamiento con el propósito de determinar el coeficiente de seguridad “F”. (De Mateiss, 2003, p. 10).

En consecuencia, la inestabilidad del talud que origina el desplazamiento de material, en ocasiones puede ser catastrófico, comprometiendo bienes y la vida de los transeúntes del sitio, por ende, la estabilidad de taludes es un proceso meticuloso, que depende en gran medida de las propiedades intrínsecas del suelo y está enfocado en la determinación del factor de seguridad al deslizamiento o coeficiente de seguridad (FSD) que determina la estabilidad del talud.

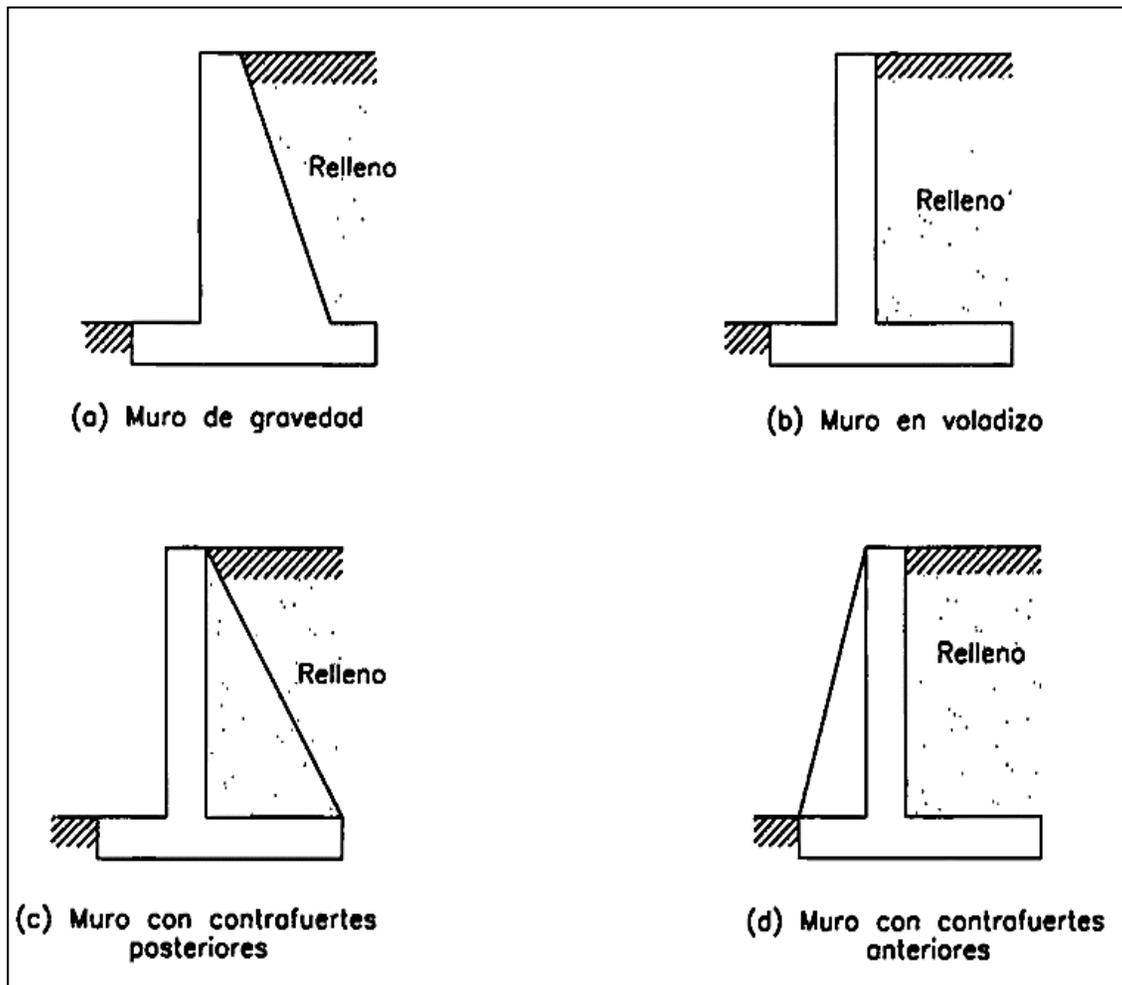
2.7 Muro de contención

En ingeniería el muro de contención es un elemento rígido, que tiene como fin, soportar los empujes del material natural o artificial retenida por el sistema de contención, que somete a la estructura a sollicitaciones de carga, por lo general son utilizados comúnmente en las carreteras o vías donde el funcionamiento de las mismas se ven comprometidos por la inestabilidad de las laderas. Según Harmsen (2002), “Los muros de contención son usados con el propósito de contener el terreno susceptible al deslizamiento, por lo general empleados en zonas con cambios

bruscos de pendiente, cortes y rellenos en vías o carreteras, muros de sótano, estribos de puente, entre otros.” (p. 361).

Figura. 10.

Muros de contención



Nota: Se visualizan los diferentes tipos de muros de contención Fuente: (Harmsen, 2002)

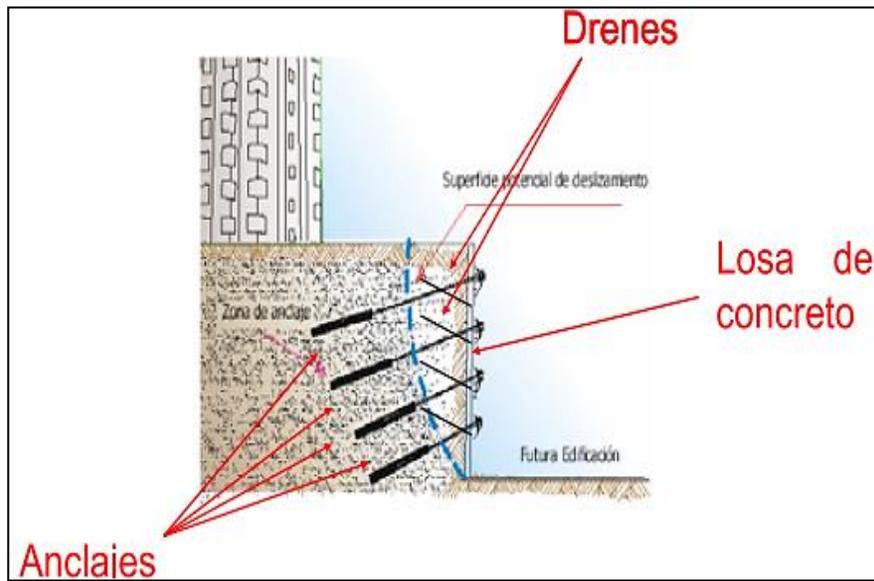
2.7.1 Muros de contención tipo pantalla atirantada

Los muros de contención anclados tipo pantalla atirantada, utilizan anclajes activos los cuales son ubicados por debajo de la superficie de falla en los bloques de roca, este tipo de anclajes

son tensionados por medio de gatos que se los instala en la superficie, generando así una fuerza de compresión adicional que se opone al movimiento de masas de tierra.

Figura. 11.

Sistema de contención pantalla atirantada



Nota: Partes de un muro de contención tipo pantalla atirantada. Fuente: (Tralci, 2006)

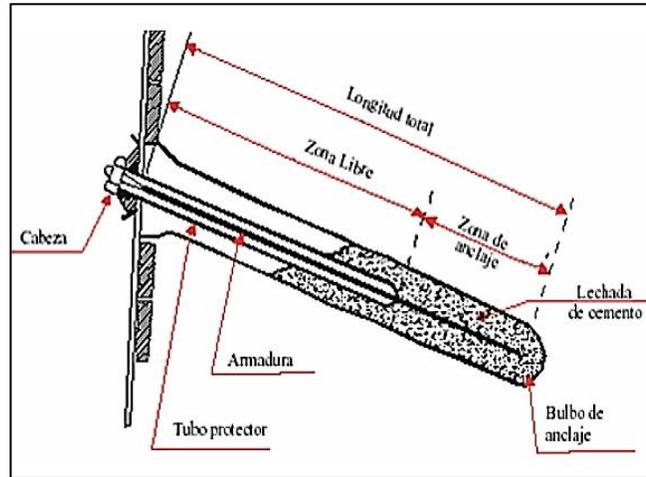
Como se visualiza en la (fig. 11), el muro de contención cuenta con una losa de concreto que tiene como objetivo administrar la fuerza de los anclajes sobre la superficie del talud, así como también está constituido por drenes que tienen como fin captar y conducir el agua en el interior de la estructura con la ayuda de tubos plásticos de PVC.

2.7.1.1 Anclajes y sus partes

Son dispositivos longitudinales, penetrados en el suelo e integradas al talud, los anclajes trabajan a tracción, mitigan la inestabilidad de la estructura y aumentan la resistencia, estos elementos se anclan en el interior, bajo inyección o por medio de la expansión de dispositivos mecánicos.

Figura. 12.

Sistema de anclaje



Nota: Se identifican las partes de un anclaje. Fuente: (Tralci, 2006)

Por lo tanto, los anclajes ayudan a la estabilidad de la estructura sobre el talud. Según Tralci (2006) “El objetivo primordial de los anclajes es reforzar, sostener suelos y masas rocosas parcialmente sueltas, fracturadas o incompetentes que de alguna manera estén sujetas o propensas a fallas”. (p. 18). A continuación, se indican las partes importantes de un anclaje.

1. Cabeza de anclaje: Transmite el esfuerzo de tracción a la estructura.
2. Armadura: Elemento longitudinal que tiene como finalidad transmitir la carga desde la cabeza hacia el talud.
3. Longitud Libre: Está limitada entre la cabeza y el extremo superior del bulbo.
4. Bulbo: Existen dos tipos de bulbos, tenemos: Tipo Dúplex, que trabaja a compresión mediante un tubo de acero y Tipo Simples, que transmite la carga hacia el terreno y se encuentra rodeado de una lechada de cemento.

5. Zona Libre: Es la zona del elemento de anclaje que se deforma de manera libre cuando es sometido a fuerzas de tracción, esta demarcación se encuentra excluido del contacto con el terreno.
6. Cabezal: Es el elemento protegido por la corrosión, que permite la transmisión del esfuerzo hacia la pantalla y permite el bloqueo del tensor.

2.7.1.2 Tipos de Anclajes

Existe una variedad de anclajes disponibles en el mercado, dentro de las cuales se los divide: Según su aplicación, en función del tiempo, forma de trabajo y la técnica constructiva del bulbo. Sin embargo, en el presente proyecto haremos énfasis en los tipos de anclaje según la forma de trabajo, la cual destacaremos los siguientes.

2.7.1.2.1 Anclaje Pasivo

El anclaje pasivo es un elemento rígido no tensionado constituido por pernos estructurales. Este anclaje por sí solo trabaja bajo esfuerzos de tracción, donde su orientación depende del movimiento que se espera ocurra entre la cabeza y la zona de anclaje. Este tipo de anclajes Según Tralci (2006):

Entra en tracción por sí solo, al aparecer la fuerza exterior (expansión o dilatación que se produce en las discontinuidades de la roca cuando comienza a producirse un deslizamiento a lo largo de las mismas) y oponerse la cabeza al movimiento del terreno o de la estructura. (p. 23).

2.7.1.2.2 Anclaje Activo

Conforme lo mencionado anteriormente, los muros de contención anclados tipo pantalla atirantada utilizan anclajes activos, los cuales son ubicados por debajo de la superficie de falla en los bloques de roca, este tipo de anclajes son tensionados por medio de gatos que se los instala en

la superficie, generando así una fuerza de compresión adicional que se opone al movimiento de masas de tierra. Según Tralci (2006) “En otras palabras, los anclajes activos ejercen una acción estabilizadora desde el mismo instante de su puesta en tensión, incrementando la resistencia al corte del suelo como consecuencia de las presiones normales adicionales al esqueleto mineral” (pp. 24-25).

Además, la diferencia entre los dos tipos de anclaje (Activo y Pasivo) está en la carga de tensado, los anclajes activos están sometidos a una carga de tensado mucho mayor, generando deformaciones iniciales en el cuerpo del talud; mientras que, la carga del anclaje pasivo va aumentando progresivamente su deformación conforme se va moviendo el talud, oponiéndose al desplazamiento del terreno

2.7.1.2.3 Anclaje Mixto

El anclaje mixto es visto como el elemento que combina la funcionalidad de los dos tipos de anclajes mencionados. Según Tralci (2006) “Es aquel intermedio entre los dos tipos descritos anteriormente, la manguera se pretensa con una carga menor a la admisible, quedando una parte de su capacidad resistente en reserva para hacer frente a posibles movimientos aleatorios del terreno.” (pp. 25).

2.8 Criterio de Mohr-Coulomb

El suelo puede fallar si la carga aplicada es excesiva llegando a superar la carga crítica, para calcular la carga crítica se utiliza el criterio de Mohr Coulomb, que relaciona los esfuerzos cortantes y normales que actúan en el plano de falla.

$$\tau = f(\sigma) \quad (1)$$

$$\tau = c + \sigma * tg \quad (2)$$

Donde:

τ : Esfuerzo tangencial o de corte

c: Cohesión

σ : Esfuerzo normal actuante en el suelo

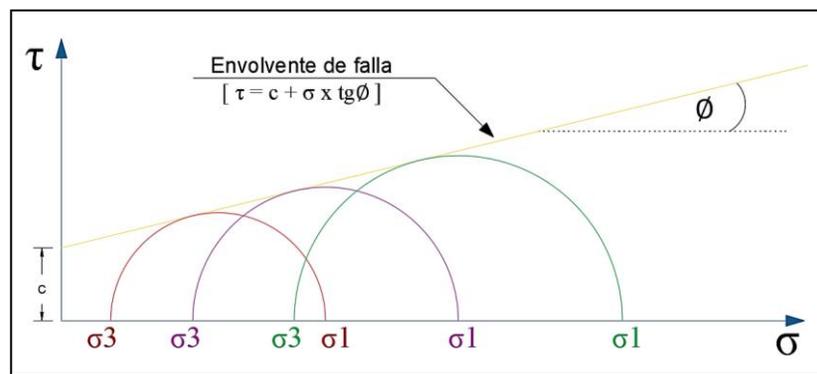
ϕ : Angulo de fricción

σ_1 : Esfuerzo principal mayor

σ_3 : Esfuerzo principal menor

Figura. 13.

Criterio de Mohr Coulomb.



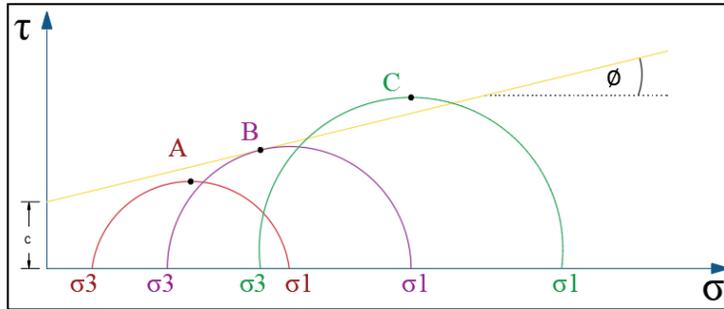
Nota: Representación gráfica del criterio de Mohr Coulomb. Elaborado por: El Autor

La línea tangencial de cada círculo de Mohr se define como la envolvente de falla o línea de rotura que cuenta con una inclinación (ϕ), esta línea representa el lugar geométrico de los esfuerzos actuantes de la falla correspondiente a distintos esfuerzos normales; además, es el límite que separa los estados posibles e imposibles de falla.

También, de la gráfica se observa que la cohesión es la ordenada en el origen de la envolvente de falla y representa la máxima resistencia tangencial en un plano cualquiera cuando el esfuerzo normal es igual a cero; además, el máximo esfuerzo tangencial en un plano de falla es mayor a medida que aumenta el esfuerzo normal que actúa sobre dicho plano, esto quiere decir que el suelo es más resistente cuando mayor es su nivel de esfuerzos normales.

Figura. 14.

Estados límites del suelo.

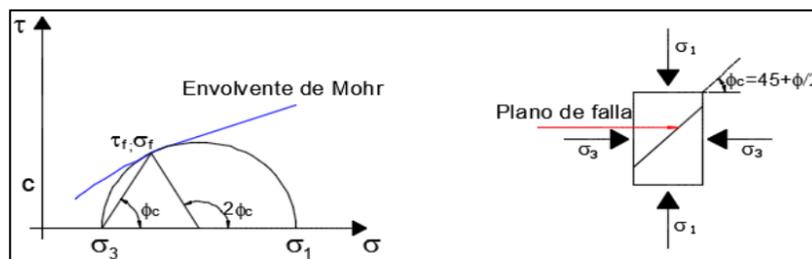


Nota: Se presentan los estados posibles e imposibles de falla del suelo. Elaborado por: El Autor

En consecuencia, el círculo de Mohr, representa los estados tensionales a los que se encuentra sometido el suelo, que al compararlos con la envolvente de falla indicará el estado en que se encuentra el material. Como se visualiza en la Figura 14, el círculo de Mohr (A) que se encuentra por debajo de la línea de falla a una cierta distancia, estará asociado al factor de seguridad requerido para hacer fallar al suelo, el círculo de Mohr (B) que es tangente a la línea de falla indica la situación crítica de rotura, lo que lleva a la falla del terreno y el círculo de Mohr (C) que se encuentra por encima de la envolvente de falla indica un estado tensional imposible.

Figura. 15.

Envolvente de falla



Nota: Representación de la envolvente de falla de Mohr Coulomb. Fuente: Terán (2020).

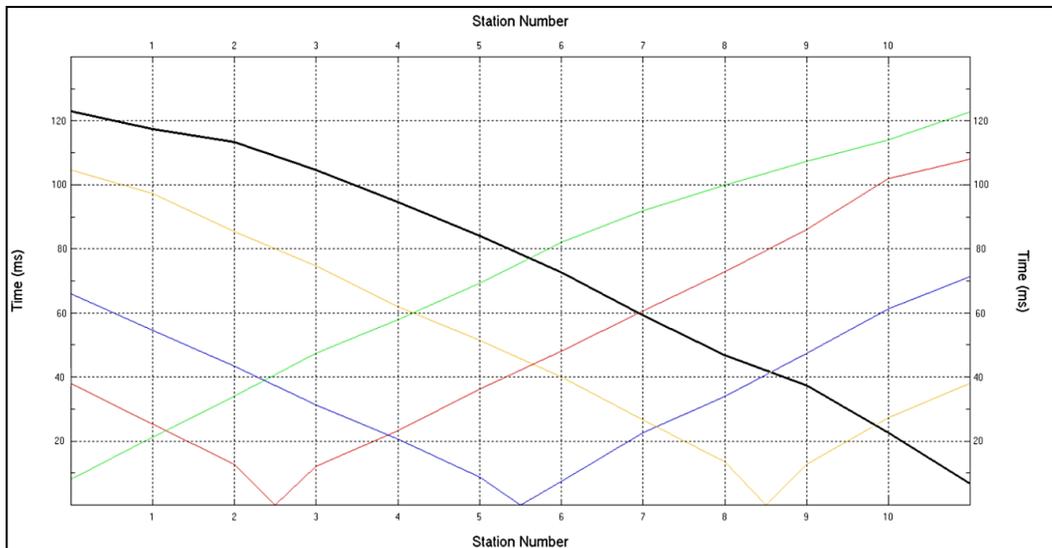
2.9 Método de Prospección Geofísica. (Previamente realizado)

Para la investigación del presente trabajo se cuenta con el estudio de prospección geofísica, previamente realizado en la investigación del trabajo de tesis, “Proyecto de estabilización de talud mediante el uso de pantalla atirantada con anclajes activos tipo barra en el sector santa Ana (abscisa 0+060 a 0+100)”, de la autoría del ingeniero Edgar Humberto Terán Vivar.

En consecuencia, este método generó información sobre: desplazamiento, velocidad y aceleración, relacionada con el movimiento del suelo, que fueron obtenidas mediante la producción de vibraciones en el terreno, por medio de explosivos o la ayuda de un martillo (fuente energética), que provocó la generación de un campo sísmico artificial, el cual permitió medir el tiempo de llegada de las ondas hacia la línea sísmica, compuesta por geófonos ubicados en la superficie, obteniendo así los dromocronas (representación gráfica de curvas-tiempo y distancia).

Figura. 16.

Ensayo de refracción sísmica.



Nota: Se visualiza los resultados del ensayo de refracción sísmica. Fuente: (Terán, 2020).

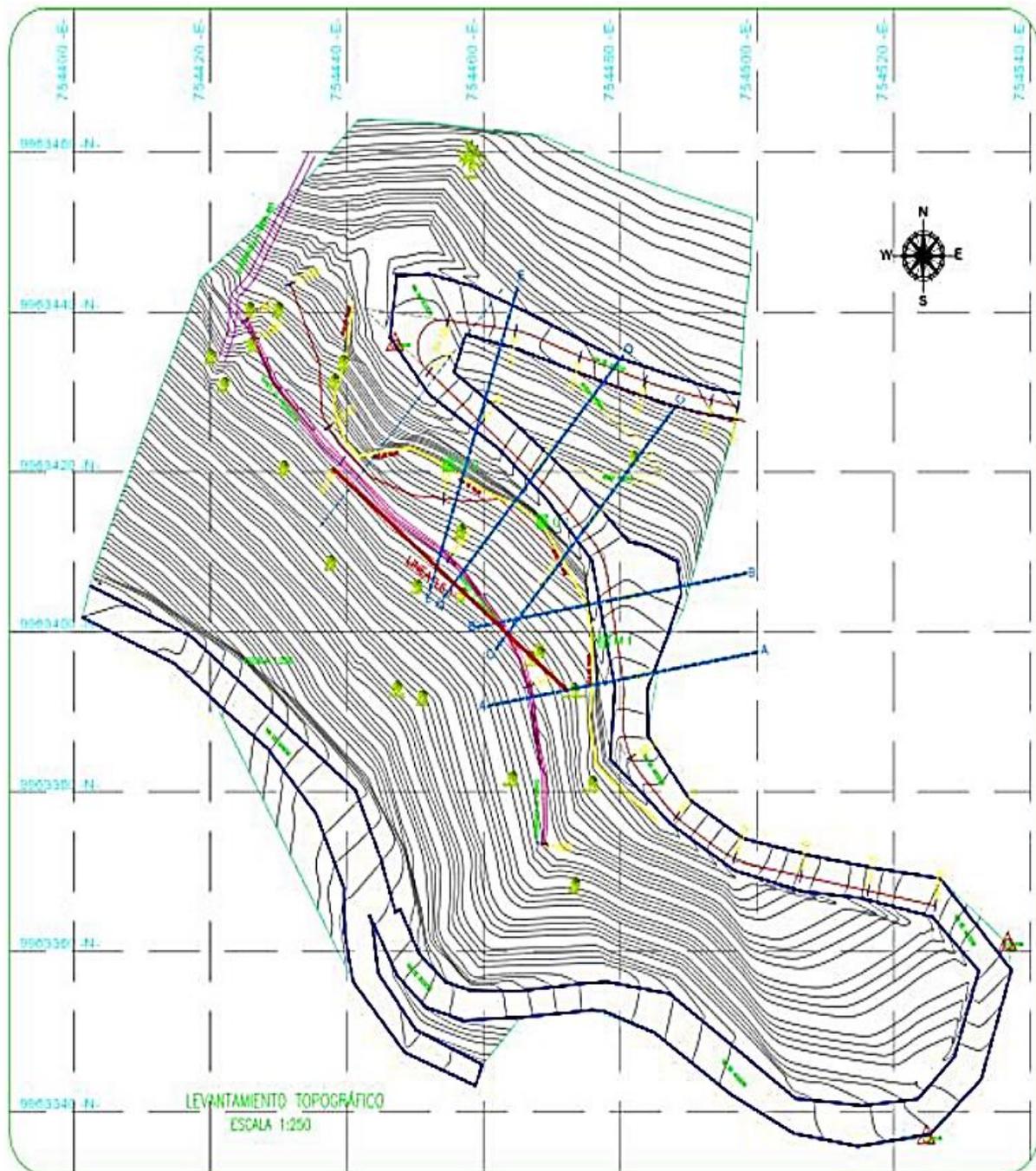
Con la información obtenida de los trabajos de prospección geofísica (refracción sísmica in situ), se conocen los valores de velocidades de ondas (V_p), y por medio del coeficiente de Poisson típico de cada estrato, atendiendo a la literatura consultada, fueron determinadas las velocidades de onda de corte (V_s) de los estratos del material del lugar, visible en la tabla 5, esta investigación complementará la búsqueda de sismos que se propagan por perfiles litológicos con velocidades de onda de corte similares a los del estudio realizado.

2.10 Topografía

El levantamiento topográfico, previamente ejecutado en la investigación del trabajo de tesis mencionada, de la autoría del ingeniero Edgar Humberto Terán Vivar, nos dará una visualización a detalle sobre la geometría del sitio, limitando la obra; lo cual permitirá exportar la topografía al programa “MIDAS GTS NX (3D)” para su correspondiente análisis.

Figura. 17.

Levantamiento topográfico.



Nota: Se expone el levantamiento topográfico que representa la geometría del sitio de estudio.

Fuente: (Terán, 2020).

Tabla 3.*Perfiles de la zona de estudio*

Perfil	Coordenadas		Geometría	
	Norte	Este	Longitud (m)	Altura (m)
Perfil A 0+060	9963390.74	754460.65	16.95	12.00
Perfil B 0+070	9963400.60	754458.97	18.15	11.50
Perfil C 0+080	9963397.78	754461.73	16.75	13.10
Perfil D 0+090	9963404.33	754454.18	16.95	14.00
Perfil E 0+100	9963405.18	754452.12	19.00	16.75

Nota: Se visualiza la característica geométrica y ubicación de cada perfil. Fuente: (Terán, 2020).

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1 Evaluación y caracterización de los estratos del suelo.

Para la investigación del presente trabajo se cuenta con el estudio de prospección geofísica, previamente realizado en la investigación del trabajo de tesis mencionada, de la autoría del ingeniero Edgar Humberto Terán Vivar.

Con la información obtenida de los trabajos de prospección geofísica (refracción sísmica in situ), se conocen los valores de velocidades de ondas (V_p), y las velocidades de onda promedio de corte (V_s) de los estratos del material del lugar, que complementará la búsqueda de sismos que se propagan por perfiles litológicos con velocidades de onda de corte similares a los del estudio realizado, mediante los estudios geotécnicos previos, permitirá identificar las características del perfil estratigráfico del sitio de estudio.

Tabla 4.

Correspondencia geológica (Estudio geofísico)

Complejo Sísmico y/o Capa	Velocidad longitudinal promedio V_p (m/s)	Velocidad transversal promedio V_s (m/s)	Profundidad (m)	Correspondencia geológica
A	290	202	0 - 2.0	Suelo blando húmedo.
B	340	238	2.0 - 5.20	Lapilli o pómez húmedo.
C	420	294	5.20 - 8.10	Suelo limo arenoso húmedo.
D	530	371	8.10 - 11.20	Lapilli de pómez poco húmedo.
E	650	455	11.20 - 13.0	Suelo medianamente compacto.

Nota: Se aprecian las velocidades V_p y V_s a diferentes profundidades y su respectiva correspondencia geológica. Fuente: (Terán, 2020).

Tabla 5.*Parámetros que caracterizan al perfil estratigráfico del sitio de estudio.*

Complejo Sísmico	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Poisson μ	γ (gr/cm³)	E Mod def. (kg/cm²)
A	290	202	0.2	1.56	92
B	340	238	0.2	1.58	102
C	420	294	0.2	1.61	122
D	530	371	0.2	1.65	161
E	650	455	0.2	1.69	219

Nota: Se visualizan los parámetros obtenidos en los trabajos previos de prospección geofísica detectados en la zona de estudio. Fuente: (Terán, 2020).

Por otra parte, cabe recalcar que se utilizará el módulo de elasticidad recomendado por el estudio geofísico que se realizó en el talud objeto de estudio, parámetro importante para el análisis de estabilidad del talud.

3.2 Características de la falla que más contribuye al sector como amenaza sísmica.

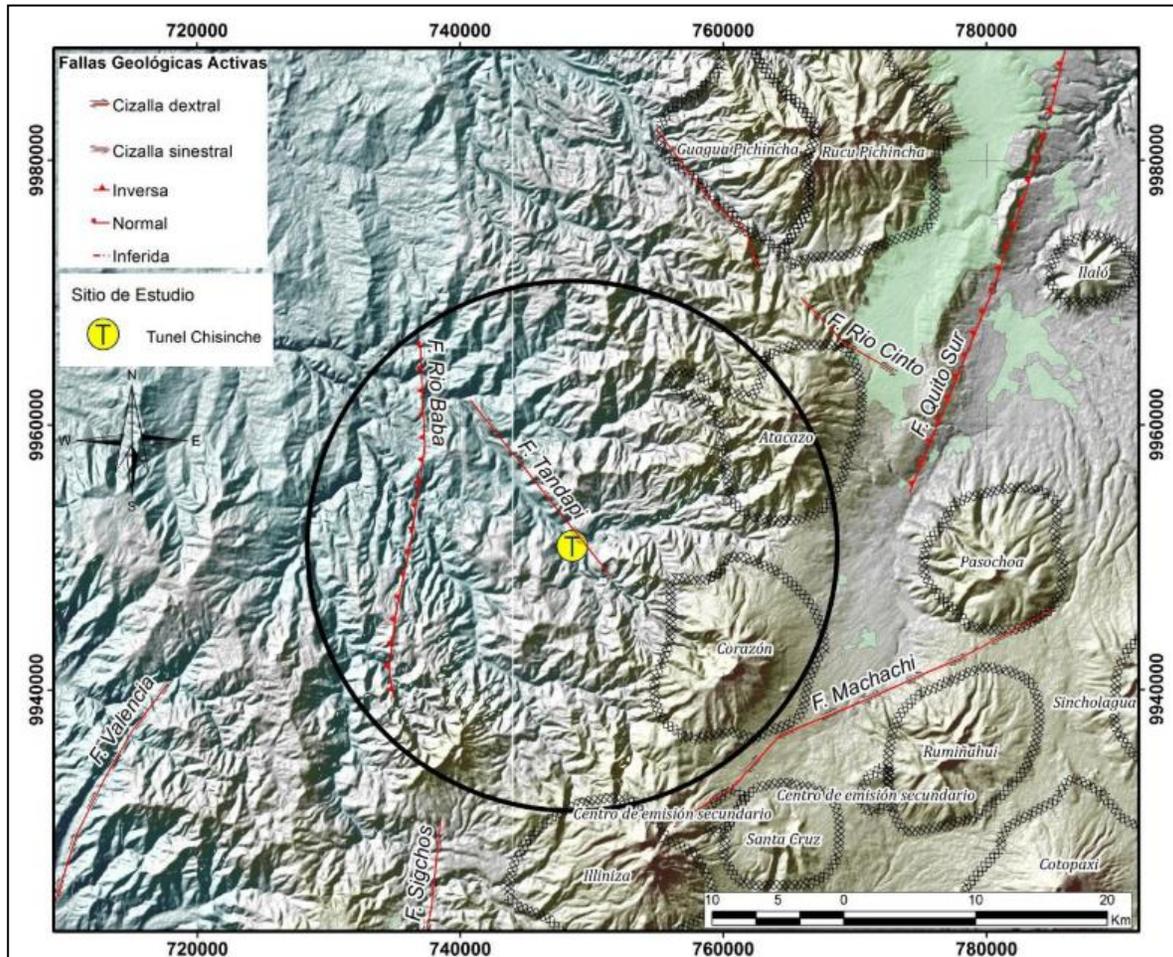
Para este procedimiento, se cuenta con la información obtenida en el trabajo de investigación “Estudio de Tectónica activa y Riesgo Sísmico para el Proyecto Túnel de Tandapi”, elaborado por el Dr. Kevin Chunga (2017), dicho trabajo de investigación se encuentra ubicado en la misma zona de estudio del presente trabajo.

Además, para el procedimiento de ubicación de las fallas activas cercanas al sitio de estudio, que representarían una fuente de amenaza sísmica, se usará la información que consta de: mapas de las fallas geológicas activas, tipo de falla, profundidad, ubicación, magnitud y

desplazamiento. Por lo tanto, se visualizará el procedimiento de ubicación de las fallas activas cercanas al sitio de estudio.

Figura. 18.

Mapa de fallas activas

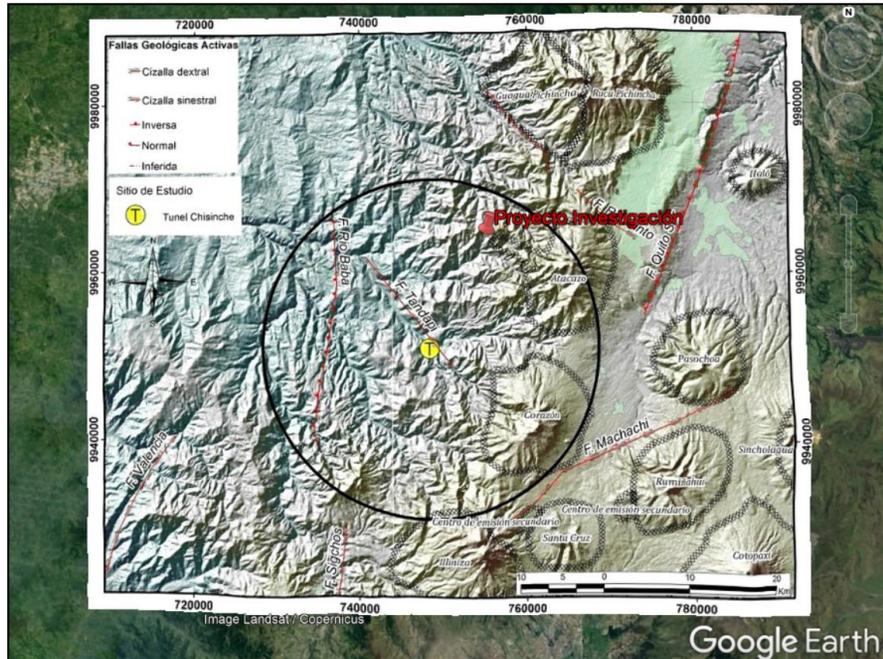


Nota: Se presentan las fallas activas cercanas al proyecto. Fuente: (Chunga, 2017)

El mapa que se visualiza en la (Fig.19) detalla las fallas cercanas al lugar de estudio, que representarían una fuente de amenaza sísmica, estas fallas serán ubicadas en el programa Google Earth Pro.

Figura. 19.

Ubicación del proyecto en el mapa de fallas activas.

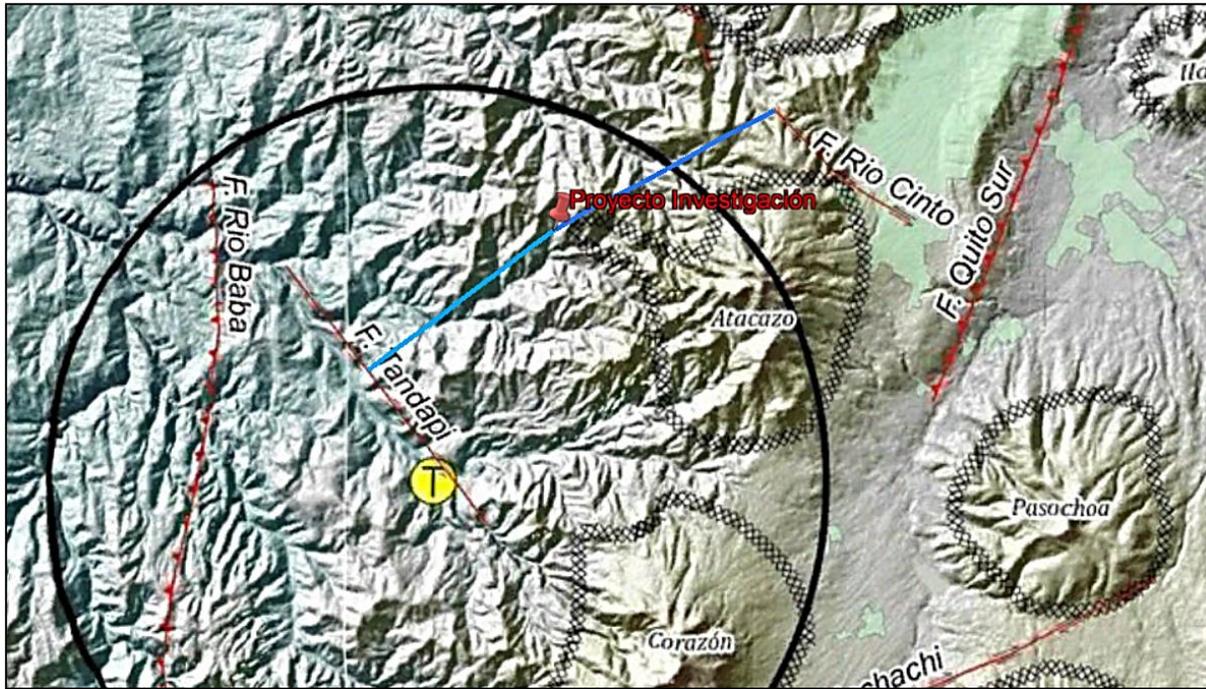


Nota: Se ubica el proyecto en el mapa de fallas activas, con la ayuda del programa Google Earth Pro. Elaborado Por: El Autor.

Una vez ubicado el sitio de estudio “Proyecto de investigación” en el mapa de fallas activas en el programa Google Earth Pro, se ubicará las fuentes de amenaza sísmica más cercanas al sitio de estudio.

Figura. 20.

Fallas cercanas al sitio de estudio.

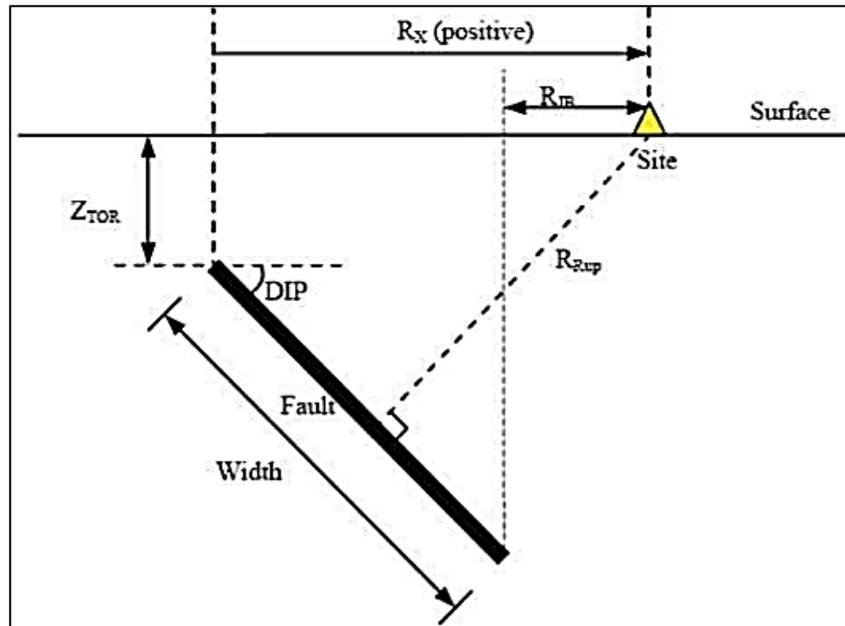


Nota: Se determina la distancia de las fallas más cercanas al sitio de estudio. Elaborado por: El Autor.

Por lo tanto, las fallas más cercanas al sitio de estudio son: Tandapi y Río Cinto, son fallas tipo: cizalla sinistral o falla transcurrente de deslizamiento lateral izquierdo, información obtenida en el trabajo de investigación previa Chunga, (2017). Ubicadas aproximadamente a una distancia del proyecto de 11.70 y 12.50 km respectivamente, medidas en Google Earth Pro.

Figura. 21.

Distancias proyecto-falla.

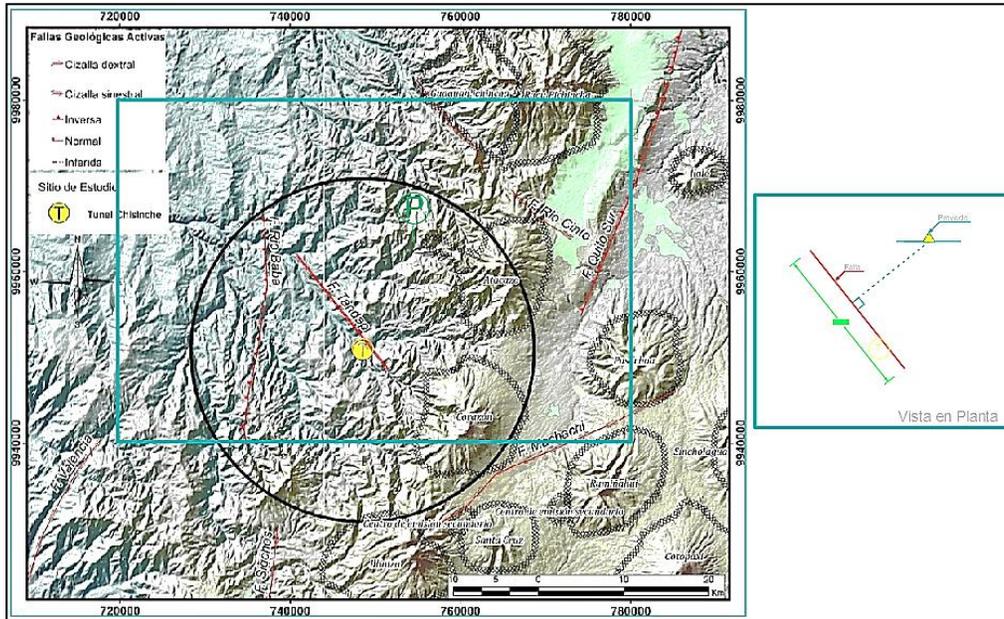


Nota: Se representa las diferentes distancias en planta del proyecto a la falla. Fuente: (Jara & Tibanquiza, 2017).

Una vez identificado la ubicación del proyecto en Google Earth Pro, se subió el mapa de fallas activas al programa AutoCAD, con la ubicación del proyecto previamente determinada se calculó de manera más precisa la distancia de la falla más cercana al proyecto con el fin de ampliar el rango de búsqueda relacionado con dicha distancia como parámetro en la búsqueda de sismos en la plataforma de la “PEER”.

Figura. 22.

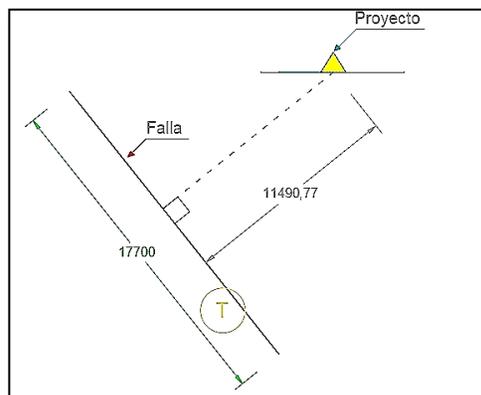
Ubicación del proyecto y falla (Autocad).



Nota: Distancia de la falla Tandapi al sitio de estudio a partir del mapa de fallas activas medida en autocad. Elaborado por: El Autor.

Figura. 23.

Distancia proyecto-falla en AutoCAD.

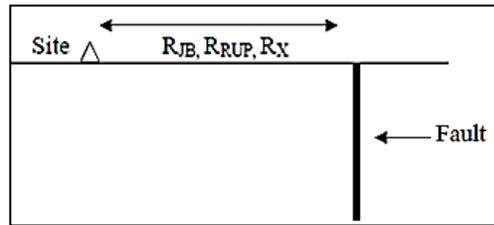


Nota: Se presenta la distancia de 11.50 km del proyecto a la falla, vista en planta medida en AutoCAD. Elaborado por: El Autor.

Como se había mencionado con anterioridad la falla Tandapi es una falla “cierta” según la nomenclatura de la investigación Chunga, (2017); quiere decir que es visible en la superficie, por lo tanto, las distancias serían las siguientes para una falla superficial tipo Cizalla Sinestral:

Figura. 24.

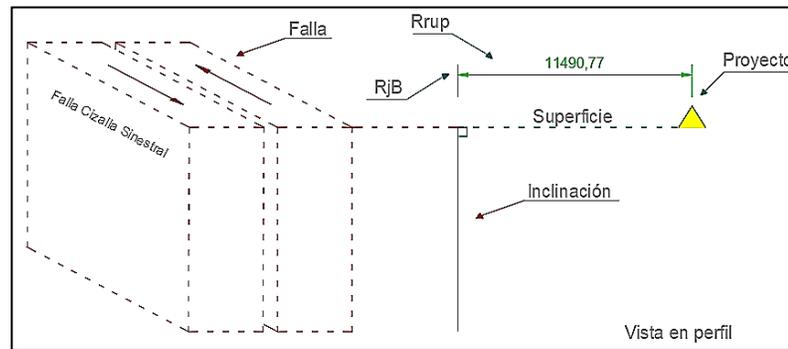
Distancias Rjb, Rrup, Rx



Nota: Las distancias (R_{jb} , R_{rup} , R_x) para la configuración de la falla Tandapi cercana al proyecto de estudio. Fuente: (Cabrera & Pérez, 2002)

Figura. 25.

Distancia proyecto-falla vista en perfil



Nota: Características de la falla cercana al proyecto vista en perfil (AutoCAD). Elaborado por: El Autor.

3.2.1 Magnitud y desplazamiento de la falla

Del estudio previo del Dr. Chunga (2017), se conoce la máxima magnitud que pueda ocasionarse en el sitio y el desplazamiento de las fallas, determinadas a través de relaciones

empíricas de regresión lineal, impuestas por las investigaciones geológicas estructurales de Wells & Coppersmith, (1994).

$$\text{Magnitud estimada} = 5.08 + 1.16 * \text{LOG}(L) \quad (3)$$

$$\text{Desplazamiento de falla} = \text{EXP}(-1.38 + 1.02 * \text{LOG}(L)) \quad (4)$$

Como se visualiza en las ecuaciones empíricas, la variable (L) es la longitud de ruptura de la falla de interés; por ejemplo, la falla Tandapi presenta una longitud de ruptura de 17.7 km aproximadamente (Chunga, 2017), la magnitud y desplazamiento de falla a través de relaciones empíricas de regresión lineal (Wells & Coppersmith, 1994), son las siguientes:

$$\text{Magnitud estimada} = 5.08 + 1.16 * \text{LOG}(17.7 \text{ km})$$

$$\text{Magnitud estimada} = 6.53$$

$$\text{Desplazamiento de falla} = \text{EXP}(-1.38 + 1.02 * \text{LOG}(17.7 \text{ km}))$$

$$\text{Desplazamiento de falla} = 0.90 \text{ metros}$$

Por lo tanto, las características de las fallas más cercanas al proyecto de investigación se pueden visualizar en la siguiente tabla.

Tabla 6.

Características de las Fallas activas Tandapi y Río Cinto

Falla	Tipo	Longitud (km)	Niveles de confiabilidad desde análisis sismológicos y morfológicos	Máximo desplazamiento (m)	Magnitud estimada	PGA Máxima aceleración en la roca
Tandapi	Cizalla sinestral	17.7	Cierto	0.9	6.5	0.35
Río Cinto	Cizalla sinestral	9.1	Deducido	0.7	6.2	0.21

Nota: Los valores de máximo desplazamiento y magnitud fueron determinadas a través de las relaciones empíricas propuestas por Well & Coppermish, 1994. Fuente: (Chunga, 2017).

En consecuencia, se trabajará con la falla Tandapi, ya que es la más cercana al proyecto con 11.65 km de distancia, es una falla superficial con una magnitud estimada de 6.5, superior a la producida por la falla Río Cinto.

3.2.2 *Espectro elástico de aceleraciones.*

3.2.2.1 **Determinación de la zona sísmica**

La generación del espectro elástico de aceleraciones se lo determinará a partir de: La zona sísmica que corresponda detallado en el literal (4.4) “Peligro sísmico del Ecuador”, según el mapa de zonificación sísmica en el que se visualizan seis zonas sísmicas, distribuido mediante la caracterización del factor Z, el proyecto se encuentra en la zona sísmica (V) con un valor de Z: 0.4g, por lo tanto, este último valor representa la máxima aceleración en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

3.2.2.2 **Obtención del valor de la relación de amplificación espectral η**

El lugar al que pertenece el proyecto es la región Sierra, por lo tanto, el valor de la relación de amplificación espectral η acorde al lugar es η : 2.48

Tabla 7.

Valores de relación amplificación espectral η

Relación de amplificación espectral, η (Sa/Z, en roca)	
Provincias de:	η (Sa/Z)
Costa (excepto esmeraldas).	1.80
Sierra, Esmeraldas y Galápagos.	2.48
Oriente.	2.60

Nota: Valores de relación amplificación espectral η acorde al lugar. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

3.2.2.3 **Determinación del tipo de suelo según la NEC**

Se determinará el tipo de suelo a través de la normativa NEC, la cual detalla los perfiles de suelo para el diseño sísmico, se escogerán dos tipos de suelos, como se había mencionado se

manejará dos escenarios, a partir de los resultados obtenidos por el método de prospección geofísica, y los tipos de perfiles de suelos (Tabla 8), según la normativa NEC 2015.

Tabla 8.

Tipos de suelo con valores Vs

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente.	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media.	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ kpa}$

Nota: Tipos de perfiles con Vs a partir de 360m/s hasta valores de $V_s \geq 1500\text{m/s}$. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

El primer escenario, el suelo del proyecto por debajo del talud presenta un valor Vs30: 455 m/s, que se considerará constante con profundidad, dicho valor fue obtenido del estudio geofísico el cual corresponde a un suelo tipo C según la normativa correspondiente a la tipificación de los perfiles de suelos NEC 2015.

Seguidamente, el segundo escenario, se plantea un valor Vs30 superior al indicado previamente, a fin de considerar un mejoramiento natural del suelo con profundidad, el cual corresponde a un suelo tipo B, según la normativa correspondiente a la tipificación de los perfiles de suelos NEC.

Debido a que, no se conoce con certeza si la velocidad de ondas de corte (Vs) se va a mantener constante con profundidad o va a existir un incremento de la misma que hace que el

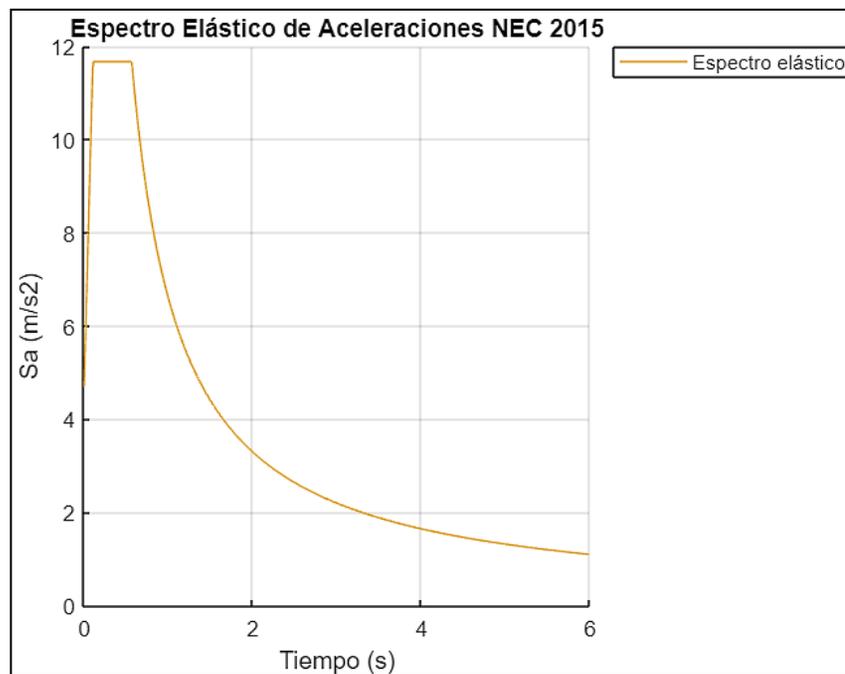
perfil de suelo cambie de categoría, una vez obtenido los resultados se optará por trabajar con el más desfavorable de los dos escenarios para el diseño definitivo del muro de contención.

3.2.2.4 Rutina en Matlab Espectro_NEC 15

Por lo tanto, una vez determinado dichos parámetros, con la ayuda de la rutina en Matlab denominada *ESPECTRO_NEC 15*, donde, la fuente de la rutina, ha sido tomada de los trabajos presentados por Aguiar y Mora (2012), modificado por Jara & Tibanquiza, (2017), que nos permitirá generar cualquier espectro elástico de aceleraciones de los tipos de suelo encontrados en la NEC 15, esta rutina manejará intervalos de 0.01 segundos, con periodos de tiempo que va de 0 a 6 segundos.

Figura. 26.

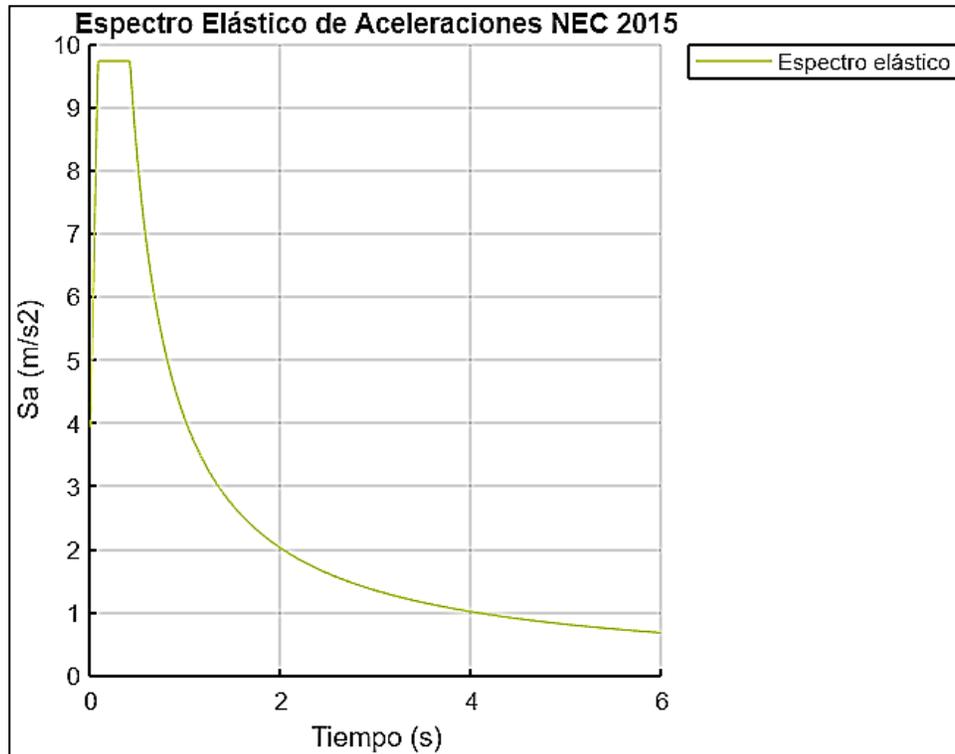
Espectro de aceleraciones para suelo tipo C.



Nota: Se visualiza el espectro de aceleraciones para el primer escenario correspondiente a un suelo tipo C. Elaborado por: El Autor a través de MATLAB “ESPECTRO_NEC 15”

Figura. 27.

Espectro de aceleraciones para suelo tipo B

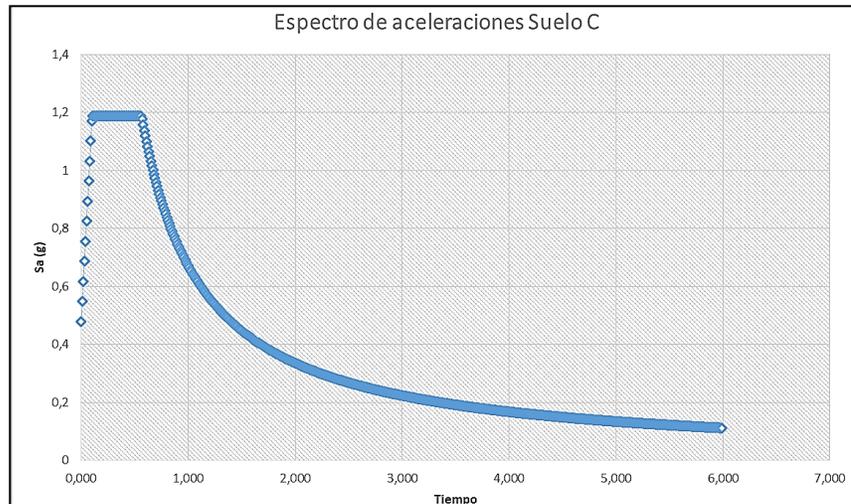


Nota: Se visualiza el espectro de aceleraciones para el segundo escenario correspondiente a un suelo tipo B. Elaborado por: El Autor a través de MATLAB “ESPECTRO_NEC 15”

En consecuencia, los espectros elásticos de aceleración obtenidos a través de la rutina en Matlab denominada *ESPECTRO_NEC 15*, se subirán a una hoja de cálculo en Excel, donde se pasará la aceleración en términos de gravedad y se guardará en formato “CSV delimitado por comas” que es el formato que exige el buscador “PEER” para subir el espectro elástico a la plataforma de búsqueda.

Figura. 28.

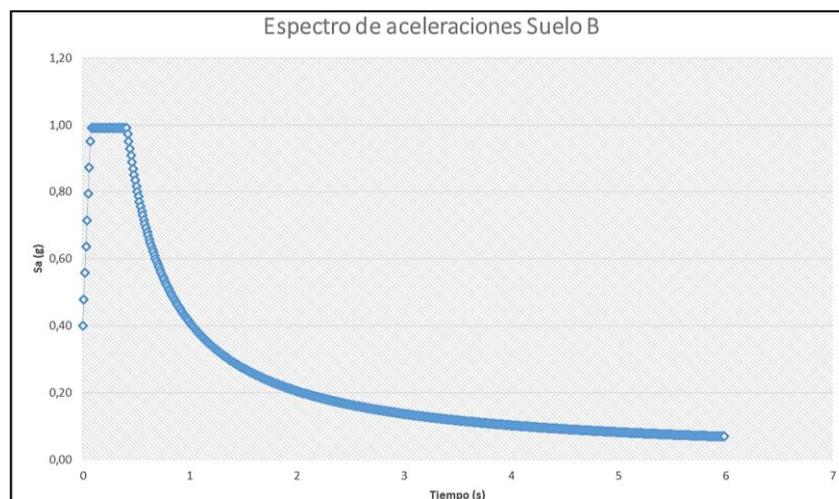
Espectro de aceleraciones para suelo tipo C (Excel).



Nota: Se visualiza el espectro de aceleraciones para el primer escenario correspondiente a un suelo tipo C definido en una hoja de excel. Elaborado por: El Autor

Figura. 29.

Espectro de aceleraciones para suelo tipo B (Excel).



Nota: Se visualiza el espectro de aceleraciones para el segundo escenario correspondiente a un suelo tipo B definido en una hoja de excel. Elaborado por: El Autor

3.3 Procedimiento de búsqueda

La fuente Pacific Earthquake Engineering Research por sus siglas en inglés “PEER” es una red mundial que cuenta con registros sísmicos, la cual se usará para determinar un sin número de sismos con características similares al sitio de estudio, donde se prevé exista un evento sísmico.

3.3.1 Parámetros de ingreso

Una vez determinado todos los parámetros se deberán suministrar toda la información de búsqueda en la página mencionada, atendiendo al tipo de falla, aceleración, distancia epicentral y velocidad de ondas de corte de la columna de suelo como se visualiza en la tabla 9. Los sismos encontrados serán aquellos que se ajusten a los parámetros ingresados.

Tabla 9.

Datos de búsqueda para cada escenario

Dato	Escenario 1	Escenario 2
Espectro Elástico para:	Suelo tipo C	Suelo tipo B
Magnitud	6.5	6.5
RjB (Km)	11.49	11.49
Rrup (Km)	11.49	11.49
Vs30 (m/s)	455 (Geofísico)	1500 > Vs ≥ 760 (NEC 15)
Mecanismo de falla	Cizalla Sinistral	Cizalla Sinistral

Nota: Valores de ingreso a la “PEER” correspondientes a cada escenario. Elaborado por: El Autor.

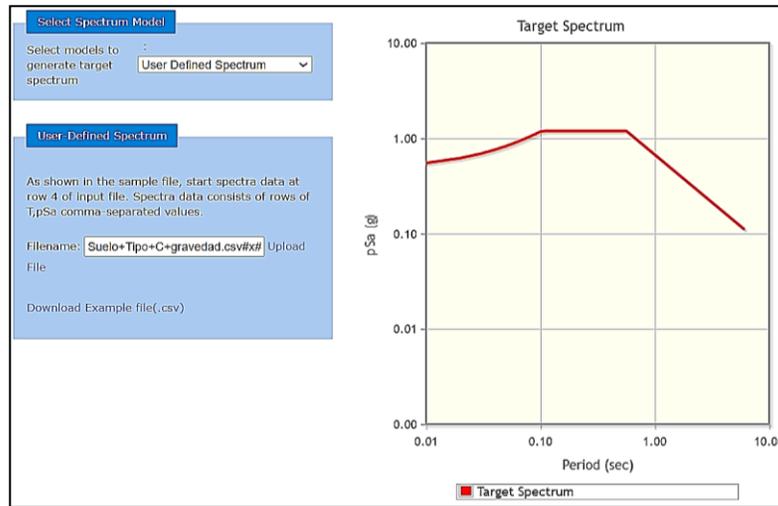
3.3.2 Pasos para la búsqueda de sismos en la “PEER”

3.3.2.1 Ejemplo de búsqueda escenario 1

1. Para la búsqueda de los registros sísmicos, primero se procede a subir el espectro de diseño elástico de aceleraciones de la norma NEC 2015, correspondiente a un suelo tipo C, obtenido en el literal 5.2.2.4.

Figura. 30.

Target espectro elástico de aceleración suelo tipo C



Nota: Se visualiza el ingreso del target espectro de aceleración de diseño elástico del suelo tipo C.

Fuente: Elaborado por el autor con información obtenida de la “PEER”.

2. A continuación, se ingresará los datos de búsqueda obtenidos en la tabla 9, correspondiente al primer escenario (Magnitud, R_{jb} - R_{rup} , V_s 30, Mecanismo de falla); además, es importante que al ingresar los valores es recomendable trabajar con un rango (mínimo y máximo), para ampliar la búsqueda de registros sísmicos que se asemejen al esperado en el sitio de estudio donde se prevé exista un evento sísmico.
3. Luego, se buscará una cantidad de 10 sismos dentro de los cuales se escogerá 3 eventos sísmicos que más se ajusten a los parámetros ingresados previamente, siguiendo lo sugerido por la normativa ASCE/SEI 7 en el apartado 17.6.3.4, donde indica que si se realizan los análisis para los 3 pares de registros, se tomarán para el diseño la respuesta máxima de los parámetros de interés.

Figura. 31.

Ingreso de los valores de búsqueda

The image shows a software interface for entering search parameters. It is divided into two sections: 'Search Parameters' and 'Additional Characteristics'. The 'Search Parameters' section includes a dropdown menu for 'Fault Type' set to 'Strike Slip (SS)', and text input fields for 'Magnitude' (6,7), 'R_JB(km)' (8,16), 'R_rup(km)' (8,16), and 'Vs30(m/s)' (400,500). Each of these fields has 'min,max' written next to it. There is also an empty text input field for 'D5-95(sec)' with 'min,max' next to it, and a dropdown menu for 'Pulse' set to 'Any Record'. The 'Additional Characteristics' section includes a text input field for 'Max No. Records' set to '10', with a note '(<= 100)' below it, and an empty text input field for 'Initial ScaleFactor' with 'min,max' next to it.

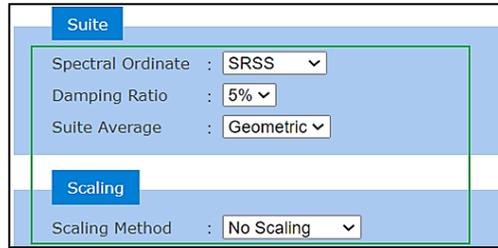
Nota: Ingreso de los datos de búsqueda con rango de valores y el máximo número de resultados.

Elaborado por: El Autor.

4. Seguidamente, el buscador obtiene el espectro respuesta de cada una de las componentes horizontales del sismo, a partir del criterio SRSS, que define la respuesta máxima probable igual a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores máximos modales de respuesta, para una fracción de amortiguamiento del 5%.
5. Luego, el programa obtiene la media geométrica de los espectros; es decir, la media aritmética de los valores transformados en logaritmos; finalmente, usando la exponenciación para devolver los valores del logaritmo a los valores reales de la escala natural.
6. Es importante colocar la opción “No scaling” en la opción (Scaling Method) para que los eventos sísmicos que nos arroje el registro de la “PEER”, sean únicamente los que se ajusten con un factor de escala igual a 1 a los espectros de aceleración elástica según el tipo de suelo que corresponda al proyecto de investigación.

Figura. 32.

Criterios de búsqueda para la “PEER”



Suite

Spectral Ordinate : SRSS

Damping Ratio : 5%

Suite Average : Geometric

Scaling

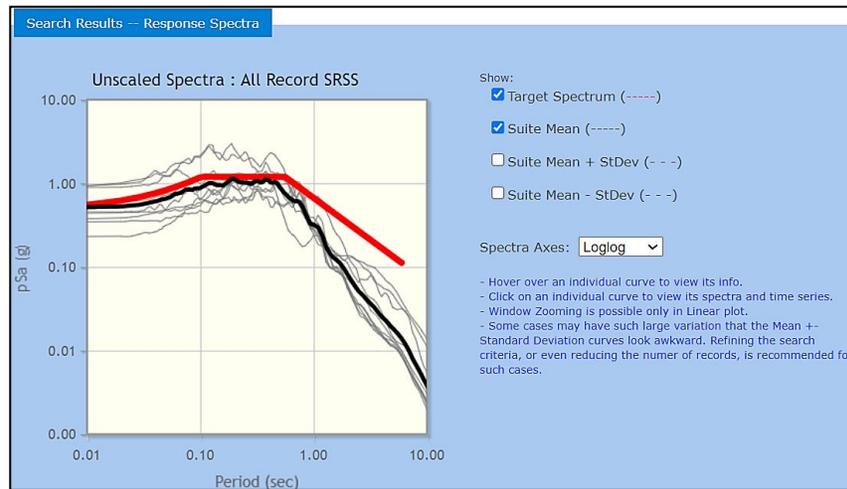
Scaling Method : No Scaling

Nota: Ingreso de los criterios para la búsqueda de sismos en la “PEER”. Fuente: “PEER”.

3.3.2.2 Resultados de búsqueda.

Figura. 33.

Espectros SRSS.



Nota: Espectros SRSS que se ajustan al espectro NEC-15 y cumplen con los parámetros de búsqueda. Fuente: “PEER”.

Del mismo modo, se repite los mismos pasos para el segundo escenario, tomando en consideración las recomendaciones establecidas. Los eventos sísmicos que se buscaron para realizar el análisis “Tiempo Historia”, fueron 3 para cada escenario, dichos eventos sísmicos se

ajustan a la medida de lo posible al espectro de diseño elástico de aceleraciones, correspondiente a un suelo tipo B y C, obtenido en el literal 5.2.2.4.

Tabla 10.

Resultados de Búsqueda Escenario 1 en la “PEER”

N#	Evento	Año	Estación	Magnitud	Rjb (km)	Rrup (km)	Vs30 (m/s)
1	Parkfield	1966	Temblor pre-1969	6.19	15.96	15.96	527.92
2	Parkfield-02, CA	2004	Parkfield - UPSAR 05	6.0	9.14	9.61	440.59
3	Parkfield-02, CA	2004	Parkfield - UPSAR 07	6.0	9.14	9.61	440.59

Nota: Obtención de los espectros SRSS para el 1er escenario, que se ajustan al espectro de la normativa NEC-15 correspondiente a un suelo tipo C. Elaborado por: El autor con información obtenida de la “PEER”.

Tabla 11.

Resultados de la Búsqueda Escenario 2 en la “PEER”

N#	Evento	Año	Estación	Magnitud	Rjb (km)	Rrup (km)	Vs30 (m/s)
1	Tottori, Japan	2000	OKYH07	6.61	15.23	15.23	940.2
2	Tottori, Japan	2000	SMNH10	6.61	15.58	15.59	967.27
3	Parkfield-02, CA	2004	Parkfield-Turkey Flat #1 (0M)	6.0	4.66	5.29	906.96

Nota: Obtención de los espectros SRSS para el 2do escenario, que se ajustan al espectro de la normativa NEC-15 correspondiente a un suelo tipo B. Elaborado por: El autor con información obtenida de la “PEER”.

Finalmente, la plataforma de la “PEER” permite descargar el acelerograma de las componentes horizontal y vertical de los sismos seleccionados como se visualizan en las tablas (10 y 11).

3.4 Aplicación del método de análisis dinámico lineal: Tiempo Historia

Se utilizará el método denominado “Tiempo-Historia” para la evaluación del efecto sísmico sobre el sistema de contención del talud, por medio de la normativa que se encuentra dictaminado por la NEC-2015 y especificado por la normativa ASCE/SEI 7; nos permitirá evaluar la respuesta de la estructura, con el análisis de un determinado número de eventos sísmicos por recomendación de la ASCE/SEI7-10, (2010) en el apartado 17.6.3.4.

Si se ejecutan los análisis para los 3 pares de registros, se tomarán para el diseño la respuesta máxima de los parámetros de interés. Si se realizan 7 o más análisis paso a paso en el tiempo, se utilizará para el diseño el valor promedio de los parámetros de respuesta de interés. (p. 173).

En consecuencia, acogiendo lo dispuesto por la Norma, idealmente el comportamiento dinámico del sistema de contención debería ser evaluado usando los registros reales de sismos ocurridos en el sitio de estudio (Sector Santa Ana). Según Jara & Tibanquiza, (2017):

En el análisis “Tiempo – Historia”, las acciones sísmicas con las que se evalúa la respuesta de la estructura, está representada por acelerogramas o registros sísmicos correspondientes a eventos telúricos esperados en la zona. Cuando se carece de estos datos, suele tomarse los registros de otros eventos y escalarlos al esperado. (p. 115).

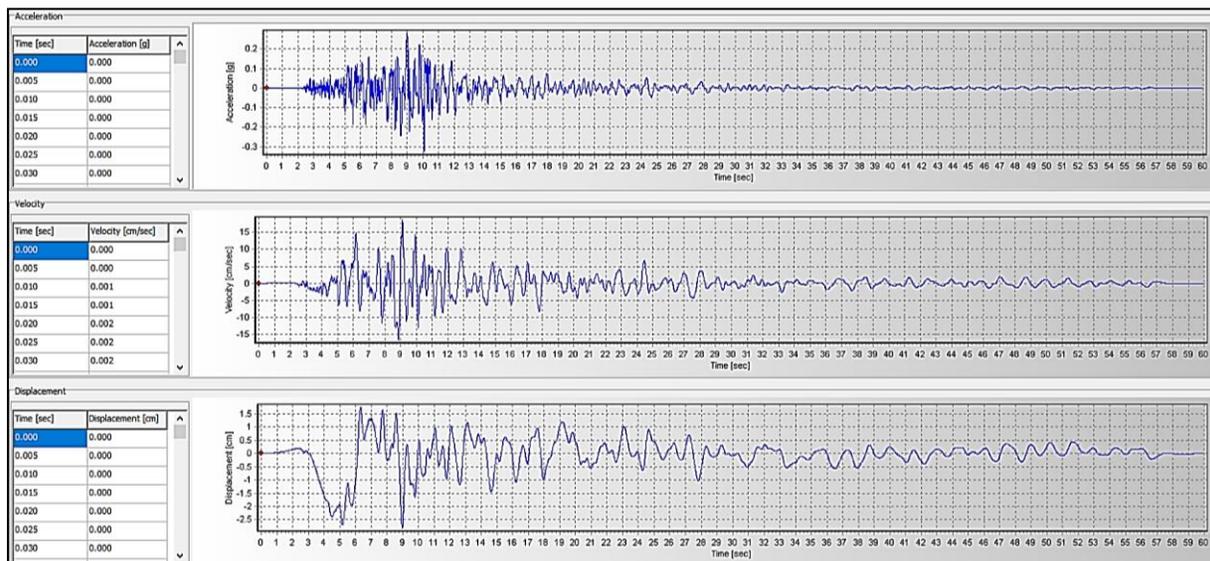
Lamentablemente, aún no se cuenta con este tipo de información, por esta razón, se comparará los 3 eventos sísmicos obtenidos de la “PEER”, que si bien; no han ocurrido en el Ecuador poseen características similares, posibles a los esperados que ocurra en la zona de estudio.

3.4.1 *Procesamiento de las señales en el programa “Seismosignal”.*

Una vez obtenido los registros sísmicos de la fuente “PEER” se realizó el procesamiento de las señales o datos de movimiento en el programa “Seismosignal”. El programa es capaz de leer acelerogramas y guardarlos en diferentes formatos de archivo de texto, que luego pueden ser filtrados y corregidos en la línea de base.

Figura. 34.

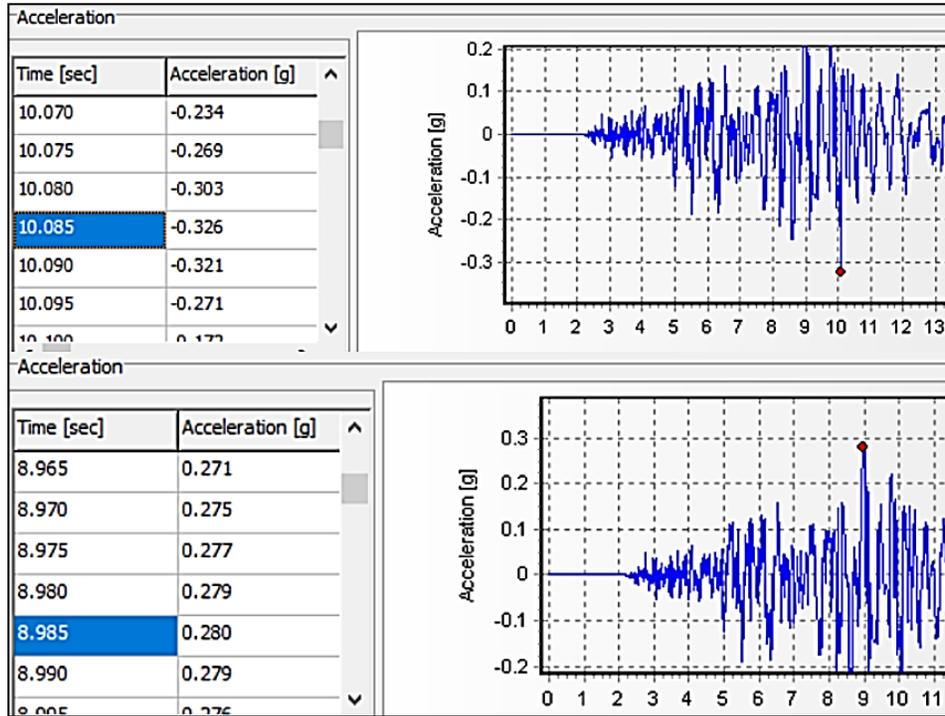
Respuesta sísmica



Nota: Respuesta sísmica para el registró sísmico “Parkfield - UPSAR 07”. Elaborado por: El Autor a través de SeismoSignal.

Figura. 35.

Picos de aceleración sísmica



Nota: Tiempos donde se presentan Picos de aceleración sísmica. Elaborado por: El Autor a través de SeismoSignal.

Como se visualiza en la figura 34, se presenta las respuestas en el tiempo de aceleración, velocidad y desplazamiento del registro sísmico “Parkfield - UPSAR 07” del primer escenario en su componente (Y) previamente corregido en la línea base; a continuación, en la figura 35 se visualiza los tiempos donde se presentan las aceleraciones máximas en el registro.

De la misma manera, se lleva a cabo el procesamiento de los datos de movimiento del resto de escenarios (1 y 2) con su respectiva componente (X, Y), con un total de 12 registros sísmicos, mediante el uso del software “SEISMOSIGNAL”, esto con el fin de obtener en el registro los tiempos donde se presentan las aceleraciones máximas (picos de aceleración sísmica), para ser ingresados en el programa “Midas Gts Nx”.

Tabla 12.*Picos de aceleración sísmica primer escenario (C)*

Sismo – Estación	Componente	Tiempo (s)	Aceleración (g)	Variación del tiempo (s)
Parkfield 1966 - Temblor pre-1969	Horizontal (Y)	4.35	0.357	0.01
		4.23	-0.221	
	Horizontal (X)	4.03	0.273	
		4.20	-0.225	
Parkfield 02, CA 2004 - Parkfield - UPSAR 05	Horizontal (Y)	9.325	-0.367	0.005
		8.915	0.266	
	Horizontal (X)	8.820	-0.240	
		5.720	-0.180	
Parkfield-02, CA 2004 - Parkfield - UPSAR 07	Horizontal (Y)	10.085	-0.326	0.005
		8.985	0.280	
	Horizontal (X)	10.265	0.376	
		9.075	0.375	

Nota: Tiempos donde se presentan las aceleraciones máximas (picos de aceleración sísmica) correspondientes al primer escenario. Elaborado por: El Autor.

Tabla 13.*Picos de aceleración sísmica segundo escenario (B)*

Sismo – Estación	Componente	Tiempo (s)	Aceleración (g)	Variación tiempo(s)
Tottori, Japan - OKYH07	Horizontal (Y)	22.35	-0.185	0.005
		21.69	0.156	
	Horizontal (X)	19.685	0.128	
		19.800	-0.124	
Tottori, Japan - SMNH10	Horizontal (Y)	23.53	-0.159	0.005
		23.69	0.146	
	Horizontal (X)	23.815	0.231	
		23.645	-0.203	
Parkfield-02, CA - PARKFIELD - TURKEY FLAT #1 (0M)	Horizontal (Y)	18.075	0.245	0.005
		17.900	-0.162	
	Horizontal (X)	17.680	0.196	
		17.970	-0.167	

Nota: Tiempos donde se presentan las aceleraciones máximas (picos de aceleración sísmica) correspondientes al segundo escenario. Elaborado por: El Autor

3.5 Método utilizado por el programa

Se trabajará con el programa “MIDAS GTS NX”, que aplica el método de reducción de esfuerzos (SRM, por sus siglas en inglés) el cual está enfocado en evaluar el estado tensional de los distintos elementos del que consta el sistema de contención y el talud natural, con y sin solicitaciones sísmicas.

También, el programa cuenta con un módulo de generación de coberturas en 3 dimensiones que permite el desarrollo complejo, del modelo geotécnico numérico en 3D, que represente el talud seleccionado como caso de estudio, asociando los parámetros de los materiales y condiciones de contorno requeridas para llevar a cabo el análisis de elementos finitos, con un mallado determinado.

En consecuencia, el programa permite el cálculo del Factor de Seguridad por el método SRM (Strength Reduction Method, por sus siglas en inglés), con el objetivo de disminuir gradualmente la resistencia al corte y el ángulo de fricción en cada punto, hasta que se producen desplazamientos excesivos y el proceso iterativo no converja, ese punto será considerado como un punto de ruptura en el cuerpo del talud. Según Terán (2020):

“El programa por el método de elementos finitos, encuentra una superficie de falla sobre las zonas más endebles del talud, toma en cuenta las deformaciones teóricas que sufre el suelo y realiza una distribución de presiones, evaluando paso a paso como es la evolución de los esfuerzos y deformaciones que experimenta la masa de suelo en el talud. (p. 196)”.

Además, para realizar el análisis 3D se utilizará el modelo constitutivo Mohr-Coulomb, que permitirá determinar el factor de seguridad al deslizamiento utilizando la opción de reducción de los parámetros resistentes (SFR) hasta que el talud alcance la falla.

3.5.1 Parámetros geo-mecánicos de ingreso

3.5.1.1 Parámetros geo-mecánicos correspondientes al primer escenario

Como se había mencionado con anterioridad, se manejarán dos escenarios con valores de velocidad de ondas de corte Vs30 diferentes; puesto que, no se conoce con certeza si la velocidad de ondas de corte (Vs), se va a mantener constante con profundidad o va a existir un incremento de la misma que hace que el perfil de suelo cambie de categoría.

Por lo tanto, se presenta a continuación los parámetros geo-mecánicos para el primer escenario, donde el suelo del proyecto por debajo del talud presenta un valor Vs 30: 455 m/s, que se considerará constante con profundidad, el mismo fue obtenido a partir del estudio geofísico el cual corresponde a un suelo tipo C según la normativa correspondiente a la tipificación de los perfiles de suelos NEC 2015, como se visualiza en la tabla 8.

Tabla 14.

Parámetros geo-mecánicos

Complejo Sísmico	Nombre	E mod def. (KN/m ²)	Poisson (u)	Y Peso esp. (KN/m ³)	C (KN/m ²)	Φ (°)
A	Suelo orgánico limo arenoso	9025,2	0,2	15,3	4	30,69
B	Arena bien graduada	10006,2	0,2	15,49	4	32,01
C	Limo arenoso de alta plasticidad	11968,2	0,2	15,79	4	34,51
D	Arena bien graduada con grava	15794,1	0,2	16,18	4	37,73
E	Limo arenoso de alta plasticidad	21483,9	0,2	16,57	4	41,6

Nota: Se visualiza en la tabla los parámetros geo-mecánicos de ingreso para definir el material en el modelo tridimensional del talud en el programa “Midas Gts Nx”. Fuente: (Terán, 2020).

3.5.1.2 Parámetros de ingreso correspondiente a un suelo tipo B (2do escenario)

En consecuencia, para el segundo escenario, el valor correspondiente a la velocidad de onda de corte V_{s30} , ya mencionado en el apartado 5.5.1.1, se considerará que va a existir un incremento de la velocidad de ondas de corte (V_s) que hace que el perfil de suelo cambie de categoría a fin de considerar un mejoramiento natural del suelo con profundidad, se plantea un valor V_s 30 superior, el cual corresponde a un suelo tipo B, según la normativa correspondiente a la tipificación de los perfiles de suelos NEC ver tabla 8, una vez obtenido los resultados se optará por trabajar con el más desfavorable de los dos escenarios para el diseño definitivo del muro de contención.

Para obtener los parámetros de ingreso al programa (Midas Gts Nx) que son: módulo de elasticidad (E), Poisson (ν), peso específico (γ), cohesión (C) y ángulo de fricción (Φ) correspondientes a un suelo tipo B, se detalla a continuación:

1. Velocidad de corte de onda V_s

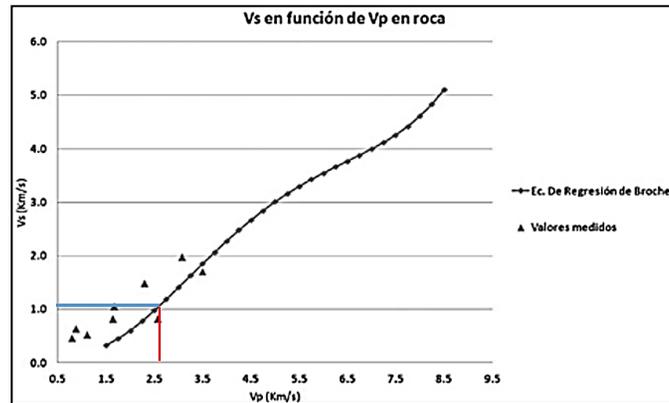
La velocidad de corte de onda para un suelo tipo B según la norma ecuatoriana de construcción NEC-15 son los siguientes $1500 > V_s > 760$, para el respectivo análisis se procedió a trabajar con la media de los valores límites; por lo tanto, V_s : 1130 m/s, correspondiente a una roca que supera los 750 m/s como lo detalla (Kramer, 1996, p. 339)

2. Obtención de la velocidad de onda V_p

Se procede a comparar los valores de velocidad de onda en la siguiente figura que relaciona los parámetros (V_s , V_p), a partir del trabajo de (Brocher, 2005), que relaciona las ondas V_s y V_p a través de ecuaciones empíricas; por lo tanto, cuando no se disponga de valores de sísmica a profundidad, se pueda utilizar estas relaciones (V_p vs V_s) para estratos compuestos de roca.

Figura. 36

Obtención del valor Vs



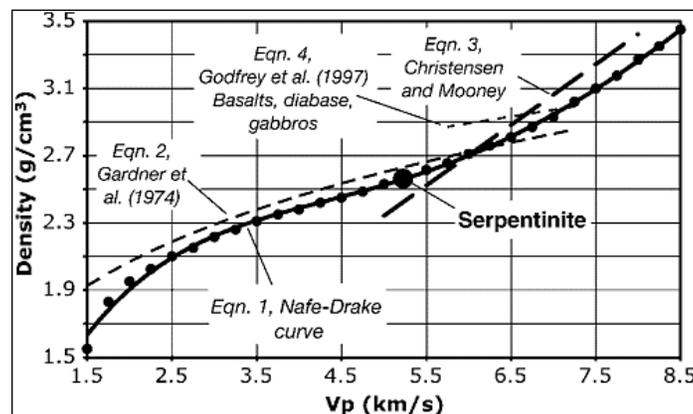
Nota: Curva que relaciona Vs en función de Vp en estratos compuestos de roca. Fuente: (Brocher, 2005)

Como se visualiza en la fig. 36, la curva que representa la relación Vp vs Vs (Km/s) a partir de la ecuación de regresión obtenida en el trabajo de (Brocher, 2005), se estima un Vp: 2600 m/s

3. Densidad (δ) y peso específico (γ)

Figura. 37

Obtención de la densidad y peso específico



Nota: Se visualiza la curva que relaciona Vp (km/s) con la densidad δ (g/cm^3) para posterior obtener el peso específico del estrato. Fuente: (Brocher, 2005)

Según la gráfica que representa la relación V_p vs δ (densidad g/cm^3) a partir de ecuaciones empíricas del trabajo de (Brocher, 2005), se estima un δ : 2.1 g/cm^3 ; Por lo tanto, el peso específico que es el producto entre la densidad del material (δ) y la gravedad (g), sería el siguiente valor:

$$\text{Peso específico } (\gamma) = \delta \times g \quad (5)$$

$$\text{Peso específico } (\gamma) = 2100 \text{ kg/m}^3 \times 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$\text{Peso específico } (\gamma) = 20\,601 \text{ N/m}^3$$

$$\text{Peso específico } (\gamma) = 20,601 \text{ KN/m}^3$$

Método Ruso:

También, se obtuvo el peso específico (γ) haciendo uso de las siguientes ecuaciones obtenidas en el trabajo de investigación de (Naranjo & Dranichnikov, 2012) que nos indica lo siguiente: “Se emplean diferentes correlaciones entre el peso volumétrico y la velocidad de las ondas elásticas, la relación más estrecha entre el peso volumétrico de las rocas es con la velocidad de propagación de las ondas longitudinales.” (Naranjo & Dranichnikov, 2012, p. 40).

$$\gamma = 1.516 \cdot 10^{-2} \sqrt{V_p} + 1.597 \quad \left[\frac{\text{gr}}{\text{cm}^3} \right] \quad (6)$$

$$\gamma = 1.516 \cdot 10^{-2} \sqrt{2600 \text{ m/s}} + 1.597$$

$$\gamma = 1.516 \cdot 10^{-2} \sqrt{2600 \text{ m/s}} + 1.597$$

$$\gamma = 2.37 \text{ gr/cm}^3$$

$$\gamma = 23.25 \text{ KN/m}^3$$

Método turco:

Además, se obtuvo el peso específico (γ) a través de una relación directa con la velocidad de propagación de onda (V_p) obtenidas en el trabajo de investigación de (Naranjo & Dranichnikov, 2012) que nos indica lo siguiente: “Hay una relación directa entre el peso específico corriente, y la velocidad de la onda “P” de una capa de suelo. Sobre la base de los antecedentes de las pruebas

del laboratorio por los autores fue propuesta una relación empírica” (Naranjo & Dranichnikov, 2012, p. 52).

$$\gamma = \gamma_o + 0.002 Vp \quad (7)$$

Tabla 15

Peso volumétrico de referencia

γ_o	Especificaciones
$\gamma_o = 16$	Suelo arenoso
$\gamma_o = 17$	Arena densa y grava
$\gamma_o = 18$	Roca caliza y conglomerado
$\gamma_o = 20$	Arenisca
$\gamma_o = 24$	Rocas firmes

Nota: valores de peso volumétrico (KN/m³) de referencia. Fuente: (Naranjo & Dranichnikov, 2012, p. 52).

Por lo tanto, el valor del peso específico según la formulación que relaciona de manera directa el peso específico (γ) con la velocidad de propagación de onda (Vp) es el siguiente:

$$\gamma = 18 + 0.002(2600) = 23.2 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

En consecuencia, de los métodos anteriores se tomará la media de los resultados obtenidos, el proceso se repite para la cohesión y el ángulo de fricción detallado en la tabla 16. Adoptando un valor de peso específico de:

$$\gamma = 22.35 \text{ KN/m}^3$$

4. Coeficiente de Poisson (η)

Método Geofísico (Refracción sísmica):

A partir del método geofísico (refracción sísmica) se obtuvo el Coeficiente de Poisson (η) en función de las velocidades de propagación de onda (V_p , V_s) (Naranjo & Dranichnikov, 2012, p. 29) a través de la siguiente formulación:

$$\eta = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)} \quad (8)$$

$$\eta = \frac{2600^2 - 2(1130^2)}{2(2600^2 - 1130^2)}$$

$$\eta = 0.38$$

5. Módulo de elasticidad o módulo de Young (E)

Método Geofísico (Refracción sísmica):

Del mismo modo, a partir del método geofísico podemos determinar el módulo de elasticidad en función de las velocidades de propagación de onda y la densidad del estrato (δ , V_s , V_p) (Naranjo & Dranichnikov, 2012, p. 29) a través de la siguiente formulación:

$$E = \delta V_s^2 \left(\frac{3V_p^2 - 4V_s^2}{V_p^2 - V_s^2} \right) \quad (9)$$

$$E = 2100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times (1130 \text{ m/s})^2 \times \frac{3(2600 \text{ m/s})^2 - 4(1130 \text{ m/s})^2}{(2600 \text{ m/s})^2 - (1130 \text{ m/s})^2}$$

$$E = 7420006725 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$E = 73\,000\,000 \text{ Kpa}$$

También, el módulo de elasticidad se puede encontrar en función de la densidad, velocidad de corte de onda transversal y coeficiente de poisson (δ , V_s , η) (Naranjo & Dranichnikov, 2012, p. 30) haciendo uso de la siguiente formulación:

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\delta(1+\eta)}} \quad (10)$$

$$1130 \text{ m/s} = \sqrt{\frac{E}{(2 \times 2100 \text{ kg/m}^3) \times (1 + 0.38)}}$$

$$E = 7400912400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$E = 73\,000\,000 \text{ kpa}$$

6. Angulo de fricción

Se obtuvo el ángulo de fricción Φ ($^\circ$) a partir de la información de refracción sísmica haciendo uso de las formulaciones que relacionan el ángulo de fricción en función de la relación V_p/V_s obtenidas en el trabajo de investigación de (Naranjo & Dranichnikov, 2012) que nos indica lo siguiente: “según la información de sísmica de refracción se han propuesto algunos métodos. En suelos saprolíticos de los Urales, el ángulo de fricción interna se lo puede determinar por una de las siguientes fórmulas”(Naranjo & Dranichnikov, 2012, p. 40).

Método Ruso:

$$\varphi = 46.4 - 9.65 \frac{V_p}{V_s} \quad (11)$$

$$\Phi = 24.19^\circ$$

$$\varphi = \frac{9.17}{\sqrt{\frac{V_p}{V_s} - 1.41}} + 16 \quad (12)$$

$$\Phi = 25.72^\circ$$

7. Cohesión

Se obtuvo el valor de la cohesión (KN/m²) haciendo uso de las formulaciones que relacionan la cohesión en función de la relación V_p/V_s obtenidas en el trabajo de investigación de (Naranjo & Dranichnikov, 2012) que nos indica lo siguiente: “En los suelos saprolíticos de los Urales la cohesión C se la puede determinar con la siguiente ecuación:”(Naranjo & Dranichnikov, 2012, p. 39).

Método Ruso:

$$C = 0.908 - 0.168 \frac{V_p}{V_s} \quad (13)$$

$$C = 0.908 - 0.168 \frac{2600}{1130}$$

$$C = 0.52 \text{ kgf/cm}^2$$

$$C = 51 \text{ KN/m}^2$$

$$C = \frac{0,554}{\sqrt{\frac{V_p}{V_s} - 1.41}} - 0.073 \quad (14)$$

$$C = \frac{0.554}{\sqrt{\frac{2600\text{m/s}}{1130\text{m/s}} - 1.41}} - 0.073$$

$$C = 0.51 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$C = 50 \text{ KN/m}^2$$

Tabla 16

Parámetros geo-mecánicos de ingreso segundo escenario

Parámetros geo-mecánicos				
Nombre	Parámetro	Formulación	Valor calculado	Valor adoptado
Velocidad propagación onda (Vp,Vs)	Vs (m/s)	1500 > Vs > 760	1130	1130
	Vp (m/s)	Vp: f (Vs)	2600	2600
Densidad	δ (gr/cm ³)	Vp: f (δ)	2.1	2.1
Peso específico	γ (KN/m ³)	γ = δ x g	20.6	22.35
		Método Ruso $\gamma = 1.516 \cdot 10^{-2} \sqrt{V_p} + 1.597 \left[\frac{\text{gr}}{\text{cm}^3} \right]$	23.25	
		Método Turco $\gamma = \gamma_0 + 0.002 V_p$	23.2	
Coefficiente de Poisson	η	Método refracción sísmica: $\eta = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)}$	0.38	0.38
Módulo de elasticidad	E (Kpa)	Método Refracción sísmica: $E = \delta V_s^2 \left(\frac{3V_p^2 - 4V_s^2}{V_p^2 - V_s^2} \right)$	73*10 ⁶	E:73*10 ⁶
		Método Refracción sísmica: $V_s = \sqrt{\frac{E}{2\delta(1+\eta)}}$	η:0.38 E:73*10 ⁶	
Angulo de fricción	Φ (°)	Método Ruso: $\varphi = 46.4 - 9.65 \frac{V_p}{V_s}$	24.19	24.96
		Método Ruso: $\varphi = \frac{9.17}{\sqrt{\frac{V_p}{V_s} - 1.41}} + 16$	25.72	
Cohesión	C (Kpa)	I. G. Mindel $C = 0.908 - 0.168 \frac{V_p}{V_s}$	51	50.5
		I. G. Mindel $C = \frac{0.554}{\sqrt{\frac{V_p}{V_s} - 1.41}} - 0.073$	50	

Nota: Tabla resumen de los parámetros geomecánicos de ingreso al programa (Midas Gts Nx) para el segundo escenario. Elaborado por: El Autor

También, se ha usado varias correlaciones para determinar algunos parámetros especificados con anterioridad, por lo que, se recomienda realizar ensayos de laboratorio de mecánica de suelo como densidades, resistencia al corte, humedad, etc., dado que las correlaciones no son de estricto cumplimiento para suelos locales como se evidenció en la investigación denominada: “CORRELACIONES MÚLTIPLES ENTRE PROPIEDADES GEOMECÁNICAS, VELOCIDADES DE ONDA DE COMPRESIÓN (VP), CORTE (VS) Y DATOS DE CLASIFICACIÓN SUCS EN EL SUELO DE CIMENTACIÓN DEL BLOQUE G DE LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA SEDE QUITO - CAMPUS SUR”. (Jaramillo & Naranjo, 2021).

Además, las características geomecánicas del material del talud fueron determinadas a partir de ensayos e investigaciones previos en el trabajo de titulación del ingeniero Edgar Humberto Terán, sin embargo, los estudios se limitaron aproximadamente hasta el pie del talud, por lo tanto, los parámetros geo-mecánicos obtenidos anteriormente para el segundo escenario que corresponden a un suelo tipo B fueron determinados a partir de la bibliografía mencionada debido a que no se tiene información que permita caracterizar el terreno por debajo del talud.

No obstante, para el primer escenario que corresponde a un suelo tipo C, se considerará al último estrato presente al pie del talud, constante sin presentar un mejoramiento natural del suelo a profundidad manteniendo una velocidad de corte de onda correspondiente a un suelo tipo C, V_{s30} igual a 455 m/s.

3.5.2 Definición de las cargas

Las cargas que serán ingresadas en el modelo tridimensional serán: el peso propio y la carga pseudo estática para definir esta última carga; primero, se determina la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad

este valor es de 0.4 g ($Z=0.4$ g) obtenida de la norma ecuatoriana de construcción NEC-SE-DS (2015) para propósitos de diseño véase apartado 4.4.

Los coeficientes de amplificación (F_a) de suelo que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones se muestra a continuación

Tabla 17.

Coefficientes de amplificación

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Nota: Se visualiza los coeficientes de amplificación correspondientes a cada tipo de suelo y aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño (Z). Fuente: (NEC-SE-DS, 2015), Cargas sísmicas. Diseño sismo resistente (pág. 31).

Por lo tanto, para el primer y segundo escenario los coeficientes de amplificación F_a son: F_a : 1.2 y 1 correspondientemente.

A continuación, para los análisis pseudo-estáticos se determinó los coeficientes horizontal y vertical de demanda sísmica (K_h y K_v) para el coeficiente horizontal se considera la demanda sísmica como el 60% de la aceleración máxima en el terreno.

Tabla 18.

Obtención del coeficiente sísmico horizontal

$k_h = 0.6(a_{max})/g$
Dónde:
$a_{max} = ZF_a$
F_a Fuerzas actuantes

Nota: Formulación para determinar K_h coeficiente sísmico horizontal. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015, Pp. 31). Geotecnia y cimentaciones.

La aceleración sísmica vertical (K_v) es considerada como una fracción de la componente horizontal, definido como las 2/3 partes del coeficiente de la aceleración sísmica horizontal (K_h).

Tabla 19.

Coefficientes de amplificación (K_h y K_v)

Escenario	Z	F_a	a_{max}	kh	kv
Primer escenario	0.4	1.2	0.48	0.288	0.192
Segundo escenario	0.4	1	0.4	0.24	0.16

Nota: Formulación para determinar K_h coeficiente sísmico horizontal. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015, Pp. 31). Geotecnia y cimentaciones.

3.5.3 Definición de las propiedades y materiales del muro, lechada y anclajes.

Tabla 20.

Propiedades y materiales del muro, lechada y anclajes

Muro		
Resistencia a la compresión ($f'c$)	280 kg/cm ²	
Módulo de elasticidad (E_c)	$E_c = 4700\sqrt{f'c}$ $E_c = 24\,630\,000\text{ Kpa}$	Fuente: NEC-SE-HM, Pp. 34
Espesor (e)	0.25 m	
Poisson (μ):	0.2	
Peso específico (γ_h):	24 KN/m ³	
Lechada		
Resistencia a la compresión ($f'c$)	14 Mpa	
Módulo de elasticidad (E_c)	$E_c = 4700\sqrt{f'c}$ $E_c = 17\,600\,000\text{ Kpa}$	Fuente: NEC-SE-HM, Pp. 34
Poisson (μ):	0.2	
Peso específico (γ_h):	22 KN/m ³	
Acero Anclajes		
Módulo de elasticidad (E_s)	$E_c = 205\,000\text{ Mpa}$	
Poisson (μ):	0.3	Acero
Peso específico (γ_s):	7850 Kg/m ³	
Características Anclajes		
Diámetro (d):	30 mm	
Carga límite elástico de la barra (F_{yk}):	474 KN	
Carga de pretensado (P_w)	195 KN	Fuente: (Terán, 2020, Pp.225)
Longitud de Bulbo (Lb)	5 m	
Ángulo de inclinación (β)	20°	

Nota: Propiedades y características de los materiales que conforma el sistema de contención, valores que serán ingresados en el programa MIDAS GTS NX. Elaborado por: El Autor, con información obtenida de Terán, (2020) y NEC-SE-HM.

Esfuerzo cedente:

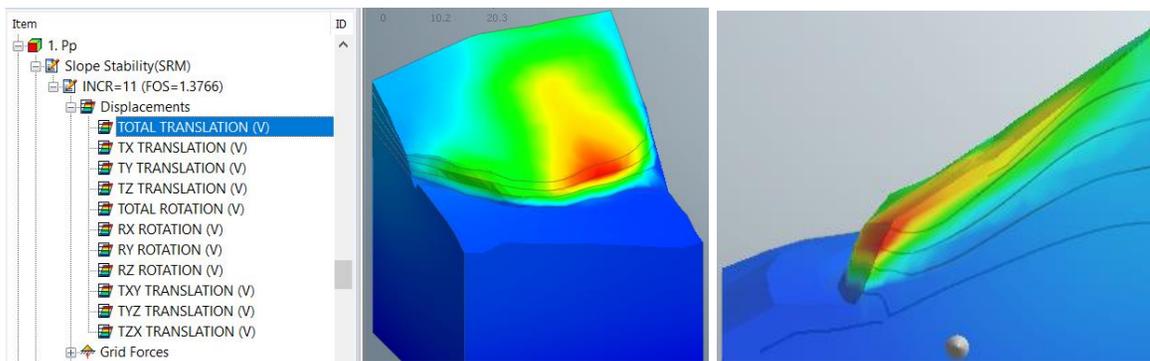
$$\text{Esfuerzo cedente} = \frac{F_{yk}}{\frac{\pi \times d^2}{4}} = \frac{474\text{ KN}}{\frac{\pi \times (0.03\text{mm})^2}{4}} = 670\,572,8269 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

3.5.4 Análisis del factor de seguridad en condiciones naturales

Una vez ingresado todos los parámetros de cálculo, se procedió analizar el factor de seguridad para el primer y segundo escenario en condiciones naturales, tomando en cuenta la carga por peso propio del terreno; aplicando el método de reducción de esfuerzos (SRM, por sus siglas en inglés “Strength Reduction Method”).

Figura. 38.

Factor de Seguridad, carga por peso propio, primer escenario.

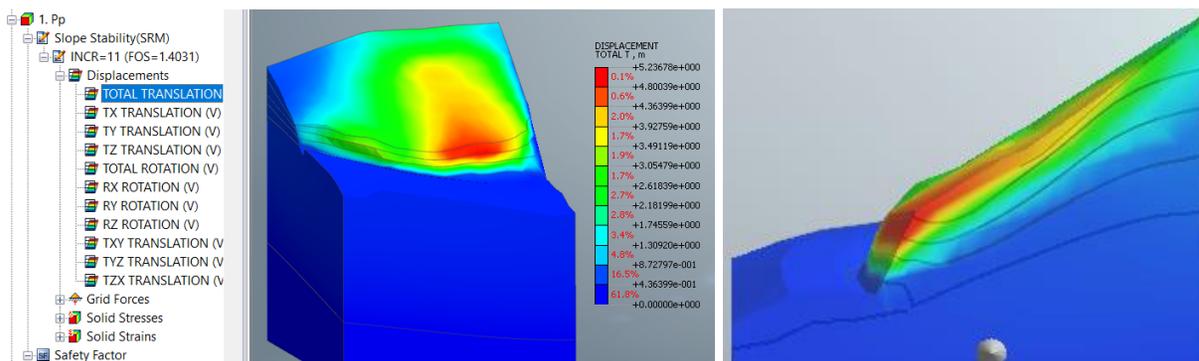


Nota: Factor de Seguridad al deslizamiento bajo condiciones estáticas, para el primer escenario.

Elaborado por: El Autor.

Figura. 39.

Factor de Seguridad, carga por peso propio, segundo escenario.



Nota: Factor de Seguridad al deslizamiento bajo condiciones estáticas, segundo escenario.

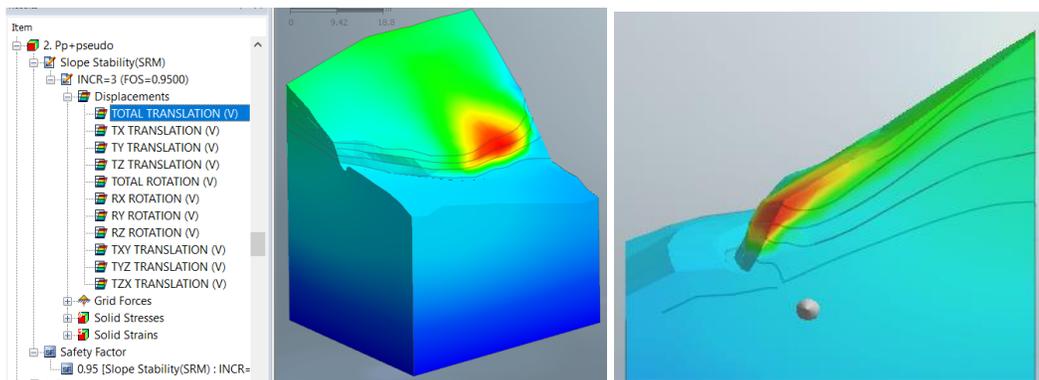
Elaborado por: El Autor.

Por lo tanto, los factores de seguridad para el primer y segundo escenario son: 1.38 y 1.40 respectivamente.

Seguidamente, se procedió analizar el factor de seguridad para el primer y segundo escenario en condiciones naturales, tomando en cuenta las cargas por peso propio y pseudoestática; aplicando el método de reducción de esfuerzos (SRM)

Figura. 40.

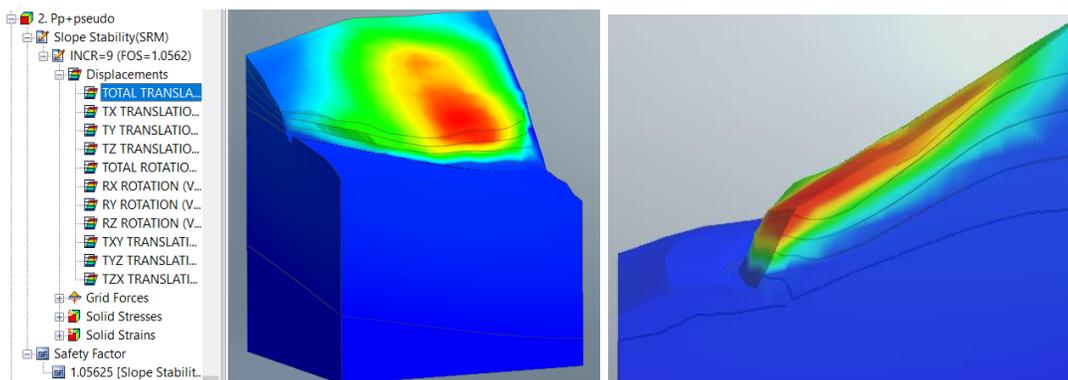
FSD, bajo cargas por peso propio + pseudoestática, primer escenario



Nota: Factor de Seguridad al deslizamiento bajo el análisis con cargas por peso propio y pseudoestática, para el primer escenario. Elaborado por: El Autor.

Figura. 41.

FSD, bajo cargas por peso propio + pseudoestática, segundo escenario



Nota: Factor de Seguridad al deslizamiento bajo el análisis con cargas por peso propio y pseudoestática, para el segundo escenario. Elaborado por: El Autor.

Finalmente, los factores de seguridad para el primer y segundo escenario son: 0.95 y 1.056 respectivamente.

Tabla 21.

Factores de seguridad mínimos por escenarios

Escenario	Carga	FSD método (SRM)
Primero “C”	Peso propio	1.38
	Peso propio + Pseudo-estática	0.95
Segundo “B”	Peso propio	1.40
	Peso propio + Pseudo-estática	1.056

Nota: En la tabla se visualiza los Factores de seguridad correspondientes a cada escenario aplicando el método de reducción de esfuerzos (SRM). Elaborado por: El Autor.

En consecuencia, haciendo uso de la normativa correspondiente (NEC Committee-SE-CM, 2014, p. 32), donde se indica que el factor de seguridad mínimo de diseño para taludes en condiciones estáticas y pseudoestáticas es de: 1.5 y 1.05 respectivamente; en consecuencia, el primer escenario no cumple con el factor de seguridad mínimo bajo las cargas por peso propio y peso propio + pseudoestática y para el segundo escenario no cumple con el factor de seguridad al deslizamiento mínimo para el análisis en condiciones estáticas.

3.5.5 Análisis del factor de seguridad bajo cargas sísmicas

El siguiente análisis se lo realizó aplicando el método denominado “Tiempo-Historia” para la evaluación del efecto sísmico sobre el sistema de contención del talud; a continuación, se determinó el factor de seguridad en los tiempos donde el registro sísmico presentaba aceleraciones máximas (picos de aceleración sísmica). Véase tabla (12 y 13).

Tabla 22.*Factores de seguridad bajo cargas sísmicas primer escenario (C)*

Sismo – Estación	Tiempo (s)	FSD (SRM)
Parkfield 1966 - Temblor pre-1969	4.03	1.21
	4.20	1.40
	4.23	1.51
	4.35	1.18
Parkfield 02, CA 2004 - Parkfield - UPSAR 05	5.720	1.43
	8.820	1.45
	8.915	1.26
	9.325	1.15
Parkfield-02, CA 2004 - Parkfield - UPSAR 07	8.985	1.15
	9.075	1.15
	10.085	1.25
	10.265	1.19

Nota: Factor de seguridad en los tiempos donde se presentan las aceleraciones máximas (picos de aceleración sísmica) correspondientes a los sismos del primer escenario. Elaborado por: El autor.

Tabla 23.*Factores de seguridad bajo cargas sísmicas segundo escenario (B)*

Sismo – Estación	Tiempo (s)	FSD (SRM)
Tottori, Japan - OKYH07	19.685	1.60
	19.800	1.65
	21.69	1.41
	22.35	1.20
Tottori, Japan - SMNH10	23.53	1.32
	23.645	1.40
	23.69	1.20
	23.815	1.23
Parkfield-02, CA - PARKFIELD - TURKEY FLAT #1 (0M)	17.680	1.20
	17.900	1.60
	17.970	1.40
	18.075	1.40

Nota: Factor de seguridad en los tiempos donde se presentan las aceleraciones máximas (picos de aceleración sísmica) correspondientes a los sismos del segundo escenario. Elaborado por: El autor.

Por lo tanto, los factores de seguridad permisible o mínimos recomendados para diseño bajo condiciones dinámicas o considerando cargas sísmicas por diferentes normas y autores son los siguientes:

Tabla 24.

Factores de seguridad permisibles dadas por diferentes normas y autores.

Referencia	Análisis dinámico
DM-7.01 (1986) y DM-7.02 (1987)	1.2-1.15
Alva e Infantes (2001)	> 1
Abramson et al. (2002)	> 1
FHWA-NHI-11-032 (2011)	1.1
CE-020 (2012)	1.25
AASHTO-LRFD (2014)	1.1

Nota: Se visualiza los factores de seguridad bajo un análisis dinámico con cargas sísmicas recomendado por diferentes autores. Fuente: (Mesa Lavista et al., 2020, p. 3).

En efecto, el factor de seguridad al deslizamiento mínimo bajo un análisis dinámico obtenido del programa “Midas Gts Nx”, es FSD: 1.15 correspondientes al primer escenario como se detalla a continuación.

Tabla 25.

Factores de seguridad mínimos bajo cargas sísmicas

Escenario	Sismo – Estación	Tiempo (s)	FSD (SRM)
Primero (C)	Parkfield 02, CA 2004 - Parkfield - UPSAR 05	9.325	1.15
	Parkfield-02, CA 2004 - Parkfield - UPSAR 07	8.985	1.15
		9.075	1.15
Segundo (B)	Tottori, Japan - OKYH07	22.35	1.20
	Tottori, Japan - SMNH10	23.69	1.20
	Parkfield-02, CA-PARKFIELD-TURKEY FLAT #1 (OM)	17.68	1.20

Nota: Se visualiza factores de seguridad mínimos de 1.15 y 1.20 bajo cargas sísmicas considerando a estos escenarios como los más desfavorables. Elaborado por: El Autor

En concordancia con lo recomendado por diferentes normas y autores, el factor de seguridad al deslizamiento FSD: 1.15 y 1.20 correspondientes al primer y segundo escenario obtenido del programa “Midas Gts Nx” es aceptable y cumple con el factor de seguridad mínimo recomendado en la bibliografía mostrada en la tabla 24, excepto para la normativa CE-020 (2012) que considera un FSD mínimo de 1.25, este valor representa un factor de seguridad muy conservador lo que conlleva una desventaja desde un punto de vista económico, ya que requiere aumentar la geometría y los elementos del sistema de contención a fin de obtener un FSD superior al permisible de 1.25, para esta investigación se considerará un FSD mínimo de 1.15 sugerido por DM-7.02 (1987), y porque es un valor aceptable para la mayoría de los autores como se había mencionado con anterioridad.

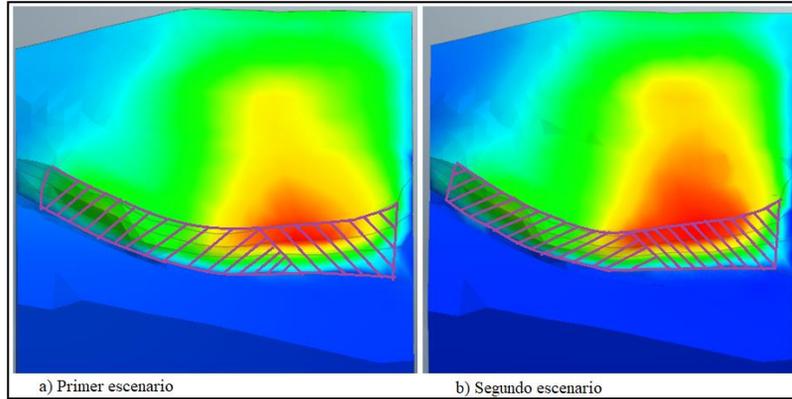
3.5.6 Análisis de estabilidad del talud con muro de contención anclado.

3.5.6.1 Dimensiones del muro de contención.

Para establecer las dimensiones de la pantalla del muro de contención a lo largo del talud se tomará en cuenta como referencia la zona inestable de color verde que representa el desplazamiento del talud cuando este ha fallado, los desplazamientos están en el orden de metros, comprendidos entre 1.7 a 5 metros, se visualiza en las figuras 38 y 39 las zonas críticas que son las más extensas que corresponden al análisis bajo cargas por peso propio, por lo tanto, la pantalla del talud contendrá en lo posible dicha zona como se visualiza a continuación.

Figura. 42.

Delimitación del muro de contención.



Nota: Delimitación del muro a partir de la zona más crítica para el primer y segundo escenario bajo condiciones estáticas. Elaborado por: El Autor.

3.5.6.2 Disposición de los anclajes.

A continuación, se determinará la separación horizontal y vertical de los anclajes con base en diversas investigaciones que recomienda una distancia mínima de estos elementos, con el fin de evitar separaciones por debajo de lo sugerido que provoquen el cruce o intersección entre anclajes, generando también, el efecto de grupo que provoca la disminución de la capacidad del sistema de anclaje de manera individual; de igual forma, la separación máxima permisible está vinculada a la capacidad individual del anclaje.

Tabla 26.

Separación de los anclajes por normativa.

Separación horizontal (Sh)	Separación vertical (Sv)	Norma
$Sh > 1.2m$	$Sv > 4 \text{ D-bulbo}$	FHWA 1999
$Sh = Sv (1.00 - 4.5) m$	$Sv = Sh (1.00 - 4.5) m$	BSI standards publications, 2015
$Sh = Sv (1.50 - 3.50) m$	$Sv = Sh (1.50 - 3.50) m$	Murillo & Ortuño , 2010

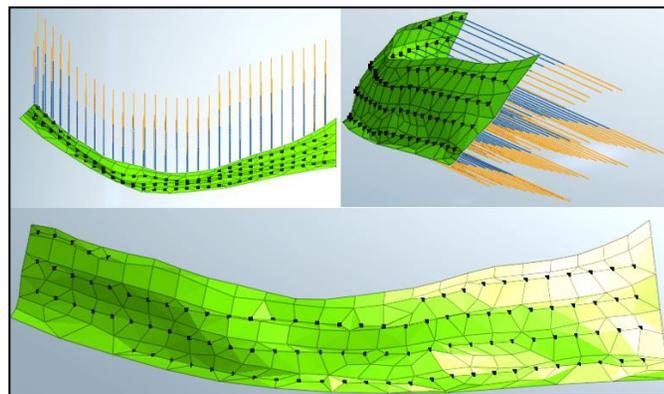
Nota: Se visualiza las separaciones recomendadas según la normativa correspondiente. Elaborado por: El autor con información obtenida de (Terán, 2020).

Además, dicha posición de anclajes ayudará a una mejor distribución de estos elementos con la finalidad de aumentar el número de anclajes en la zona más inestable del talud representada de color rojo en el modelo.

Por lo tanto, luego de hacer varias pruebas con diferentes separaciones verticales y horizontales; la separación que cumple con la normativa correspondiente (NEC Committee-SE-CM, 2014, p. 32), y que permite producir la fuerza necesaria de estabilización que produzca un FSD mayor a 1.5 en condición estática y de 1.05 en condición pseudoestática es: Sh: 1.5 metros y Sv: 2 metros, tomando en consideración los parámetros dispuestos en el literal 5.5.3.

Figura. 43.

Disposición de los anclajes

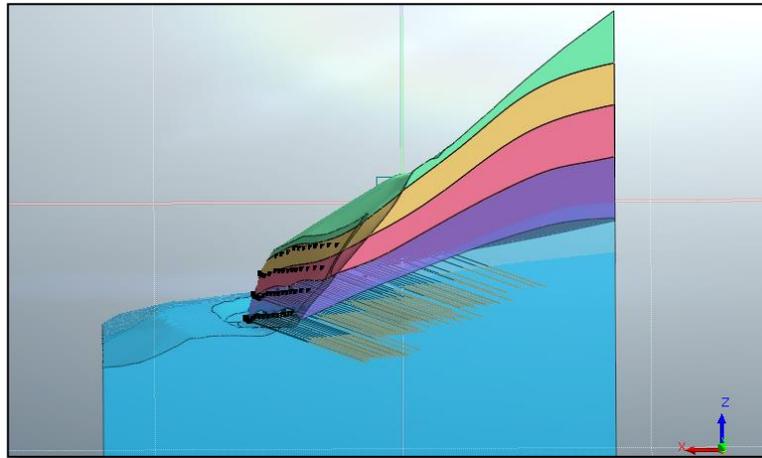


Nota: Distribución de los anclajes en la pantalla del muro de contención. Fuente: Elaborado por el Autor.

Además, el ángulo de inclinación (β) de los anclajes debe permitir que la longitud de bulbo se instale en el estrato más competente en este caso el ángulo adoptado es de 20 grados que garantiza dicha condición; además, toda la longitud de bulbo del anclaje debe situarse por debajo del estrato más competente, todos los anclajes deben cumplir con esta condición.

Figura. 44.

Ubicación de los anclajes



Nota: Se visualiza la ubicación de los anclajes por debajo del estrato más competente. Elaborado por: El Autor.

Finalmente, son 101 anclajes separados a 1.5 m horizontal y 2 m vertical, es importante que todos los nodos de los puntos de anclaje se encuentran conectados con el mallado general como se visualiza en la fig. 43, la parte más inestable del talud presente en los dos escenarios más desfavorables en condiciones naturales, contará con cuatro filas de anclajes como se visualiza en la fig. 43.

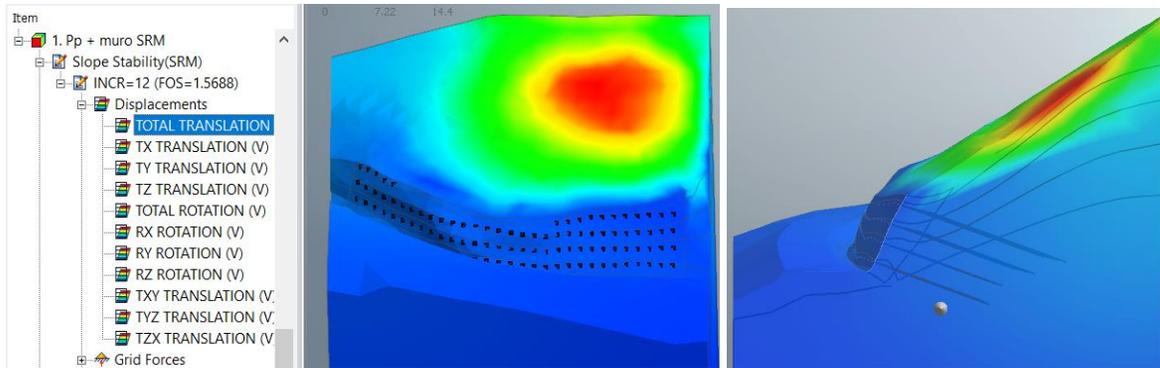
1.1.1.1 **Obtención del Factor de Seguridad con pantalla atirantada exceptuando cargas sísmicas.**

3.5.6.2.1 *Análisis del FSD bajo la carga peso propio.*

En consecuencia, una vez determinado los escenarios más desfavorables se procedió analizar el factor de seguridad tomando en cuenta la carga por peso propio, se visualiza los resultados aplicando el método de reducción de esfuerzos (SRM, por sus siglas en inglés “Strength Reduction Method”). Con la incorporación de la pantalla atirantada.

Figura. 45. FSD bajo condición estática con sistema de contención, primer escenario

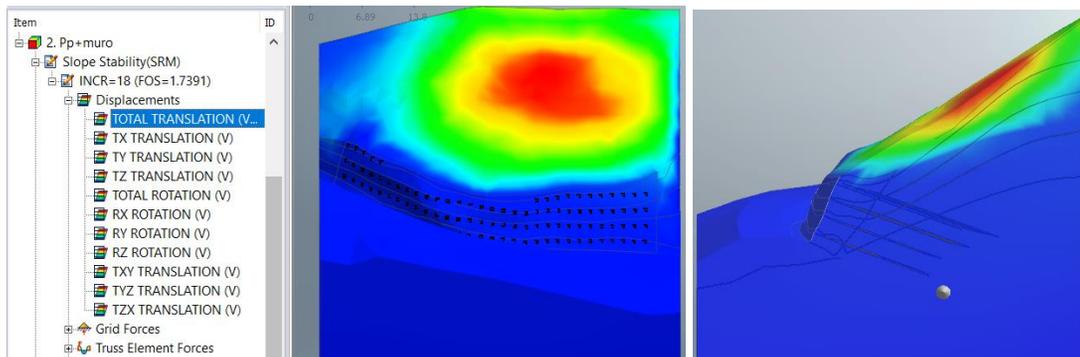
FSD bajo condición estática con sistema de contención, primer escenario.



Nota: Se obtiene el factor de seguridad bajo condiciones estáticas con el uso del sistema de contención para el primer escenario. Elaborado por: El Autor.

Figura. 46.

FSD bajo condición estática con sistema de contención, segundo escenario.



Nota: Se obtiene el factor de seguridad bajo condiciones estáticas con el uso del sistema de contención para el segundo escenario. Elaborado por: El Autor.

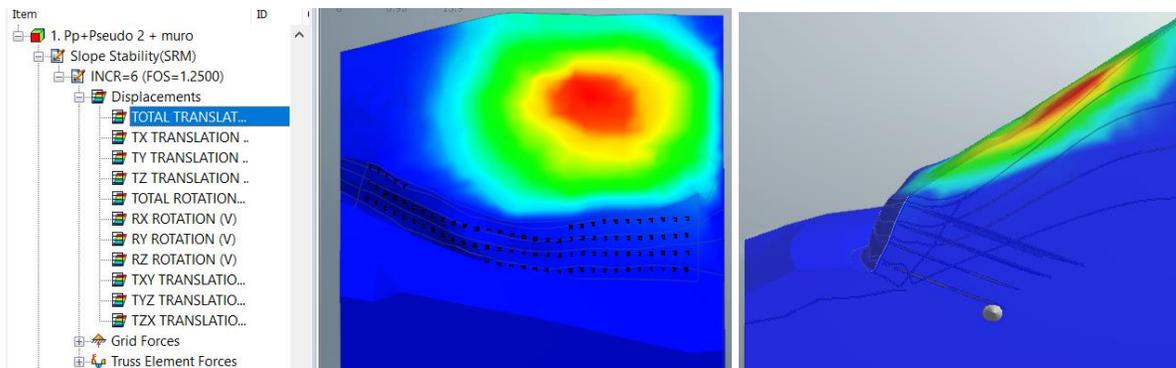
Por lo tanto, los factores de seguridad para el primer y segundo escenario son: 1.57 y 1.74 respectivamente.

3.5.6.2.2 Análisis del FSD bajo las cargas por peso propio y pseudo-estática

Seguidamente, se procedió analizar el factor de seguridad para el primer y segundo escenario, tomando en cuenta las cargas por peso propio y pseudo-estática; a continuación, se visualiza los resultados aplicando el método de reducción de esfuerzos (SRM)

Figura. 47.

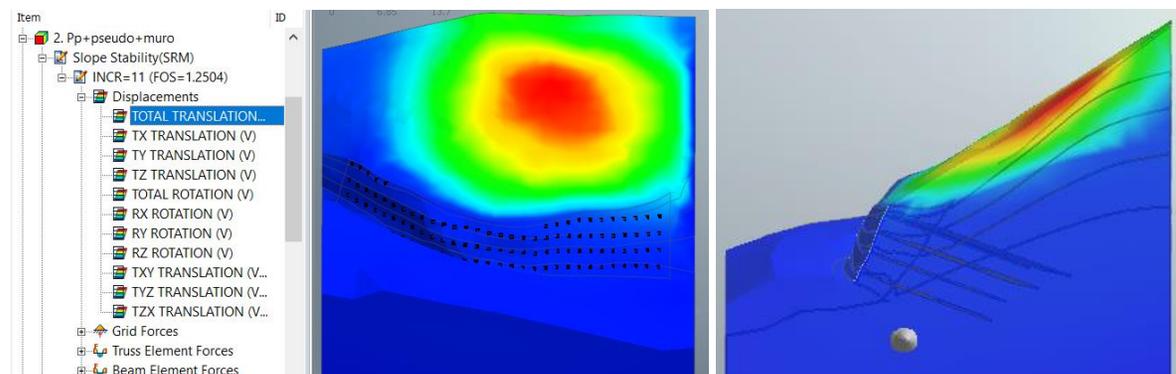
FSD Peso propio + Pseudo estática + muro anclado primer escenario.



Nota: Obtención del factor de seguridad al deslizamiento bajo condiciones pseudoestáticas con la implementación del muro de contención anclado para el primer escenario. Elaborado por: El Autor.

Figura. 48.

FSD Peso propio + Pseudo estática + muro anclado segundo escenario.



Nota: factor de seguridad al deslizamiento bajo condiciones pseudoestáticas con implementación del muro de contención anclado para el segundo escenario. Elaborado por: El Autor.

Por lo tanto, los factores de seguridad para el primer y segundo escenario son: 1.25 para los dos escenarios.

Tabla 27.

Factores de seguridad mínimos por escenarios con y sin muro.

Escenario	Carga	FSD sin muro	FSD con muro
Primero C	Peso propio	1.38	1.57
	Peso propio + Pseudo-estática	0.95	1.25
Segundo B	Peso propio	1.40	1.74
	Peso propio + Pseudo-estática	1.056	1.25

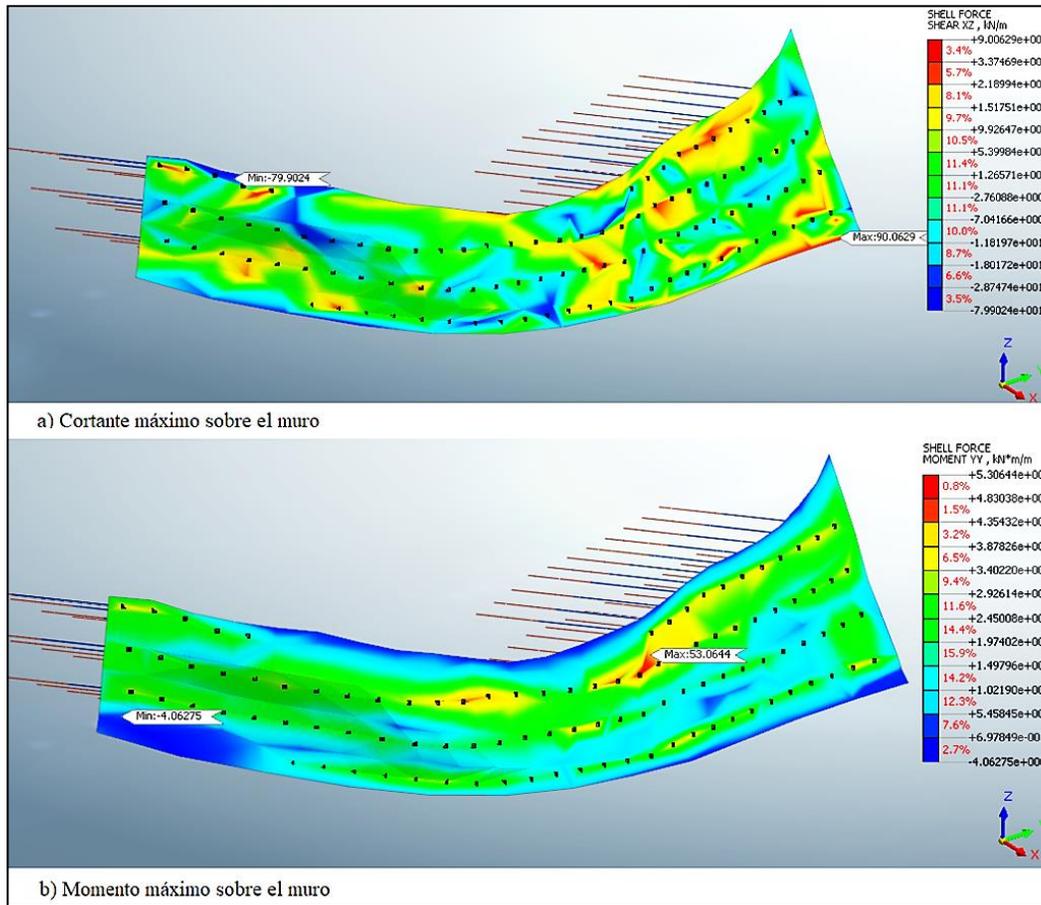
Nota: Se visualiza los factores de seguridad para cada escenario que relaciona los resultados para el caso con muro y sin muro de contención haciendo uso del método de reducción de esfuerzos (SRM). Elaborado por: El Autor.

3.5.6.3 Fuerza de corte y momento máximo en el muro

La fuerza de corte y momento máximo que se genera en el muro de contención obtenido del programa Midas Gts Nx, nos permitirá realizar la verificación correspondiente a cortante y punzonamiento, requerimientos necesarios para el dimensionamiento de la pantalla de hormigón armado.

Figura. 49.

Cortante y momento máximo primer escenario.



Nota: Obtención de la fuerza de corte (a) y momento máximo (b) sobre el muro, valores que corresponden al primer escenario. Elaborado por: El Autor.

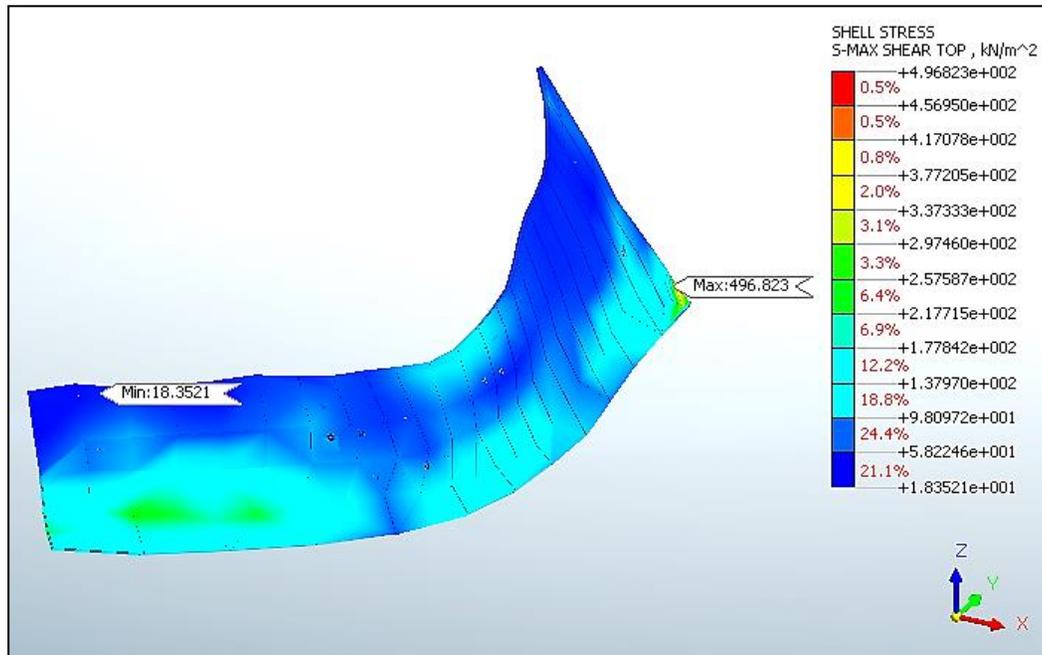
Por lo tanto, la fuerza cortante y el momento máximos por cada metro de longitud son:
 V_{max} : 90.06 KN/m, M_{max} : 53.06 KN*m/m, respectivamente.

3.5.6.4 Esfuerzos cortantes en el muro y en el contacto bulbo-suelo

Se obtuvo el esfuerzo cortante en el muro de contención anclado con la participación de la placa de anclaje con un área de 20x20 cm y una carga de pretensado de 195 Kilo-Newton, obteniendo un esfuerzo de corte máximo de 496.82 KN/m².

Figura. 50.

Esfuerzo cortante máximo en el muro de contención.

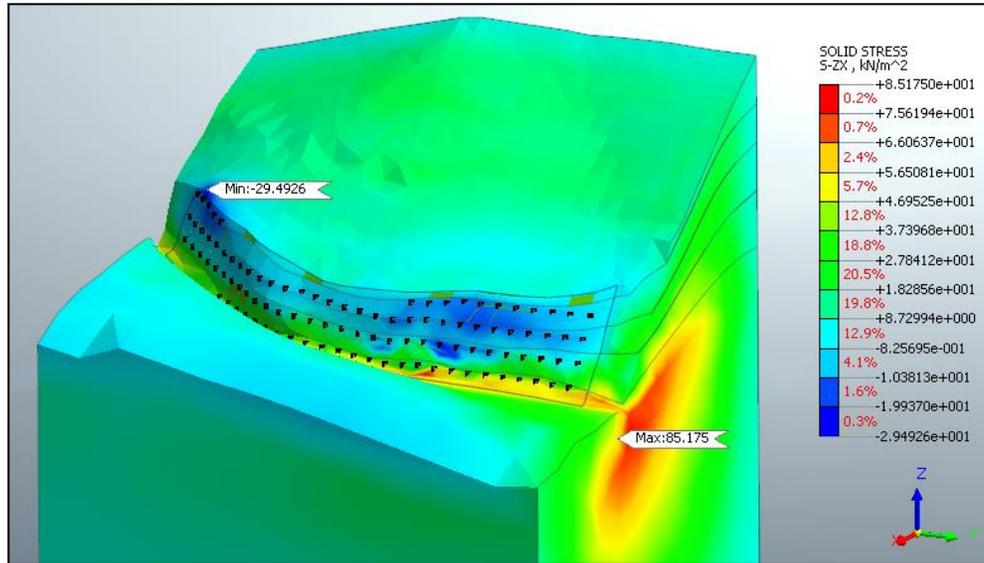


Nota: Se obtiene los valores de Esfuerzo cortante máximo en el muro de contención con el trabajo de la placa de anclaje con una fuerza de pretensado. Elaborado por: El Autor.

A continuación, se obtuvo el esfuerzo máximo cortante que se produce en la zona de contacto bulbo-suelo, el esfuerzo máximo se evidencia en el plano Z-X con respecto al elemento.

Figura. 51.

Esfuerzo cortante plano Z-X.



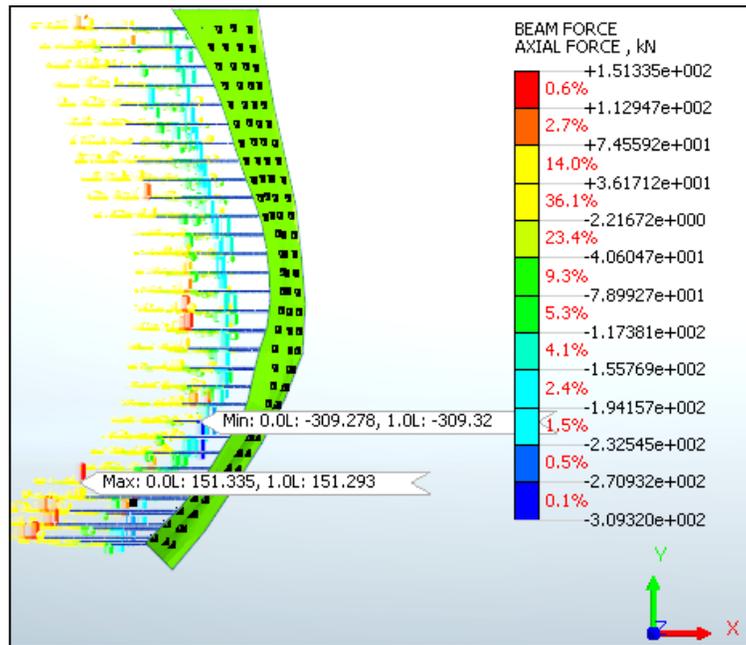
Nota: Se obtiene del modelo el esfuerzo cortante máximo en el contacto bulbo suelo. Elaborado por: El Autor.

En consecuencia, como se muestra en la fig. 51, el esfuerzo cortante presenta un valor máximo de 85,75 KN/m²; del mismo modo, se obtuvo el esfuerzo cortante en las pruebas de carga con un valor en el orden de 219 KN/m² en el trabajo de investigación (Terán, 2020, p. 221), lo que demuestra que el valor obtenido en el modelo está por debajo del esfuerzo de 219 KN/m² obtenido en las pruebas de carga.

3.5.6.5 Fuerza axial en la zona del bulbo

Figura. 52.

Fuerza axial zona de bulbo.



Nota: Se visualiza la fuerza máxima axial en la zona de bulbo del anclaje. Elaborado por: El Autor.

La fuerza axial máxima que se genera en la zona del bulbo es del orden de: 151 kN; de la misma manera, se obtuvo la carga última (Pult) en las pruebas de carga con un valor de 276 kN en el trabajo de investigación (Terán, 2020, p. 212) que corresponde a la mayor carga que pudo aplicarse con el gato; Además, en el diseño del muro de contención se aplicó una carga de trabajo de 195 kN, en cada anclaje para el caso de longitudes de bulbo de 5 m.

Por otra parte, como se evidencia la fuerza axial de 151 kN que se genera en la zona del bulbo, no es igual a la fuerza de pretensado P_w : 195 kN; debido a que, al aplicar la fuerza de pretensado esta se transmite a lo largo de la longitud libre del anclaje, cuando esta fuerza (P_w) llega a la zona de bulbo que es la encargada de transmitir la fuerza de pretensado o carga de trabajo hacia el terreno, esta es absorbida por el esfuerzo cortante en la zona de contacto bulbo-suelo;

además, por efecto de flexibilidad el anclaje y los elementos a su alrededor (suelo y sistema de contención) se deforman provocando una distribución de esfuerzos en todo el medio continuo que rodea al anclaje.

En consecuencia, se evidencia que los valores de esfuerzo cortante y fuerza axial en el modelo se encuentran por debajo de lo obtenido en las pruebas de carga por factores de seguridad comprendidos entre 2.55 y 1.83 respectivamente.

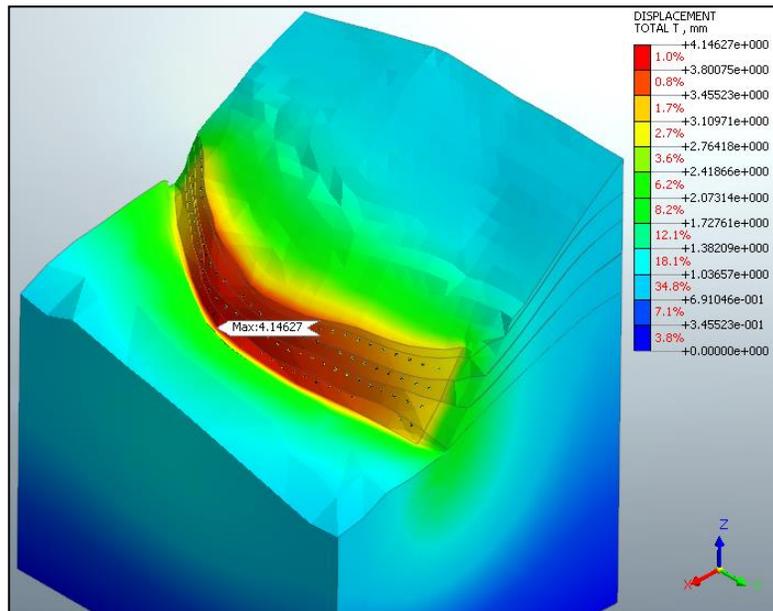
$$FSD = \frac{\text{Esfuerzo máximo cortante – Pruebas de carga}}{\text{Esfuerzo máximo cortante – Modelo}} = \frac{219 \text{ KN/m}^2}{85.75 \text{ KN/m}^2} = 2.55$$

$$FSD = \frac{\text{Carga última (Pult) – Pruebas de carga}}{\text{Fuerza máxima axial – Modelo}} = \frac{276 \text{ KN}}{151 \text{ KN}} = 1.83$$

3.5.6.6 Desplazamiento del anclaje en el sistema de contención

Figura. 53.

Desplazamientos del anclaje.



Nota: Se determina el máximo desplazamiento del anclaje en milímetros. Elaborado por: El Autor.

El máximo desplazamiento de los anclajes en el muro de contención con la participación de la placa de anclaje en el modelo son de 4 mm; ahora bien, los desplazamientos que se generaron en las pruebas de carga en el proyecto de investigación (Terán, 2020, p. 221) los desplazamientos en la pantalla de hormigón fue de 5 milímetros, condición en la cual no se alcanzó la falla y el anclaje se mantuvo en el rango elástico, la comparación de los resultados obtenidos del modelo tridimensional en el programa midas vs la prueba de carga del trabajo de investigación mencionado con anterioridad, no son comparables. Según (Terán, 2020).

No son comparables por cuanto en el primero existe todo un medio continuo que es la pantalla que recibe la carga de pretensado y esta carga debe deformar tanto al terreno como a la pantalla, que a diferencia de la prueba de carga, toda la carga de pretensado se transmite por la barra de anclaje y permite cuantificar directamente el desplazamiento que experimenta el bulbo. (p. 222).

Finalmente, el mallado para la pantalla de hormigón que se utilizó en los modelos es relativamente grande, debido a que, el costo computacional por lo general no siempre es factible obtener mallados de tamaño menor, que permitiría evaluar los resultados adecuadamente, también, el cambio de mallado ocasionaría que los valores de cortante y momentos flectores puedan variar.

3.6 Armadura de la pantalla

La armadura de la pantalla tiene como finalidad, absorber los esfuerzos a tracción que se generan en el muro controlando el tamaño de fisura en la zona agrietada; por lo tanto, para determinar la cantidad de acero necesaria para soportar las solicitudes en la pantalla del sistema, se procede a determinar el valor de la cuantía de acero bajo las indicaciones dispuestas por las normativas AASHTO, 2017 y ACI 318.19.

3.6.1.1 Porcentaje de acero (ρ)

Primero, se establece el espesor del muro de contención en este caso será de h: 25 cm y un recubrimiento recomendado por la norma ACI 318S-14 tabla 20.6.1.3.1 que recomienda recubrimiento mínimo de 75 mm para elementos de concreto construidos en sitio no pre-esforzados, construidos contra el suelo y permanentemente en contacto con él.

Tabla 28.

Recubrimiento para elementos de concreto construidos en sitio

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	75
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras No. 19 a No. 57	50
		Barra No. 16, alambre MW200 ó MD200, y menores	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barras No. 43 y No. 57	40
		Barra No. 36 y menores	20
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	40

Nota: La tabla que se visualiza indica los recubrimientos mínimos establecidos por la Norma ACI 318S-14 para elementos de concreto no pre-esforzados. Fuente: ACI 318-19 tabla 20.5.1.3.2.

Seguidamente, una vez obtenido del programa Midas Gts Nx el momento último M_u (\pm): 53.06 KN*m en la pantalla del sistema de contención, se procede a determinar el índice de refuerzo (w), a partir de la siguiente fórmula:

$$w = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\phi * b * d^2 * f'c}}}{1.18} \quad (15)$$

Donde:

- w: Índice de refuerzo
- Mu (±): Momento último obtenido en Midas Gts Nx [Kg x cm].
- Φ: Factor de reducción: 0.9 Según AASHTO, 2017 Art. 5.5.4.2.
- b: Ancho equivalente: 100 [cm].
- d: Peralte igual al espesor menos el recubrimiento mínimo (25-8) [cm].
- f'c: Resistencia del hormigón: 280 [Kg/cm²].

A continuación, se determina el porcentaje de acero (ρ) haciendo uso de la siguiente formulación:

$$\rho = w \frac{f'c}{F_y} \quad (16)$$

Donde:

- w: Índice de refuerzo
- fy: Fluencia del Acero: 4200 [Kg/cm²].

Para el porcentaje de cuantía mínima de acero (ρ min), según [ACI 7.12.2.1] cuando se utilice acero de refuerzo con $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, En losas de espesor constante (losas macizas), la cuantía mínima para resistir cambios de temperatura y retracción de fraguado será:

$$\rho \text{ min} = 0.0018 \quad (17)$$

Seguidamente, se obtiene el porcentaje cuantía de acero balanceado (ρb) a través de la siguiente formula:

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{F_y} * \frac{6100}{6100 + F_y} \quad (18)$$

Donde:

- β_1 : Factor de relación (profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro): 0.85.

Tabla 29.

Valor de β_1 en función de f'_c

f'_c (Kg/cm²)	β_1
210	0.85
280	0.85
350	0.8
420	0.75
490	0.7
≥ 560	0.65

Nota: A partir de resistencias de 280 Kg/cm², cada incremento de resistencia de 70 Kg/cm², β_1 decrece en 0.05. Fuente: ACI 10.2.3.

Por encontrarse en una zona sísmica, debido a la presencia de la falla activa denominada Falla de Tandapi, la máxima cuantía de armado será el 50% de la cuantía balanceada.

$$\rho_{\text{máx}} = 0.50\rho_b \quad (19)$$

Finalmente, el porcentaje de cuantía de acero (ρ) debe estar dentro de los límites del porcentaje de cuantía mínima de acero (ρ_{min}) y el porcentaje de cuantía máxima ($\rho_{\text{máx}}$).

$$\rho_{\text{min}} < \rho < \rho_{\text{máx}} \quad (20)$$

En consecuencia, los cálculos de la cuantía balanceada se presentan en el anexo 1 en el que se obtiene los valores de cuantía de acero donde cumple condición $\rho_{\text{min}} < \rho < \rho_{\text{máx}}$ como se indica a continuación:

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0.0018 < 0.0044 < 0.011$$

3.6.1.2 Acero de refuerzo (As)

Para calcular la sección de acero requerida sometida a flexión se utilizó la siguiente expresión.

$$A_s = \frac{0.85f'c.b.d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85\phi.f'c.b.d^2}} \right] \quad (21)$$

Donde:

- Mu (\pm): 53.06 KN*m Momento último obtenido en Midas Gts Nx [Kg x cm].
- Φ : Factor de reducción: 0.9 Según AASHTO, 2017 Art. 5.5.4.2.
- b: Ancho equivalente: 100 [cm].
- d: Peralte igual al espesor menos el recubrimiento mínimo (25-8) [cm].
- f'c: Resistencia del hormigón: 280 [Kg/cm²].
- fy: Fluencia del Acero: 5000 [Kg/cm²].

Finalmente, los cálculos para determinar la sección de acero requerida se presentan en el anexo 1 los resultados obtenidos son los siguientes:

$$A_s = \frac{0.85 \times 280 \text{Kg/cm}^2 \times 100 \text{cm} \times 17 \text{cm}}{5000 \text{Kg/cm}^2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 5.41 \text{Ton} * m \times 100 \times 1000}{0.85 \times 0.9 \times 280 \text{Kg/cm}^2 \times 100 \text{cm} \times 17 \text{cm}^2}} \right)$$

$$A_s = 7.41 \text{ cm}^2 / m$$

Tabla 30.

Acero de refuerzo

Doble malla electro soldada ARMEX	
Fy: 5000 kg/cm²	
Acero de refuerzo calculado (As/m)	7.41
Φ varilla (mm)	7,00
As varilla (mm ²)	38,48
Separación (cm)	10,00
As total (mm ² /m)	384,85
As total (cm ² /m)	3,85
Doble malla (cm ² /m)	7,70

Nota: Resultados obtenidos para la sección de acero malla Armex por cada metro de longitud.

Elaborado por: El Autor.

Por lo tanto, se colocará doble malla electro soldada ARMEX fy: 5000 kg/cm², con un diámetro de 7 mm separados cada 10 cm. [Φ: 7.00, @ 10 cm].

Además, en caso de que se requiera se puede optar también por una doble malla electro soldada [Φ: 10, @ 20 cm], que nos da una sección de acero de (3,93 cm² x 2) = 7.86 cm²/m, superior al acero de refuerzo calculado As/m calculado: 7.41 cm²/m.

3.7 Revisión a Cortante

De la misma forma, una vez obtenido en el programa Midas Gts Nx el valor del esfuerzo cortante máximo en la pantalla del sistema de contención vu: 496.82 KN/m², se procede a la revisión por cortante de la pantalla de hormigón.

A continuación se determina el esfuerzo admisible cortante que puede soportar el hormigón a partir de la siguiente formulación:

$$\vartheta_c = 0.53 * \lambda_s * \sqrt{f'c} \quad (22)$$

Donde:

- λ_s : Factor de modificación

- $f'c$: Resistencia del hormigón: 280 [Kg/cm²].

El valor correspondiente al factor de modificación λ_s se lo obtiene a través de la siguiente tabla obtenida del ACI 318-19; Tabla 19.2.4.1, que relaciona el factor de modificación y al tipo de composición del agregado en la mezcla de concreto.

Tabla 31.

Factor de modificación λ_s

Concrete	Composition of aggregates	λ
All-lightweight	Fine: ASTM C330 Coarse: ASTM C330	0.75
Lightweight, fine blend	Fine: Combination of ASTM C330 and C33 Coarse: ASTM C330	0.75 to 0.85 ^[1]
Sand-lightweight	Fine: ASTM C33 Coarse: ASTM C330	0.85
Sand-lightweight, coarse blend	Fine: ASTM C33 Coarse: Combination of ASTM C330 and C33	0.85 to 1 ^[2]

Nota: Para el caso de estudio se optará por un concreto de peso normal con un factor λ_s : 1 Fuente: ACI 318-19; Tabla 19.2.4.1, pág. 357.

A continuación, una vez obtenido el valor del esfuerzo admisible cortante, debe cumplir la siguiente condición: $v_u < \Phi v_c$ donde el esfuerzo último debe ser menor al esfuerzo admisible cortante afectado por una factor de minoración.

Tabla 32.*Factor de reducción de resistencia Φ*

Solicitaciones	Factores de reducción de resistencia ϕ
Secciones controladas por tracción	0.90
Tracción axial	0.90
Secciones controladas por compresión	
• Elementos con refuerzo transversal en espiral	0.75
• Otros elementos reforzados	0.65
Cortante y torsión	0.75
Aplastamiento	0.65

Nota: Para el caso de estudio se optará por factor de reducción de 0.75 para solicitaciones de cortante. Fuente: NEC-SE-HM-Hormigón-Armado, pág. 34.

Finalmente, los cálculos para la revisión por cortante de la pantalla de hormigón se presenta en el anexo 2 los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 33.*Revisión a cortante*

Condición $v_u < \Phi v_c$	
Factor reducción (Φ)	0,75
Φv_c (kg/cm ²)	6,65
v_u esfuerzo de corte (kg/cm ²)	5,07
$v_u < \Phi v_c$	Cumple

Nota: Resultados obtenidos donde se cumple la condición $v_u < \Phi v_c$ como se visualiza en la tabla.

Elaborado por: El Autor.

3.8 Diseño de la placa de acero y revisión por punzonamiento

3.8.1 Dimensionamiento de la placa de acero

1. Se obtendrá el momento de la placa de acero; como primer paso, se determina la carga distribuida (w) sobre la superficie de la placa, donde la fuerza puntual de pretensado de 195 KN será distribuida sobre la superficie de la placa que tiene un área de 20x20 cm.
2. Seguidamente, se aplica la siguiente formulación para obtener el momento de la placa por cada centímetro de longitud: Kg x cm / cm.

$$M_{placa} = \left(\frac{w}{2}\right) * m^2 \quad (23)$$

Donde (m) es el valor que corresponde a la mitad de la longitud de la placa de apoyo es decir $L/2$: 10 cm.

3. Una vez determinado el momento de la placa se procede a calcular la inercia para 1 cm de ancho; seguidamente obtendremos el valor del esfuerzo a flexión haciendo uso de la siguiente formulación:

$$\sigma_f = \frac{M_{placa} * ce}{I} ; ce = \frac{t_{placa}}{2} \quad (24)$$

4. A continuación, una vez obtenido el esfuerzo a flexión, se procede a comprobar la siguiente condición: $\sigma_f < \phi_f * f_y$ donde el esfuerzo a flexión debe ser menor al esfuerzo admisible por flexión afectado por un factor de resistencia $\phi_f = 0.9$ de acuerdo a la sección 9.3.2 (Factores de reducción bajo diferentes solicitaciones para el acero) del código ACI-318-2002.
5. En consecuencia, se procede a comprobar el espesor de la placa de acero a partir de la siguiente formulación.

$$t_{placa} \geq \sqrt{\frac{6M_{placa}}{\phi f * Fy}} \quad (25)$$

6. Luego, se verifica la condición por aplastamiento; primero, se determina el esfuerzo por aplastamiento permisible que ejerce la placa de acero sobre el hormigón ACI 318-19, literal R22.8.3.2. Pág. 443.

$$B_n = 0.85f'c \quad (26)$$

Seguidamente, la resistencia de diseño al aplastamiento debe cumplir $B_{nu} \leq B_n$, donde el esfuerzo de aplastamiento B_{nu} debe ser menor o igual al esfuerzo admisible de aplastamiento B_n .

$$B_{nu} \leq B_n \quad (27)$$

7. Finalmente se presenta una tabla resumen de los resultados obtenidos, los cálculos del esfuerzo a flexión se presenta en los anexos 3.

Tabla 34.

Resumen de los resultados obtenidos

Análisis	Condición a cumplir	Parámetros	Resultados
Revisión por flexión	$\sigma_f < \phi f \times f_y$	σ_f (kg/cm ²)	1657,0
		$\phi f \times f_y$ (kg/cm ²)	3150
		Condición	Cumple
Revisión espesor de la placa	$t_{placa} \geq \sqrt{\frac{6M_{placa}}{\phi f * Fy}}$	t placa (cm)	3.00
		Mplaca (Kg-cm/cm)	2485,57
		$\phi f \times f_y$ (kg/cm ²)	3150
		Raíz(6Mplaca/ $\phi f * f_y$)	2,1759
		Condición	Cumple
Revisión por aplastamiento	$B_{nu} \leq B_n$	B_{nu} (kg/cm ²)	66,2818
		B_n (kg/cm ²)	238
		Condición	Cumple

Nota: Resultados obtenidos y verificación de las condiciones para el diseño de la placa de acero.

Elaborado por: El Autor.

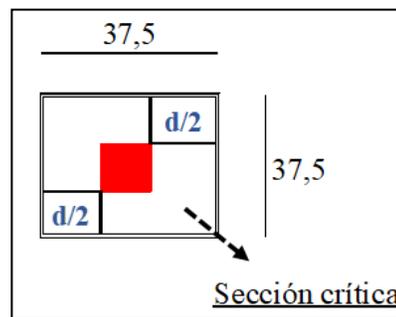
3.9 Diseño a cortante por punzonamiento

Con el fin de conocer si el muro tiene la capacidad de soportar los esfuerzos que causan el efecto de punzonamiento, provocado por los anclajes, se verifica la condición por punzonamiento donde el área crítica o área de punzonamiento sigue las recomendaciones del ACI 318-19, literal 22.6.4.

1. Primero, se determina el área de punzonamiento dicha área se expande a partir del borde de la placa a una distancia ($d/2$) donde d es el ancho efectivo conocido también como el peralte igual al espesor menos el recubrimiento mínimo [cm].

Figura. 54.

Área de punzonamiento

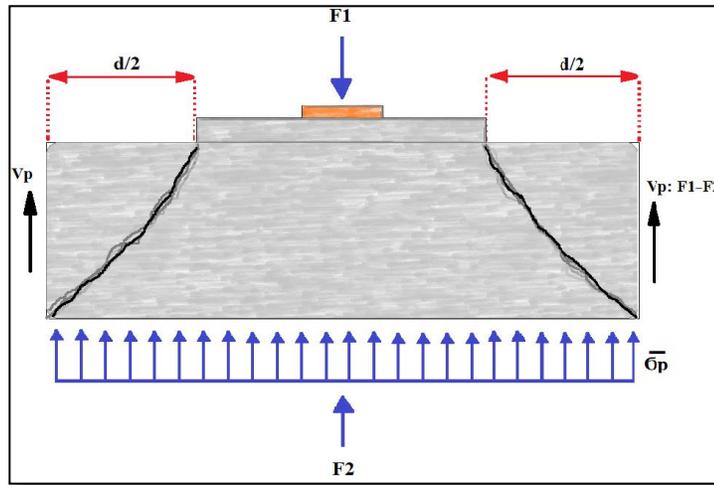


Nota: Se visualiza el área de punzonamiento y la placa de anclaje. Elaborado por: El Autor.

2. Seguidamente, se determina el esfuerzo promedio $\bar{\sigma}_p$ que es la relación entre la carga aplicada en cada anclaje y el área de la pantalla del muro; luego, se determina la fuerza vertical F_2 tras el muro obtenida del producto del esfuerzo promedio y el área crítica de punzonamiento.
3. Finalmente, se determina la fuerza cortante a partir de la diferencia entre la fuerza de pretensado F_1 aplicada en la placa de anclaje y la fuerza F_2 .

Figura. 55.

Obtención de la fuerza cortante



Nota: Se determina la fuerza cortante última por punzonamiento. Elaborado por: El Autor.

4. Posteriormente, se obtiene el valor del esfuerzo cortante admisible que resiste el hormigón, según el ACI [11.11.2.1] dicho esfuerzo cortante es el menor de las siguientes formulaciones.

Tabla 35.

Esfuerzo cortantes y sus parámetros

Esfuerzo cortante		Parámetros
$V_c = 1.06\sqrt{f'_c}$	(28)	f'_c : Resistencia del hormigón
$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right)$	(29)	β (Lado largo/Lado corto) del elemento
$V_c = 0.27\sqrt{f'_c} \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right)$	(30)	α_s : parámetro según posición 40 para interiores, 30 para borde y 20 para esquinas
		b_o : perímetro de la sección crítica

Nota: Esfuerzo cortante que puede resistir el hormigón bajo el análisis por punzonamiento.

Fuente: ACI [11.11.2.1].

5. Finalmente, debe cumplir la siguiente condición: $V_{up} < \Phi V_{cp}$ donde el esfuerzo último debe ser menor al esfuerzo admisible cortante que puede resistir el hormigón afectado por un factor de minoración Φ : 0.75, véase tabla 31; a continuación se presenta una tabla resumen de los valores obtenidos de los cálculos presentados en el anexo 4.

Tabla 36.

Revisión por punzonamiento

Condición a cumplir $V_{up} < \Phi V_{cp}$	
V _{up} (Kg)	19087,41
Ø	0,75
V _{cp} (Kg)	46560,1
Ø V _{cp} (Kg)	34920,1
Condición	Cumple

Nota: Resultados obtenidos en la revisión por punzonamiento. Elaborado por: El Autor.

3.10 Hidrología

Las obras de drenaje abarcan un sin número de sistemas de evacuación de agua superficial y subterránea, cada uno de estos sistemas requiere un análisis hidrológico que para el caso de estudio tiene como finalidad reducir la probabilidad de fallas o deslizamientos de grandes masas de tierra en el talud, que contribuyen al aumento de la vida útil del proyecto.

Además, el proyecto de estabilización de la autoría del ingeniero Edgar Humberto Terán Vivar (Terán, 2020, p. 182) cuenta con el estudio hidrológico para la determinación del caudal de aporte en el talud; así como también, la realización de obras de drenaje como son el diseño de cunetas de coronación y al pie del talud. El estudio que se propone en este trabajo no altera el diseño de dichas obras de drenaje; sin embargo, el drenaje horizontal como obra de evacuación del

agua interna del sistema de contención en el talud, varía sus dimensiones y propiedades debido a que, el área más crítica en el que se realiza el estudio del diseño de los drenes cambia por la nueva geometría del sistema de contención, la cantidad y distribución de anclajes y el área crítica visible en tres dimensiones.

A continuación se detalla de manera resumida los cálculos hidrológicos para la obtención de la sección óptima de cunetas al pie del talud y de coronación, desarrollados en el proyecto mencionado:

Primero, a partir del sitio de estudio, la estación más cercana al proyecto, en este caso es la estación M0360 “Chitoa-Tandapi”, obtenida en el estudio de lluvias intensas del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, (INAMHI, 2019), el periodo de retorno es de 10 años y el tiempo de concentración de 5 minutos para microcuencas que no superan un área de aportación de 1 ha.

Tabla 37.

Resumen del estudio hidrológico del sitio de estudio

Datos:	Resultado	Fuente
Estación	M0360 [Chitoa-Tandapi]	Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, (INAMHI, 2019).
Periodo de retorno	10 años	Ven Te Chow, 1994
Tiempo de concentración	5 minutos	(Castillo García et al., 2021)
Intensidad	82.50mm/h	(INAMHI, 2019, p. 95)

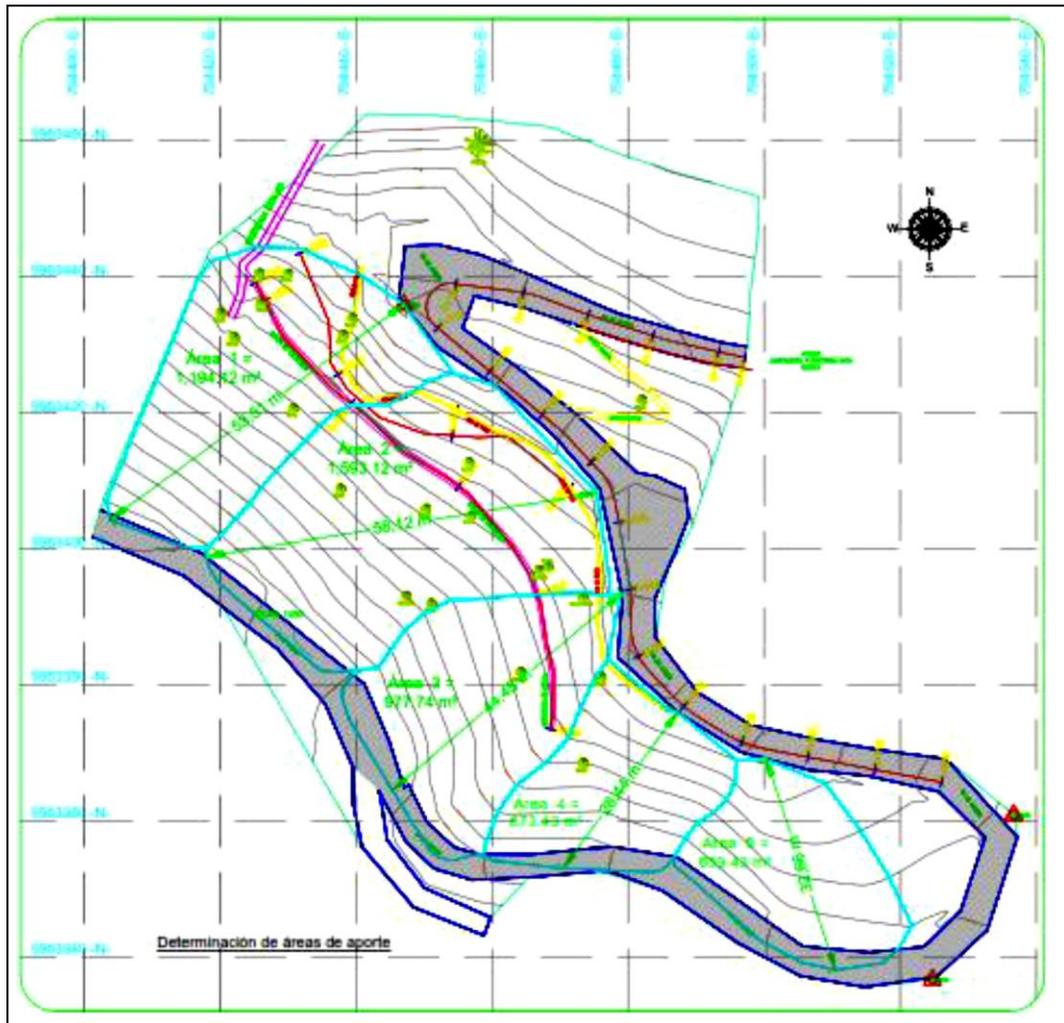
Nota: Se visualiza el resumen del estudio hidrológico correspondiente al sitio de investigación con su respectiva fuente de origen. Elaborado por: El Autor con información obtenida de fuentes mostradas en la tabla.

Seguidamente, en la siguiente figura se muestra las áreas de aporte de las microcuencas, tanto para la cuneta de coronación como para la cuneta al pie del talud. Para la cuneta al pie del

talud el área de aporte será el total de todas las áreas de aportación presentes en la zona de estudio visible en la Fig. 56, y para la cuneta de coronación serán únicamente las áreas (A1, A2 y A3) que contribuyen caudal al tramo de la cuneta de coronación.

Figura. 56.

Área de aportación de caudal



Nota: Se visualiza en la imagen las áreas de aportación de caudal para el diseño de las cunetas de coronación y al pie del talud. Fuente: (Terán, 2020, p. 184)

A continuación, a partir del método racional que permite obtener el caudal de diseño haciendo uso de la siguiente formulación:

$$Q_{dis} = \frac{C \times i \times A}{360} \quad (31)$$

Donde:

C: Coeficiente de escorrentía

i: Intensidad de lluvia [mm/h]

A: Área de aporte [ha]

Tabla 38.

Resumen de la determinación del caudal de diseño

Variable	Resultado
Coeficiente de escorrentía (C) - véase literal 5.10.2	0.41
Área de aporte cuneta de coronación (A_{cor})	0.38 ha
Área de aporte cuneta al pie del talud ($A_{pie-talud}$)	0.51 ha
Intensidad de lluvia (i)	82.5 mm/h
Caudal de diseño cuneta de coronación ($Q_{dis\ cor}$)	0.035 m ³ /s
Caudal de diseño cuneta al pie del talud ($Q_{pie-talud}$)	0.048 m ³ /s

Nota: Se presentan los resultados del caudal de diseño para las secciones transversales de las cunetas de: coronación y al pie del talud. Elaborado por: El Autor con información obtenida de (Terán, 2020).

Finalmente, se determina la sección transversal más óptima de las cunetas, en este procedimiento se hará uso del software para cálculos hidráulicos “Flow-Master” ingresando las siguientes variables.

Tabla 39.

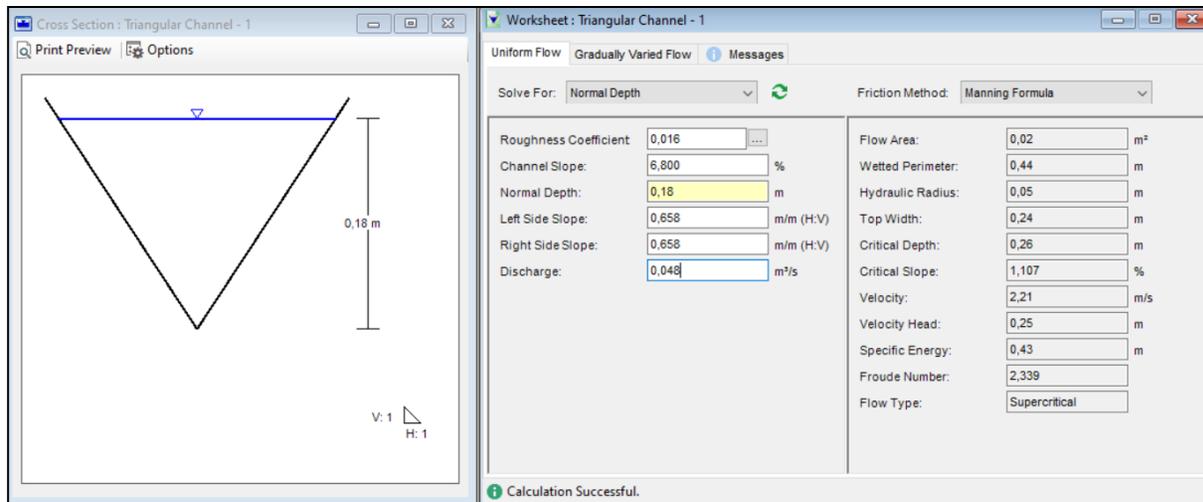
Resumen de la determinación del caudal de diseño

Variable	Cuneta de coronación	Cuneta al pie del talud
Coefficiente de rugosidad (n)	0.016	0.016
Pendiente longitudinal (s)	6.8 %	6.8 %
Caudal diseño (Q_{dis})	0.035 m ³ /s	0.048 m ³ /s
Pendiente interna cuneta (H:V)	0.658 m/m	0.658 m/m

Nota: Se presentan los valores de ingreso al programa “Flow-Master”. Elaborado por: El Autor con información obtenida de (Terán, 2020).

Figura. 57.

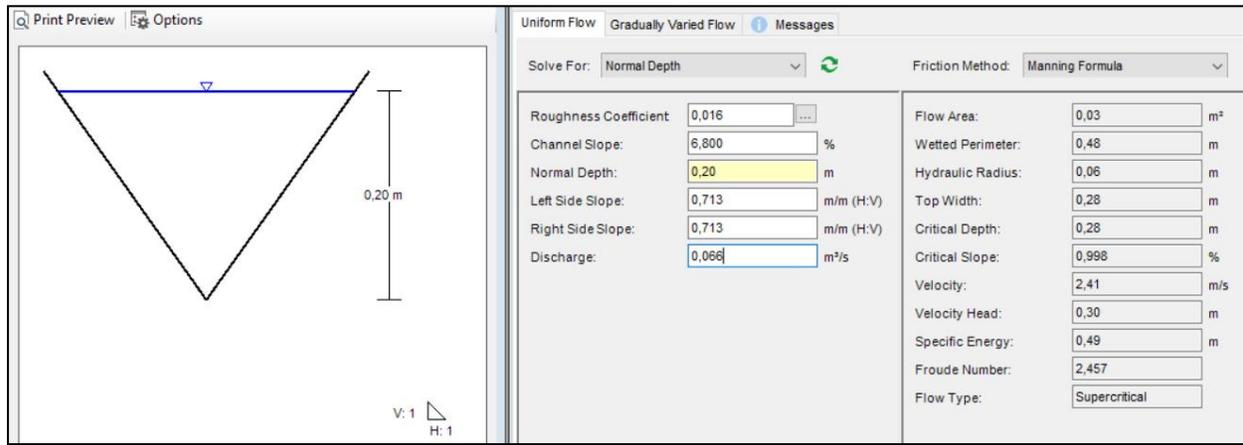
Sección transversal cuneta de coronación



Nota: Se visualiza la sección transversal de la cuneta de coronación obtenida del programa Flow-Master. Elaborado por: El Autor a través del programa Flow-Master.

Figura. 58.

Sección transversal cuneta al pie del talud



Nota: Se visualiza la sección transversal de la cuneta al pie del talud obtenida del programa Flow-Master. Elaborado por: El Autor a través del programa Flow-Master.

En conclusión, se evidencia que las secciones adoptadas en el proyecto de estabilización de la autoría del ingeniero Edgar Humberto Terán Vivar, como se visualiza en las figuras 57 y 58, cumple con las condiciones hidráulicas de velocidad que se encuentran dentro del rango permisible con velocidades máximas que varían entre 2.21 a 2.41 m/s obtenidas del programa Flow Master, según la bibliografía (Normas de Diseño Geométrico de Carreteras, 2003, p. 255) las velocidades máximas permisibles para hormigón son: 4.5-7.5 m/s, evitando la erosión en el canal, por último la capacidad de la sección no han sido excedidas y estas varían entre (47 y 50) % de la capacidad de las cunetas adoptadas, evitando así el desborde del agua.

3.10.1 Drenes Horizontales

El drenaje en los sistemas de contención de taludes; tiene como finalidad, prevenir la presión hidrostática que provocaría la inestabilidad del sistema. Un drenaje adecuado aumentará la vida útil del sistema de contención, eliminando los excesos de humedad y evitando la inestabilidad por la disminución a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

En consecuencia, para determinar el caudal de aporte del nivel freático uno de los parámetros fundamentales para obtener dicho valor y posterior determinar la sección transversal de los drenes horizontales, es el coeficiente de permeabilidad, que se encuentra en función del tipo de suelo presente en el proyecto. El coeficiente de permeabilidad (K) es el parámetro que indica la resistencia por parte del suelo hacia al flujo del agua.

En consecuencia, a partir del trabajo de investigación para el proyecto de estabilización de la autoría del ingeniero Edgar Humberto Terán Vivar, para la determinación del drenaje horizontal se obtuvo el coeficiente de permeabilidad K [cm/s], A continuación se detalla de manera resumida la obtención de dicho parámetro donde se relacionará el coeficiente de permeabilidad de la bibliografía Jaime Suárez Díaz “Diseño de cimientos” 1992 y Barchiesi 2011, información obtenida de (Terán, 2020, p. 228) y Peter L. Berry – David Reid “Mecánica de suelos” pág. 83, para el tipo de suelo correspondiente al lugar del proyecto de investigación, donde para un suelo limo arenoso las bibliografías mencionadas coinciden en un valor de 10^{-6} [cm/s]; además, para la obtención del coeficiente de permeabilidad (k) en un suelo de tipo arena, se recomienda obtenerla a partir de la siguiente correlación empírica, donde C: constante que varía entre 1.0-1.5, (Allen Hazen, 1930).

$$K_{arena} \left[\frac{cm}{s} \right] = c * D_{10} \quad (32)$$

“Dicha correlación empírica dependen de la correlación entre datos del ensayo de granulometría y su correlación D10, para la arena bien graduada se calculó un valor de 0.00163 [m/s] y para arena con grava 0.002 [m/s]” (Terán, 2020, p. 228). En consecuencia se muestra una tabla resumen de los valores ya obtenidos en la bibliografía mencionada.

Tabla 40.*Coefficiente de permeabilidad K*

Tipo de suelo	Nombre	Coefficiente de permeabilidad K (m/s)
MH	Suelo orgánico limo arenoso	1×10^{-8}
SW	Arena bien graduada	1.63×10^{-3}
MH	Limo arenoso de alta plasticidad	1×10^{-8}
SW	Arena bien graduada con grava	2.0×10^{-3}
MH	Limo arenoso de alta plasticidad	10^{-8}

Nota: Valores del coeficiente de permeabilidad K [cm/s]. Elaborado por: El Autor con información obtenida de (Terán, 2020, p. 228).

3.10.1.1 Coeficiente Equivalente K_{eq}

La conductividad hidráulica en un medio estratificado con frecuencia cambia de capa a capa; debido a esto, es necesario considerar el uso de un coeficiente de permeabilidad equivalente K_{eq} , si consideramos un flujo perpendicular a las capas, la permeabilidad equivalente es igual a:

$$k_{V(eq)} = \frac{H}{\left(\frac{H_1}{k_{V_1}}\right) + \left(\frac{H_2}{k_{V_2}}\right) + \left(\frac{H_3}{k_{V_3}}\right) + \dots + \left(\frac{H_n}{k_{V_n}}\right)} \quad (33)$$

Donde:

1. H: Espesor total o suma de todos los espesores de la zona más crítica
2. H_n : espesor de cada una de las capas
3. K_{V_n} : conductividad hidráulica de cada una de las capas

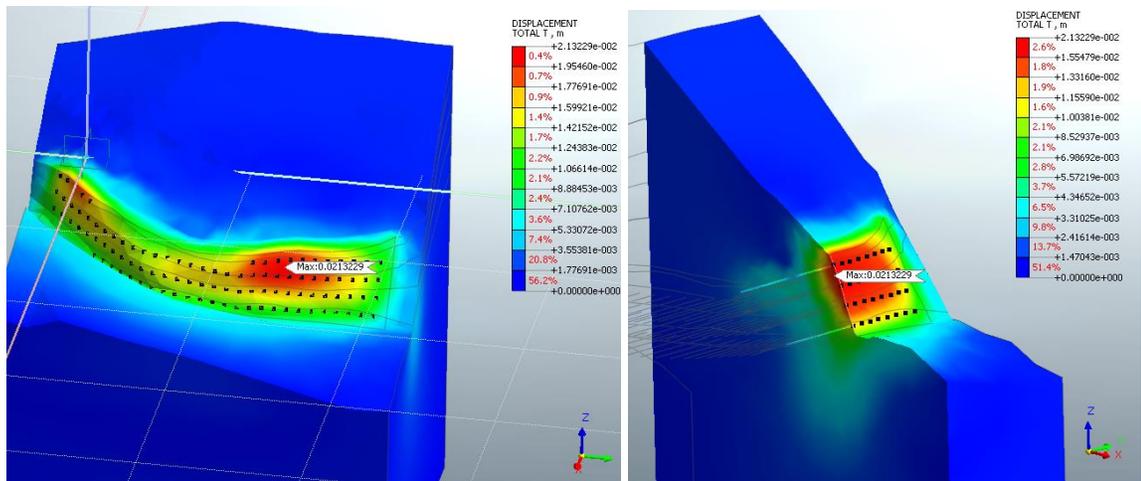
Sin embargo, como se ha especificado anteriormente, el análisis del dren horizontal se debe realizar en la zona más crítica del talud; ahora bien, a diferencia del proyecto de estabilización de

la autoría del ingeniero Edgar Humberto Terán Vivar, la zona más inestable cambia por la nueva geometría del sistema de contención, la cantidad y distribución de anclajes y el área crítica visible en tres dimensiones.

Del mismo modo, para el cálculo del coeficiente equivalente, se procede a identificar la zona más inestable y determinar el espesor de cada estrato correspondiente a dicha zona. El primer escenario donde el factor de seguridad debido a las cargas por peso propio o condiciones estáticas fueron de FSD: 1.38, por debajo del FSD recomendado para condiciones estáticas (FSD: 1.5); a comparación del FSD en condiciones Pseudo-estáticas que dio un valor de FSD: 0.95 para un FSD recomendado de FSD: 1.05, se llega a la conclusión de que el escenario más desfavorable, con una diferencia mínima, es el escenario bajo condiciones estáticas; por esta razón, se visualiza la zona más inestable correspondiente al primer escenario bajo condiciones estáticas.

Figura. 59.

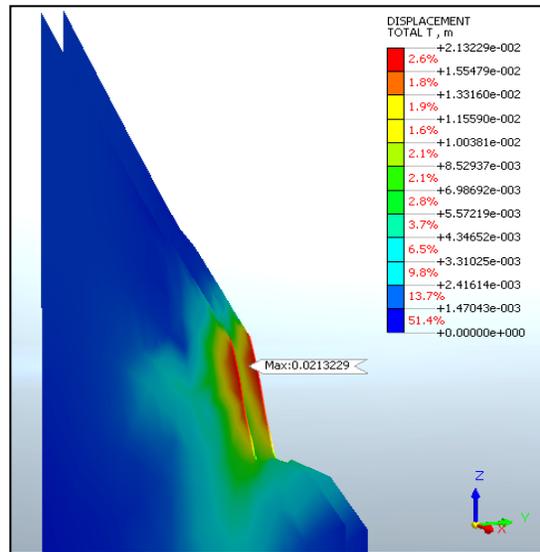
Zona crítica del sistema de contención



Nota: Se determina la zona crítica del sistema de contención la cual indica los desplazamientos que ocurrirían en caso de que el sistema falle. Elaborado por: El Autor.

Figura. 60.

Zona crítica del sistema de contención en 2D



Nota: Obtención de la zona crítica del sistema de contención en dos dimensiones. Elaborado por: El Autor.

Seguidamente, una vez reconocida la zona más crítica se determina el espesor de cada estrato hasta el pie del talud, los cálculos se muestran en el anexo 5; finalmente, el nuevo coeficiente de permeabilidad equivalente es de K_{eq} : 1.38×10^{-8} m/s.

3.10.1.2 Separación y Longitud del Dren

Para establecer la separación y longitud del dren se sigue el método propuesto por los autores: Kenney, Pazin y Choi, de acuerdo a sus estudios; mencionan que, mediante la instalación de tuberías horizontales en taludes reducen las presiones de poros, lo que conlleva a un aumento en la resistencia al corte del suelo y una notable mejora en la estabilidad del talud; además, en el talud se genera una reducción en el nivel freático, lográndose con ello que los drenes horizontales mejoren la estabilidad del talud y se obtenga un incremento en el factor de seguridad (ΔF).

$$\Delta F = F - F_0 \quad (34)$$

Donde:

ΔF = Incremento en el factor de seguridad (F-F₀).

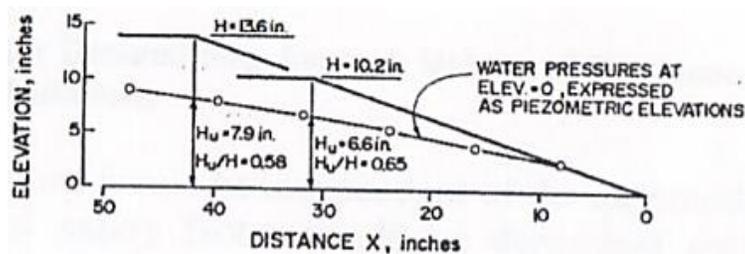
F₀ = Factor de seguridad antes de drenar o condición inicial sin drenaje del talud.

F = Factor de seguridad después de implementar un sistema de drenaje.

Por otra parte, en sus investigaciones concluyen que la relación de niveles de agua freática con la altura de talud H_u/H varía entre 0.5 - 0.7.

Figura. 61.

Medidas en el modelo relación H_u/H



Nota: Relaciones de la altura de los diferentes niveles freáticos Medidas en el modelo relación H_u/H . Fuente: Kennedy et al. (1977).

El método presenta cartillas de diseño para drenajes horizontales, donde se presentan los siguientes parámetros S: Separación total entre drenajes, H_u : carga de presión o nivel freático, L: Longitud total del sistema de drenaje, ΔF : Incremento en el factor de seguridad, ℓ : la longitud del drenaje por unidad de ancho de pendiente.

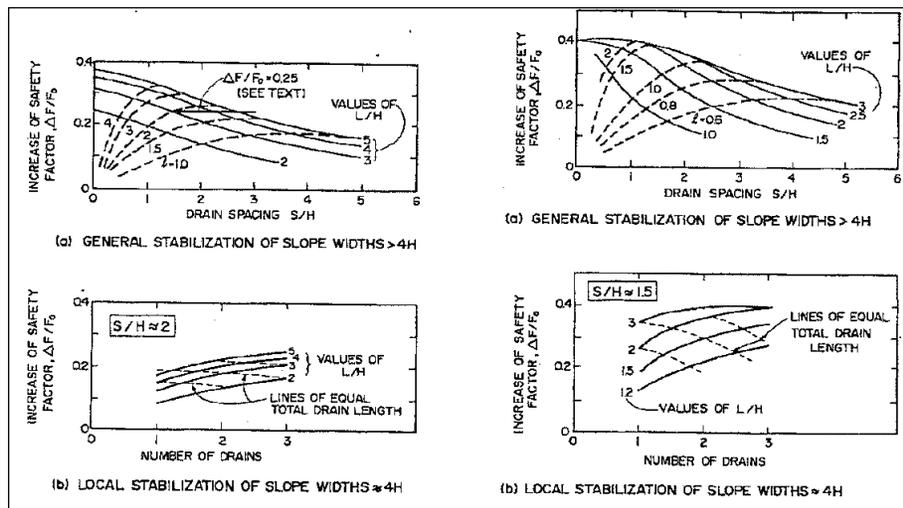
También, para el diseño de los drenes horizontales se considera la siguiente suposición; donde, los desagües fluyen libremente; es decir, la presión del agua en el desagüe es aproximadamente la presión atmosférica, además, para el diseño se supone una condición crítica

que establece que el flujo es permanente, es decir, las condiciones del movimiento del flujo no cambian en un punto con respecto al tiempo.

En muchos casos, cuando se impone un valor de H_u , el procedimiento de diseño para drenajes horizontales, se justifica con un gráfico de diseño más simple; donde, los factores S/H_u y L/H_u se pueden expresar aproximadamente en términos de S/H y L/H usando la expresión $H_u=0,6H$. Esto conduce a un gráfico de diseño menos preciso, pero más fácil de utilizar en la práctica. Este diagrama de diseño se muestra en la Figura. 62(a). (Design of Horizontal Drains for soil Slopes, Página 1321 item 5).

Figura. 62.

Cartillas de diseño para drenajes horizontales



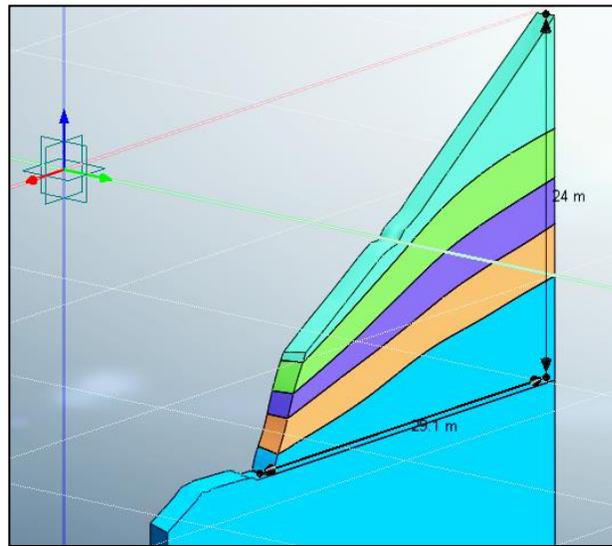
Nota: Se visualiza las diferentes cartillas de diseño para drenajes horizontales que relacionan la separación y longitud total para una determinada altura crítica. Fuente: (Cameron Kenney et al., 1975)

A continuación, se describe el procedimiento a seguir para obtener la separación y longitud del drenaje horizontal a través de la metodología expuesta.

1. Se determina la altura (H) y el ancho del talud (W) en la sección más crítica del sistema de contención, que para el caso de estudio corresponde a 24 m y 29.1 m respectivamente.

Figura. 63. Características de la zona más crítica del talud

Características de la zona más crítica del talud



Nota: En las características de la zona más crítica del talud se visualiza los estratos del cuerpo del talud, además, la altura y el ancho de la sección. Elaborado por: El Autor.

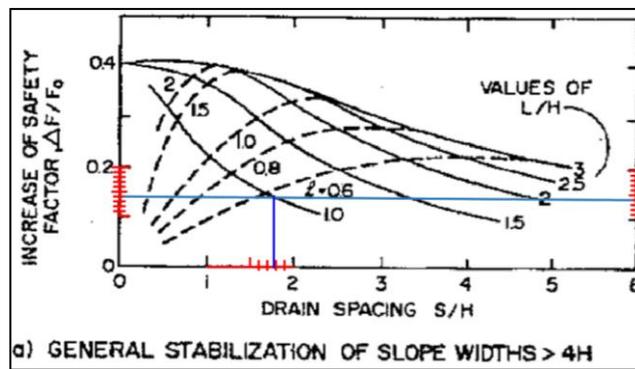
2. Para hacer uso del diagrama de diseño que se muestra en la Fig. 60(a), se determina el valor $\Delta F/F_0$, a partir de los resultados obtenidos en el Modelo; donde el factor de seguridad sin un sistema de contención (condición inicial) fue de FSD (F_0) = 1.38 y el factor de seguridad luego de la implementación del sistema de contención fue de FSD (F) = 1.57; por lo tanto:

$$\frac{\Delta F}{F_0} = \frac{F - F_0}{F_0} = \frac{1.57 - 1.38}{1.38} = 0.14$$

3. A continuación, a partir del diagrama de diseño que se muestra en la Fig. 60(a), se ingresa con el valor $\Delta F/F_0$ se traza una línea recta horizontal que cruce la curva (l) y L/H. A partir del punto de intersección en la curva L/H, se traza una línea vertical y se determina en las abscisas el valor correspondiente a S/H.

Figura. 64.

Cartilla de diseño para drenajes horizontales en términos de S/H y L/H



Nota: Obtención de los valores S/H, L/H y l en la Cartilla de diseño para drenajes horizontales. Fuente: (Cameron Kenney et al., 1975)

4. Por lo tanto, de la cartilla se obtiene el valor mínimo requerido de (l) que es 0.6 (longitud de drenaje por unidad de ancho), el valor de $S/H = 1.78$ y $L/H = 1$.
5. Seguidamente, conocido el valor de H: 24m se encuentra la separación total ($S=42.72m$) y la longitud total de los drenes ($L=24m$).
6. Se corrobora el valor (l) obtenido de la relación entre la longitud total (S) y la separación total (L) del sistema de drenaje, obtenidos en el paso 5.

$$l = \frac{\sum L}{\sum S} \quad (35)$$

$$l = \frac{\sum L}{\sum S} = \frac{24 \text{ m}}{42.72 \text{ m}} = 0.56 \approx 0.6$$

7. Finalmente, a partir de la separación total (S) y la longitud total (L) se determina el número de drenes, la separación y longitud de cada dren del sistema de drenaje.
- a) Cantidad de drenes: se usarán 15 drenes de 1.6 metros de longitud (15 x 1.6: 24 m)
 - b) Separados a 3.0 m (3.05 x 14 que es = 42.72m).

Tabla 41.

Resultados obtenidos de separación y longitud del dren

Separación entre drenajes S (m)	
S/H	1.78
H	24 m
S	42.72 m
(S) entre drenes	3.05 m \approx 3 m
Longitud del dren L (m)	
L/H	1
H	24 m
L	24 m
(L) de cada dren	1.6 m \approx 2m

Nota: Valores de longitud y separación del drenaje horizontal. Elaborado por: El Autor.

En consecuencia, a partir de los cálculos obtenidos de cantidad, distribución y dimensión de los drenes en el sistema de contención correspondiente a un $\Delta F/F_0 = 0.14$, el incremento del factor de seguridad obtenido de la formulación (34), dando un valor de 0.19, con lo que se estima que el talud aumente su capacidad de estabilizarse en un 19%.

$$\Delta F = F - F_0$$

$$\Delta F = 1.57 - 1.38$$

$$\Delta F = 0.19 \approx 19\%$$

3.10.2 Caudal infiltrado y de aporte freático

El caudal por infiltración Q_{inf} su valor depende de, la precipitación de la zona para un determinado periodo de retorno, el área a drenar que es el producto del ancho del talud (W: 29.1m)

obtenido en el paso 1 del literal 5.10.1.2, y la longitud de la sección crítica como se observa en el área de color rojo (figura 59), adopta un valor de longitud: 10.5 m medida en el plano y el coeficiente de escorrentía que para el caso de estudio adopta un valor de $C = 0.41$ según las características de la superficie del talud, valor obtenido de la bibliografía (EMAAP Quito, 2009, p. 81).

Tabla 42.

Coefficientes de escorrentía.

Descripción del área: Bosques	Periodo de retorno (años)		
	2	5	10
Plano 0 - 2 %	0,22	0,25	0,28
Promedio 2 - 7%	0,31	0,34	0,36
Pendiente > 7%	0,35	0,39	0,41

Nota: Valores de coeficientes de escorrentía en función de la pendiente, periodo de retorno y la característica de la superficie. Fuente: (EMAAP Quito, 2009, p. 81)

Seguidamente, se determina el caudal infiltrado mediante la siguiente ecuación obtenida del trabajo de tesis (Izquierdo, 2012, p. 57).

$$Q_{inf}: (1 - C) \times I \times Ad \quad (36)$$

Donde:

Q_{inf} = Caudal infiltrado

C = Coeficiente de escorrentía

I = Precipitación de la zona para un determinado periodo de retorno

Ad = Área de la zona por drenar

Por otra parte, el caudal de aporte del nivel freático Q_{NF} depende de la permeabilidad del suelo K equivalente especificado en el literal 5.10.1.1, entre otros parámetros, como se visualiza en la siguiente ecuación, obtenida del trabajo de investigación de (Izquierdo, 2012, p. 58).

$$Q_{NF} = Keq \times ij \times Aa \times 1000 \quad (37)$$

Donde:

- k_{eq} = coeficiente de permeabilidad equivalente.
- ij = Relación entre la altura del nivel freático adoptado y la distancia entre drenes (Hu/S).
- Aa = Área de abatimiento que es el producto entre la altura del nivel freático adoptado y la longitud del tramo de drenaje. (Hu*Lcr).
- Lcr = Longitud crítica: 10.5 m medida en el plano.

Finalmente, se determina el caudal de diseño que es la suma el caudal de aporte del nivel freático Q_{NAF} y el caudal por infiltración Q_{inf} , el procedimiento de los cálculos se puede visualizar en el anexo 5.

Tabla 43.

Caudal infiltrado y de aporte

Caudal	Formulación	Valor
Caudal infiltrado	$Q_{inf}: (1 - C) \times I \times Ad$	4,131 l/s
Caudal de aporte del nivel freático	$Q_{NAF} = Keq \times ij \times Aa \times 1000$	0,003 l/s
Caudal total de diseño Q_T	$Q_{total} = Q_{inf} + Q_{naf}$	4,135 l/s

Nota: Resultados obtenidos de los cálculos de caudal infiltrado y de aporte freático.

Elaborado por: El Autor.

3.10.3 Capacidad y diámetro de la tubería de drenaje.

Para determinar el diámetro de la tubería se trabajará con la ecuación de Manning, donde la única variable en la ecuación es el diámetro de la tubería.

$$Q_{dis} = \frac{1}{n} \times A \times R^{2/3} \times S^{1/2} \quad (38)$$

Donde:

Q_{dis} : Caudal de diseño [m^3/s]

n : Coeficiente de rugosidad de tubería PVC.

A : Sección de la tubería [m^2]

R : Radio hidráulico [m]

S : Pendiente de tubería [%]

Por lo tanto, se define el coeficiente de rugosidad para el material de la tubería en este caso de PVC, según la normativa: (EMAAP Quito, 2009, p. 93), el coeficiente de rugosidad “ n ” corresponde a un valor de 0.011.

Tabla 44.

Coeficiente de rugosidad “ n ”

TABLA N° 5-3.11.1	
Material de Revestimiento	Coficiente “ n ”
Tuberías de PVC/PEAD/PRFV	0.011
Tuberías de hormigón (con buen acabado)	0.013
Tuberías de hormigón con acabado regular	0.014
Mampostería de piedra juntas con mortero de cemento.	0.020
Mampostería de piedra partida acomodada (sin juntas).	0.032
Ladrillo juntas con mortero de cemento.	0.015
Tierra (trazo recto y uniforme) sin vegetación.	0.025

Nota: Coeficientes de rugosidad correspondientes al material de revestimiento. Fuente: (EMAAP Quito, 2009, p. 93)

Seguidamente, para obtener dicho valor se hizo uso del software “Flow-Master” que realiza cálculos hidráulicos, donde se ingresará el caudal de diseño: Q_{dis} : 4,14 L/s, la pendiente del dren: S: 6%, y el coeficiente de rugosidad n: 0.011 para tuberías de PVC; ahora bien, para determinar el diámetro se dará valores hasta encontrar un calado o nivel de agua en el interior de la tubería tal que no supere el 80% de la capacidad de la tubería, y además hasta obtener las condiciones hidráulicas adecuadas para la tubería.

Figura. 65. Cálculo hidráulico de la tubería PVC de 2.5’’

Cálculo hidráulico de la tubería PVC de 2.5’’

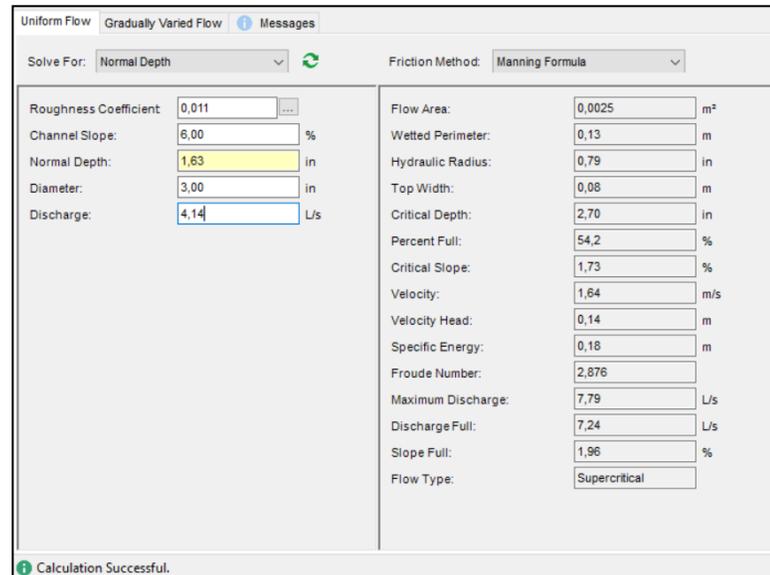
Parameter	Value	Unit
Roughness Coefficient	0,011	
Channel Slope	6,00	%
Normal Depth	1,91	in
Diameter	2,50	in
Discharge	4,14	L/s
Flow Area	0,0026	m ²
Wetted Perimeter	0,13	m
Hydraulic Radius	0,76	in
Top Width	0,05	m
Critical Depth	2,45	in
Percent Full	76,3	%
Critical Slope	4,63	%
Velocity	1,60	m/s
Velocity Head	0,13	m
Specific Energy	0,16	m
Froude Number	2,325	
Maximum Discharge	4,79	L/s
Discharge Full	4,45	L/s
Slope Full	5,18	%
Flow Type	Supercritical	

Nota: Se visualizan los resultados del cálculo hidráulico de la tubería PVC de 2.5’’.

Elaborado por: El Autor, con información obtenida del software “Flow-Master”

Figura. 66. Cálculo hidráulico de la tubería PVC de 3.0’’

Cálculo hidráulico de la tubería PVC de 3.0’’



Parameter	Value	Unit
Roughness Coefficient	0,011	
Channel Slope	6,00	%
Normal Depth	1,63	in
Diameter	3,00	in
Discharge	4,14	L/s
Flow Area	0,0025	m ²
Wetted Perimeter	0,13	m
Hydraulic Radius	0,79	in
Top Width	0,08	m
Critical Depth	2,70	in
Percent Full	54,2	%
Critical Slope	1,73	%
Velocity	1,64	m/s
Velocity Head	0,14	m
Specific Energy	0,18	m
Froude Number	2,876	
Maximum Discharge	7,79	L/s
Discharge Full	7,24	L/s
Slope Full	1,96	%
Flow Type	Supercritical	

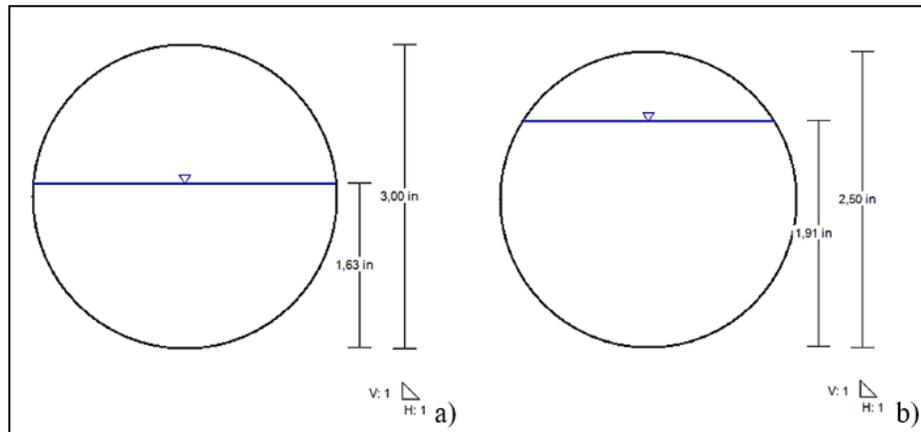
Nota: Se visualizan los resultados del cálculo hidráulico de la tubería PVC de 3.0’’.

Elaborado por: El Autor, con información obtenida del software “Flow-Master”

Además, una vez obtenido los resultados sobre las condiciones hidráulicas de la tubería, se procede a verificar las velocidades del flujo en el interior del canal, dichas velocidades no deben exceder las dispuestas por la norma (EMAAP Quito, 2009, p. 99), la cual establece que para el material de la tubería tipo PVC, la velocidad no debe exceder los 7.5 m/s, como se visualiza la máxima velocidad en la tubería para los diferentes diámetros son: 1.60 y 1.64 m/s, valores que se encuentra por debajo de la velocidad máxima admisible por la norma.

Figura. 67. Sección óptima de la tubería diámetros de 3” y 2.5”

Sección óptima de la tubería diámetros de 3” y 2.5”



Nota: Obtención de la sección transversal final de la tubería con diámetros: 3” y 2.5” con su respectiva altura del nivel del agua en el interior de la tubería. Elaborado por: El Autor, con información obtenida del software “Flow-Master”.

Finalmente, el programa nos arroja también el diseño de la sección transversal como se visualiza en la Figura 67, donde para diámetros de 3” y 2.5” las secciones presentan un calado o profundidad normal de 1.63” y 1.91”, que representa el 54% y 76% respectivamente de la capacidad de la tubería valor que no supera el 80% de la capacidad de la sección.

Por lo tanto, a partir de los cálculos se implementará como sistema de drenaje la colocación de tuberías PVC de 3 pulgadas de diámetro, con pendiente longitudinal de 6%, separados a 3 m (horizontal), con longitudes de tubería de 2 m, como se indica en los planos de obra.

3.11 Presupuesto para la ejecución del proyecto

A continuación se presenta la tabla de presupuesto final del presente proyecto, la tabla que se muestra toma en consideración el cambio a la remuneración básica unificada mínima que paso de 400 \$ en el año 2021 a 425 \$ del presente año, por lo que el sueldo básico de la mano de obra, entre otros elementos ha tenido un incremento del 6,3%, del presupuesto.

Tabla 45.*Presupuesto final*

PRESUPUESTO					
RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
001	Movilización de Equipos y maquinaria	glb	1,00	8176,93	8176,92
002	Excavación sin clasificar más desalojo	m ³	106,29	11,76	1250,05
003	Peinado de talud en terreno con herramienta manual	m ²	354,30	3,10	1097,81
004	Sistema de drenaje con tubería PVC de 3"	ml	102,00	49,03	5000,92
005	Hormigón estructural de cemento Portland f'c = 280 Kg/cm ²	m ³	88,57	193,99	17182,12
006	Cuneta de Sección transversal Triangular, f'c = 210 Kg/cm ²	m	91,00	23,14	2105,38
007	Acero de refuerzo Malla Electro Soldada, Fy = 5000 Kg/cm ²	m ²	708,00	21,11	14942,89
008	Anclajes Φ 30 mm, esfuerzo de fluencia 474KN	m	1134,00	104,46	118457,73
Total					168213,83 \$
Total por metro cuadrado					474,78 \$

Nota: Los implementos de seguridad, dotaciones, salud están considerados en el costo horario real de la mano de obra como se visualiza en el anexo 7. Elaborado por: El Autor.

CONCLUSIONES

En este trabajo de investigación el comportamiento dinámico del sistema de contención fue evaluado mediante el uso de 3 eventos sísmicos obtenidos de la “PEER”, con características similares a los esperados que ocurran en la zona de estudio, lo más importante de la generación de esta metodología fue obtener en el registro sísmico los tiempos donde las aceleraciones eran altas, permitiéndonos determinar el factor de seguridad al deslizamiento en los tiempos donde se presentaban picos de aceleración máxima.

Además, en el presente estudio se obtuvieron del programa “Midas Gts Nx” factores de seguridad para el primer escenario bajo condiciones estática y pseudoestática, de 1.38 y 0.95 respectivamente y para el segundo escenario factores de seguridad bajo condición estática igual a 1.40 y pseudoestática de 1.056. La normativa (NEC Committee-SE-CM, 2014, p. 32), indica que el factor de seguridad mínimo de diseño para taludes en condiciones estáticas y pseudoestáticas es de: 1.5 y 1.05 respectivamente, por lo tanto, solo el segundo escenario bajo condiciones pseudoestáticas cumple con el factor de seguridad mínimo de diseño exigido por la norma, lo que indica que, el talud de estudio es estable en condiciones pseudoestáticas para el segundo escenario.

También, se obtuvo el factor de seguridad con la implementación del sistema de contención anclado bajo condiciones estática y pseudoestática, donde para el primer escenario el factor de seguridad bajo condiciones: estática fue de 1.57 y pseudoestática igual a 1.25, del mismo modo, el segundo escenario presentó un factor de seguridad de 1.74 para el caso de análisis bajo carga estática, lo que denota que el sistema de contención adoptado para el talud de análisis, permite el incremento del factor de seguridad al deslizamiento con valores por encima de lo recomendado por la normativa correspondiente, permitiendo la estabilidad al deslizamiento del talud con la implementación del sistema de contención anclado bajo condiciones estática y pseudoestática.

Por otra parte, se aplicó el análisis dinámico lineal “Tiempo Historia” donde se obtuvieron los factores de seguridad al deslizamiento mínimos en el programa Midas Gts NX, bajo cargas sísmicas, sin la implementación de un sistema de contención, donde, para el primer y segundo escenario fue de 1.15 y 1.20 respectivamente, para esta investigación se consideró un FSD mínimo de 1.15 sugerido por DM-7.02 (1987), y también, porque es un valor aceptable para la mayoría de los autores y normas (indicado en la tabla 22 y 23), que recomiendan un FSD comprendido entre 1 y 1.15, por lo tanto, el talud es estable para los dos escenarios bajo condiciones sísmicas (Tiempo – Historia), debido a esto, se procedió a realizar el cálculo y diseño del sistema de contención únicamente para los dos escenarios bajo condiciones estática y pseudoestática, ya que no cumplen con el factor de seguridad al deslizamiento mínimo indicado en la Norma NEC.

En la presente investigación se diseñó la pantalla de hormigón para un sistema de contención en un talud con topografía irregular, se realizó el análisis de forma tridimensional a fin de evitar medidas simplificadoras e imponiendo una superficie de falla como se realiza bajo un análisis bidimensional.

Además, se calculó el acero para la pantalla de hormigón de $74,10 \text{ mm}^2$ optando a colocarse una doble malla electro soldada ARMEX fy: 5000 kg/cm^2 , con un diámetro de 7 mm separados cada 10 cm. [Φ : 7.00, @ 10 cm], en el caso de que se requiera se puede optar por una doble malla electro soldada [Φ : 10, @ 20 cm], que nos da una sección de acero de $3,93 \text{ cm}^2 \times 2$ (doble malla electro soldada) que es $= 7.86 \text{ cm}^2/\text{m}$.

También, se obtuvo el diámetro óptimo para la tubería del sistema de drenaje con un valor de 3 pulgadas de diámetro, ocasionando un calado o nivel de agua en el interior de la tubería no superior al 80% de la capacidad de la sección transversal de la tubería, por lo que la tubería o canal

presenta un flujo a superficie libre evitando que la tubería trabaje a presión y presentando condiciones hidráulicas adecuadas para su funcionamiento.

Además, se alcanzó un incremento en el factor de seguridad del 19%, a partir de los cálculos obtenidos para el diseño de los drenajes horizontales en el sistema de contención correspondiente a un $\Delta F/F_0$ igual a 0.14.

Finalmente, en el presente trabajo se diseñó una pantalla atirantada como solución a la estabilización del talud de estudio, donde, la geometría, cantidad y distribución de los elementos del sistema de contención son: pantalla de espesor de 0.25 m, con una resistencia a la compresión del concreto (f'_c) igual a 280kg/cm^2 , compuesta de una doble malla electro soldada [Φ : 7.00, @ 10 cm], además, cuenta con un sistema de drenaje conformado de: tuberías PVC de 3 pulgadas de diámetro y 2 metros de longitud, con pendiente longitudinal de 6%, separados a 3 m (horizontal) y distribuido en forma de tres-bolillo, también, dispone de un sistema de anclaje separado cada 1.5 m de manera horizontal y 2 m de forma vertical, cada anclaje posee un diámetro de perforación de 10 cm con barra de acero de 30 mm de diámetro, con una carga de pretensado de 195 KN, una inclinación del tirante de 20 grados hacia el estrato más competente y una carga al límite elástico de la barra de 474 KN.

RECOMENDACIONES

Se recomienda ejecutar pruebas de carga de anclaje que alcancen la condición de falla para posterior realizar la validación de los parámetros de rigidez y resistencia al corte del suelo y optar por medidas correctivas en el caso de que sean necesarios.

También, verificar la separación de los aceros en obra durante la instalación de los anclajes, y realizar los controles de calidad de los materiales y agregados, llevar a cabo el control en la toma de muestras de cilindros de hormigón in-situ para posterior la obtención de la resistencia del hormigón.

En trabajos con altura cuando la instalación de los elementos del sistema de contención se encuentre a una altura superior a 2 m se usará andamios o elementos de elevación, el personal contará con equipos de protección individual o colectiva, se recomienda que el trabajo lo realice como mínimo dos operarios para la asistencia inmediata en caso de accidentes.

Además, cuando sean trabajos en suspensión continua “Trabajos Verticales”, se deberá reforzar las condiciones de seguridad como son: doble sistema de cuerda y doble sistema de anclajes para cada cuerda, se recomienda contar con la implementación de la línea de vida, elemento de seguridad que permitirá desplazamientos a lo largo de la zona de trabajo susceptible a caídas, durante la ejecución del proyecto, finalmente, se deberá limitar la zona de trabajo, para impedir el acceso a personal no competente o ajeno a la obra.

Se sugiere también, en el análisis del sistema de drenaje trabajar con diámetros comerciales y disminuir la sección transversal, pero aumentar la pendiente del canal (Tubería PVC) con la finalidad de disminuir el nivel del agua en el interior de la tubería controlando la velocidad del flujo, y que este valor esté dentro de lo recomendado por la normativa correspondiente, en el caso que se requiera disminuir aún más los costos, del sistema de drenaje.

A partir de los cálculos para el diseño de los drenajes horizontales donde se determinó que el talud incrementa su capacidad de estabilizarse en un 19% para un valor $\Delta F / F_0 = 0.14$ este factor debe ser tal que asegure una separación total (ancho del talud) similar al ancho o frente de la pantalla del sistema contención, permitiendo una facilidad en la distribución de los drenes en todo el frente de la pantalla de hormigón.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alambrec Ideal Bekaert. (n.d.). *IDEAL ALAMBREC - Catálogo de Productos - Reforzamiento de Hormigón*.
- Brocher, T. M. (2005). Empirical relations between elastic wavespeeds and density in the Earth's crust. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95(6), 2081–2092. <https://doi.org/10.1785/0120050077>
- Cabrera, J., & Pérez, D. (2002). *Espectros específicos de desplazamiento para la zona urbana de la ciudad de Quito a partir de ecuaciones empíricas* [Tesis de pregrado, Universidad Central del Ecuador]. <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/17095>
- Cameron Kenney, T., ASCE, T., Mladin, P., & Choi, W. S. (1975). Journal of the Geotechnical Engineering Division. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(11), 1311–1323.
- Castillo García, C. L., Abreu Franco, D. E., & Alvarez González, M. (2021). Evaluación de distintas fórmulas empíricas para el cálculo del tiempo de concentración en la cuenca urbana del río Bélico y Cubanicay, ciudad de Santa Clara. In *Enfoque UTE* (Vol. 12, Issue 3, pp. 51–64). <https://doi.org/10.29019/enfoqueute.729>
- Chunga, K. (2017). *Estudio de Tectónica activa y Riesgo Sísmico para para el Proyecto “ Túnel de Tandapi ” Informe preparado para : Prof . Ing . Marcos Tinoco Elaborado por : Dr . Kervin Chunga. December*. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.10106.18883>
- De Mateiss, Á. (2003). Geología y Geotecnia – Estabilidad de Taludes. *Universidad Nacional de Rosario*, 1–42. [https://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Estabilidad de Taludes.pdf](https://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Estabilidad%20de%20Taludes.pdf)
- EMAAP Quito. (2009). *Normas de Diseño de sistemas de alcantarillado para la EMAAP-Q*.
- Harmesen, T. (2002). El concreto y sus componenetes. *Diseño De Estructuras De Concreto*

Armado.

INAMHI. (2019). Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación. *Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología*, 2, 282.

Izquierdo, L. (2012). *DRENAJE SUBTERRÁNEO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN*. Universidad Católica De Colombia.

Jara, L., & Tibanquiza, A. (2017). *Análisis dinámico lineal del edificio de la facultad de ingeniería en sistemas de la Escuela Politécnica Nacional, aplicando los métodos: Modal Espectral y Tiempo Historia, mediante el uso de paquetes computacionales*. [Tesis de pregrado, Escuela Politécnica Nacional]. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/6447>

Jaramillo, K., & Naranjo, Y. (2021). *Correlaciones Múltiples Entre Propiedades Geomecánicas, Velocidades De Onda De Compresión (Vp), Corte (Vs) Y Datos De Clasificación Sucs En El Suelo De Comentación Del Bloque G De La Universidad Politécnica Salesianda See Quito - Campus Sur*.

Kramer, S. L. (1996). *GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING* (p. 376).

Mesa Lavista, M., Álvarez Pérez, J., & Chávez Gómez, J. H. (2020). Evaluación Del Factor De Seguridad En Taludes De Terraplenes Carreteros Altos Ante Carga Sísmica. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 103, 1–17. <https://doi.org/10.18867/ris.103.489>

Naranjo, H., & Dranichnikov, T. (2012). *Cálculo de capacidad portante basado en geofísica y método convencional*.

NEC-SE-DS. (2015). Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente 1. In *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.

<http://www.indeci.gob.pe/proyecto58530/objetos/archivos/20110606102841.pdf%0Ahttps://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS->

Peligro-Sísmico-parte-1.pdf (in spanish)

NEC Committee-SE-CM. (2014). Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC: NEC-SE-CM - Geotecnia y Cimentaciones. *Norma Ecuatoriana de La Construcción*, 64. <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-CM.pdf>

Quinde, P., & Reinoso, E. (2016). Estudio De Peligro Sísmico De Ecuador Y Propuesta De Espectros De Diseño Para La Ciudad De Cuenca. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 26(94), 1–26. <https://doi.org/10.18867/ris.94.274>

Sauter, F. (1989). *Introduccion a la Sismologia* (Primera ed). Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Taipe, L. (2013). *Análisis de las ecuaciones de predicción de movimientos de suelo para el ecuador utilizando datos registrados durante el periodo 2000 –2011 en estaciones sísmicas de banda ancha y acelerógrafos* [Tesis de pregrado, Escuela Politécnica Nacional]. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/6447>

Terán, E. H. (2020). *Proyecto de estabilización de talud mediante el uso de pantalla atirantada con anclajes activos tipo barra en el Sector Santa Ana (abscisa 0+060 a 0+100)* [Tesis de pregrado, Universidad Politécnica Salesiana.]. <http://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/5081/1/UPS-CYT00109.pdf>

Tralci, I. (2006). *Sistema de contención para la ejecución del método invertido en la Estación Coche de la Línea 3 del metro de Caracas* [Tesis de pregrado, Universidad Metropolitana.]. <http://repositorios.unimet.edu.ve/docs/25/ATTA168T73B6.pdf>

Wells, D. L., & Coppersmith, K. J. (1994). New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement. *Bulletin - Seismological Society of America*, 84(4), 974–1002.

ANEXOS

1. Obtención de la armadura de la pantalla del sistema de contención

Se presenta los cálculos correspondientes para determinar la armadura de la pantalla de hormigón

Tabla 46.

Datos para el cálculo de la pantalla

Cálculo de la Pantalla		
Armadura de la pantalla		
Datos		
Factor de reducción (Φ)	0,9	
Momento máximo - Midas Gts Nx - (M_u)	53,06	KN x m
Ancho del muro equivalente (B)	100	cm
Espesor del muro equivalente (h)	25	cm
Recubrimiento mínimo (7.5cm véase tabla.28)	8	cm
Peralte del muro ($d = h - r$)	17	cm
Resistencia del hormigón ($f'c$: 280kg/cm ²)	280	kg/cm ²
Momento último (M_u)	5,41	ton*m
Fluencia del acero (f_y)	5000	kg/cm ²
Módulo elasticidad del acero (E_s)	200055,66	Mpa
Factor relación profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro (β_1)	0,85	

Nota: Se visualiza los datos para el cálculo del acero de refuerzo y para la revisión del porcentaje de acero. Elaborado por: El Autor.

Tabla 47.

Procedimiento de cálculo

1. Índice de refuerzo (w)	
Fy (kg/cm ²)	5000
$w = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\phi * b * d^2 * f'c}}}{1.18}$	
w =	0,0779
2. Porcentaje cuantía de acero (ρ)	
$\rho = w \frac{f'c}{Fy}$	
ρ =	0,0044
3. Porcentaje cuantía de acero balanceado (ρb)	
$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{Fy} * \frac{6100}{6100 + Fy}$	
ρb =	0,0222
4. Porcentaje cuantía de acero máximo (ρmáx)	
$\rho_{máx} = 0,5\rho_b$	
ρ máx =	0,0111
5. Porcentaje cuantía de acero mínimo (ρmin)	
$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$	
p máx.	0,0111
p min	0,0018
Condición	Cumple

6. Acero de Refuerzo AS

$$A_s = \frac{0.85f'c.b.d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85\phi.f'c.b.d^2}} \right]$$

7. Acero - refuerzo: M(+) y M(-)

Fy (kg/cm ²)	5000,000
As (cm ²)	7,41

8. Acero - refuerzo por metro de ancho

Fy (kg/cm ²)	5000,000
As/m (cm ² /m)	7,41

Nota: Se presentan los pasos para el cálculo del acero de refuerzo y para la revisión del porcentaje de acero la cual debe cumplir con la condición: $p_{min} < \rho < p_{máx}$. Elaborado por: El Autor.

Finalmente, se obtiene el acero requerido para el muro de contención, como se visualiza el valor del acero adoptado 7.70 (cm²/m) es superior al acero calculado 7.41 (cm²/m)

Tabla 48.

Resultados del acero de refuerzo

Doble malla electro soldada ARMEX Fy: 5000 kg/cm²	
Φ (mm)	7,00
As varilla (mm ²)	38,48
Separación (cm)	10,00
As total (mm ² /m)	384,85
As total (cm ² /m)	3,85
Doble malla (cm²/m)	7,70

Nota: Se presenta los resultados del acero de refuerzo colocado, la pantalla contará con una doble malla electro soldada [7.00 Φ (mm), @ 10,00 (cm)] queda un acero de refuerzo de 7.70 cm²/m.

Elaborado por: El Autor.

Tabla 49.*Datos de varillas comerciales*

Datos de la varilla		Sección acero malla Armex® As (mm ² /m)									
Diámetro Ø mm	Area As mm ²	Apertura entre varillas									
		5cm	10cm	15cm	20cm	25cm	30cm	35cm	40cm	45cm	50cm
3,5	9,6	192	96	64	48	38	32	27	24	21	19
4,0	12,6	251	126	84	63	50	42	36	31	28	25
4,5	15,9	318	159	106	80	64	53	45	40	35	32
5,0	19,6	393	196	131	98	79	65	56	49	44	39
5,5	23,8	475	238	158	119	95	79	68	59	53	48
6,0	28,3	565	283	188	141	113	94	81	71	63	57
6,5	33,2	664	332	221	166	133	111	95	83	74	66
7,0	38,5	770	385	257	192	154	128	110	96	86	77
7,5	44,2	884	442	295	221	177	147	126	110	98	88
8,0	50,3	1005	503	335	251	201	168	144	126	112	101
8,5	56,7	1135	567	378	284	227	189	162	142	126	113
9,0	63,6	1272	636	424	318	254	212	182	159	141	127
9,5	70,9	1418	709	473	354	284	236	203	177	158	142
10,0	78,5	1571	785	524	393	314	262	224	196	175	157
10,5	86,6	1732	866	577	433	346	289	247	216	192	173
11,0	95,0	1901	950	634	475	380	317	272	238	211	190
12,0	113,1	2262	1131	754	565	452	377	323	283	251	226

Nota: Se muestra la tabla de los datos de varilla y la sección de acero de la malla tipo Armex.

Fuente: (Alambrec Ideal Bekaert, n.d.)

2. Revisión por cortante

Tabla 50.*Datos para la revisión a cortante*

Revisión a Cortante	
Datos	
Resistencia del hormigón (f _c)	280 Kg/cm ²
Vu máx (Midas Gts Nx 3D)	496,82 KN/m ²
Factor de reducción (Φ)	0,75
Ancho equivalente de muro (B)	100 cm
Altura equivalente (h)	25 cm
Recubrimiento mínimo (r)	7,5 cm
<u>Peralte de la viga (d = h - r)</u>	<u>17,5 cm</u>

Nota: Se visualizan los datos que nos permitirá revisar la comprobación a cortante

Tabla 51.*factores de reducción ϕ*

Solicitaciones	Factores de reducción de resistencia ϕ
Secciones controladas por tracción	0.90
Tracción axial	0.90
Secciones controladas por compresión	
• Elementos con refuerzo transversal en espiral	0.75
• Otros elementos reforzados	0.65
Cortante y torsión	0.75
Aplastamiento	0.65

Tabla 12: Factores de reducción de resistencia (fuente: Código ACI-318)

Nota: A continuación, se presenta la tabla de los diferentes factores de reducción ϕ . Fuente: NEC-SE-HM-Hormigón-Armado, pág. 34.

Tabla 52.*Procedimiento para la revisión a cortante*

Esfuerzo Cortante Último (Midas)		
$v_u = 5,07 \text{ kg/cm}^2$		
Esfuerzo admisible cortante		
$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04 \cdot d}} \leq 1.0$		
$\lambda_s =$	1,08	Se asume 1
$\vartheta_c = 0.53 * \lambda_s * \sqrt{f'c}$		
$v_c =$	8,87	kg/cm^2
Condición $v_u < \phi v_c$		
Factor reducción (ϕ)	0,75	
ϕv_c (kg/cm^2)	6,65	
v_u esfuerzo de corte (kg/cm^2)	5,07	
$v_u < \phi v_c$	Cumple	

Nota: Finalmente, se presenta los resultados obtenidos de la revisión por cortante.

Tabla 53.*Factores de modificación λ* **Tabla 19.2.4.2 — Factor de modificación λ**

Concreto	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330M Grueso: ASTM C330M	0.75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330M y C33M Grueso: ASTM C330	0.75 a 0.85 ^[1]
Arena, liviana	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C330M	0.85
Arena, liviana, Mezcla gruesa	Fino: ASTM C33M Grueso: Combinación de ASTM C330M y C33M	0.85 a 1.00 ^[2]
Peso normal	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C33M	1.00

^[1]Se permite la interpolación lineal de 0.75 a 0.85 con base al volumen absoluto del agregado fino de peso normal como una fracción del volumen absoluto total de agregado fino.

^[2]Se permite la interpolación lineal de 0.80 a 1.00 con base al volumen absoluto del agregado grueso de peso normal como una fracción del volumen absoluto total de agregado grueso.

Nota: Para el caso de estudio se optará por un concreto de peso normal con un factor λ s: 1. Fuente:

ACI 318-19; Tabla 19.2.4.2, pág. 334.

3. Dimensiones de la placa y revisión por aplastamiento**Tabla 54.***Datos para la revisión por flexión y espesor de la placa*

Dimensiones de la Placa		
Datos		
Espesor (t - placa)	3	cm
Tensión del anclaje (T)	19,885	Ton
Largo de placa (a)	20	cm
Ancho de placa (b)	20	cm
Diámetro de anclaje	30	mm
Límite de fluencia placa de acero ASTM A 588	3500	kg/cm ²
Factor resistencia	0,9	ϕ_f

Nota: a partir de los siguientes datos se procederá a calcular los parámetros necesarios para la revisión de las condiciones mencionadas. Elaborado por: El Autor.

1. Momento de la placa	
w (kg/cm ²)	49,71
m (cm ²)	10
M placa (Kg-cm/cm)	2485,57

$$M_{placa} = \left(\frac{W}{2}\right) * m^2$$

2. Esfuerzo a Flexión	
M-placa (Kg-cm)	2485,5675
Ce (cm)	1,50
I (cm ⁴)	2,25
σf (kg/cm ²)	1657,0

$$\sigma_f = \frac{M_{placa} * ce}{I} ; ce = \frac{t_{placa}}{2}$$

3. Condición a cumplir	
σf (kg/cm ²)	1657,0
φf x fy (kg/cm ²)	3150
Condición	Cumple

$$\sigma_f \leq \phi_f * F_y$$

4. Espesor de la placa	
t placa (cm)	3
M-placa (Kg-cm/cm)	2485,57
φf x fy (kg/cm ²)	3150
Raíz(6Mplaca/φf * fy)	2,1759
Condición	Cumple

$$t_{placa} \geq \sqrt{\frac{6M_{placa}}{\phi_f * F_y}}$$

Tabla 55.

Revisión por aplastamiento de la placa

Revisión aplastamiento	
Datos	
Factor de minoración de resistencia (Φ)	0,75
Tensión del anclaje (T)	19,885 T
Espesor (t - placa)	3,0 cm
Largo de placa (a)	20 cm
Ancho de placa (b)	20 cm

Nota: A partir de los siguientes datos se procederá a calcular los parámetros necesarios para la revisión por aplastamiento. Elaborado por: El Autor.

Tabla 56.

Pasos para la revisión por aplastamiento de la placa

1. Esfuerzo de Aplastamiento	
$Bn u = Vu / (\phi * b * d)$	
$Bn u$ (kg/cm ²) =	66,3
2. Esfuerzo admisible de aplastamiento	
$Bn = 0.85 * f'c$	
$f'c$ (kg/cm ²) =	280
Bn (kg/cm ²) =	238,0
3. Condición a cumplir	
$Bn u \leq Bn$	
<u>Condición</u>	<u>Cumple</u>

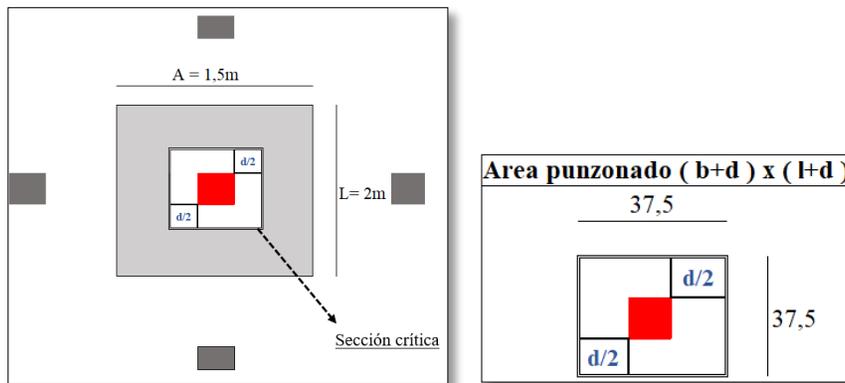
Nota: Se muestran los pasos para calcular los parámetros necesarios para la revisión por aplastamiento y finalmente se verifica la condición a cumplir. Elaborado por: El Autor.

4. Diseño a Cortante por Punzonamiento

A continuación se presenta la zona crítica de análisis o área de punzonamiento definida entre los anclajes

Figura. 68.

Área de punzonamiento $(b+d) \times (l+d)$



Nota: Se visualiza la sección crítica o área de punzonamiento a partir de la distancia $d/2$. Elaborado por: El Autor.

Tabla 57.

Pasos para verificar la condición por punzonamiento

Cálculo Punzonamiento		
1. Dimensiones		
Peralte (d)	17,5	cm
$d/2$	8,75	cm
Placa ancho (b)	20	cm
Placa largo (l)	20	cm
$b+d$	37,5	cm
$l+d$	37,5	cm
Perímetro (b_0)	150	cm
2. Esfuerzo promedio tras el muro		
Área muro (A_m)	354,299	m^2
Área muro (A_m)	3542990	cm^2
# de anclajes	101	Anclajes
Carga de pretensado (F1)	195,00	KN
	19,88	Ton
Carga total (CT)	2008,34	Ton
Esfuerzo promedio (\bar{G}) CT/A_m	0,567	kg/cm^2
3. Fuerza de punzonamiento		

Área de punzonamiento (b+d)x(l+d)	1406,25	cm ²
F2 = \bar{G} x Ap	797,13	kg

4. Fuerza cortante por punzonamiento Vp

Fuerza Punzonamiento F2	797,13	kg
Carga Pretensado F1	19884,54	kg
Vp (F1 – F2)	19087,41	kg

5. Esfuerzo cortante por punzonamiento del hormigón

De acuerdo al código ACI [ACI 11.11.2.1], el esfuerzo cortante que puede resistir el hormigón bajo el modelo de punzonamiento es el menor de:

$$v_c = 1.06\sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación (9.19)}$$

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \quad \text{Ecuación (9.20)}$$

$$v_c = 0.27\sqrt{f'_c} \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \quad \text{Ecuación (9.21)}$$

1. Vcp	Ec: 9.19	46560,1	kg
2. Vcp	Ec: 9.20	69840,2	kg
3. Vcp	Ec: 9.21	79064,4	kg
f'c		280	kg/cm ²
β (Lado largo/Lado corto)		1	
α_s (posición)		40	centro

6. $V_{up} \leq \phi V_{cp}$

Vup	19087,41	kg
ϕ	0,75	
Vcp	46560,1	kg
ϕV_{cp}	34920,1	kg
Condición	Cumple	

Nota: Finalmente se visualiza que el esfuerzo cortante por punzonamiento del hormigón es superior al esfuerzo cortante último por punzonamiento por lo que cumple con la condición mencionada. Elaborado por: El Autor.

5. Coeficiente Equivalente

Tabla 58.

Cálculo del coeficiente de permeabilidad equivalente (Keq)

Coeficiente Equivalente			
Datos			
Suelo	Coeficiente (m/s)	Capas H(m)	
limo	1,00E-08	h1 (m)	7,45
Arena bien graduada	1,63E-03	h2 (m)	3,24
limo	1,00E-08	h3 (m)	3
Arena bien graduada con grava	2,00E-03	h4 (m)	3,37
limo	1,00E-08	h5 (m)	6,89
		H (m)	23,95

Determinación de la conductividad hidráulica equivalente para un flujo vertical en un suelo estratificado

$$k_{V(eq)} = \frac{H}{\left(\frac{H_1}{k_{V_1}}\right) + \left(\frac{H_2}{k_{V_2}}\right) + \left(\frac{H_3}{k_{V_3}}\right) + \dots + \left(\frac{H_n}{k_{V_n}}\right)}$$

K equivalente (m/s)

1,38E-08

Nota: A continuación se presenta el cálculo para la obtención del coeficiente de permeabilidad equivalente (Keq)

6. Determinación del caudal infiltrado y el caudal de aporte

Tabla 59.

Obtención del Caudal infiltrado y de aporte del nivel freático

Caudal infiltrado y de aporte del nivel freático		
Datos		
Coeficiente de escorrentía C	0,41	
Intensidad de lluvia I = (Tr: 10 años)	82,50	mm/h
Ancho del talud W	29,10	m
Longitud crítica Lcr	10,50	m
Alturas y ancho de la sección crítica del talud		
Altura H	24,00	m
Altura del dren antes de drenar Hu	14,40	m
Ancho del talud W	29,10	m
Gradiente hidráulico		
ij Cociente (Hu/S).	1,67	
Caudal infiltrado Qinf		
$Q_{inf} = \frac{(1 - c) * i * A_d}{3600}$		
Qinf	4,131	l/s
Caudal de aporte del nivel freático		
$Q_{NAF} = k_{sq} * i_j * Aa * 1000$		
Q Naf	0,003	l/s
Caudal total o de diseño QT		
$Q_T = Q_{inf} + Q_{NAF}$		
Caudal de diseño QT	4,135	l/s
Caudal de diseño QT	0,00413	m ³ /s

Nota: Se determina el caudal infiltrado y el caudal de aporte del nivel freático mediante la metodología obtenida del trabajo de tesis (Izquierdo, 2012, p. 57)

7. Carta de autorización para el uso de la información concerniente a estudios de suelos, topografía y geofísica.

Quito, 30 de marzo del 2021

CARTA DE AUTORIZACIÓN

Ingeniera.
Gabriela Soria Pugo
DIRECTORA DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
Presente. -

Yo, Edgar Humberto Terán Vivar con número de cédula 1713072666, autor de la tesis de Pregrado titulada **“PROYECTO DE ESTABILIZACION DE TALUD MEDIANTE EL USO DE PANTALLA ATIRANTADA CON ANCLAJES ACTIVOS TIPO BARRA EN EL SECTOR SANTA ANA (ABSCISA 0+060 A 0+100)”** presentada en agosto del 2020, me permito indicar lo siguiente:

1.- El Sr. JUAN ANDRÉS RUIZ GONZÁLEZ con número de cédula 172324422-2 estudiante de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica Salesiana, quien actualmente se encuentra en proceso de investigación para el desarrollo de su tesis, solicita formalmente lo que a continuación se indica:

“Solicito de la manera más comedida, me conceda o autorice el uso de toda la información concerniente a los siguientes estudios: suelos, topografía y geofísica, información que me servirá de base para la continuidad de la investigación de mi proyecto de tesis titulado PROYECTO DE ESTABILIZACIÓN DEL TALUD, EN EL SECTOR SANTA ANA ABSCISA (0+060 A 0+100), MEDIANTE EL DISEÑO DE UNA PANTALLA ATIRANTADA, CONSIDERANDO UN ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL CON CARGAS SÍSMICAS, APLICANDO EL ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO-HISTORIA, UTILIZANDO EL PROGRAMA MIDAS GTS NX (3D)

2.- Por lo tanto, cabe recalcar que, en base a la investigación realizada en el trabajo de tesis de mi autoría antes mencionada, se dará mayor contribución y valor agregado a la investigación previamente desarrollada, lo que significa un trabajo que aportará al estudio de infraestructuras destinadas a la estabilidad de taludes.

3.- Por los antecedentes expuestos, AUTORIZO al Sr. RUIZ GONZÁLEZ JUAN ANDRÉS hacer uso de toda la información concerniente a los siguientes: ESTUDIO DE SUELOS, TOPOGRAFÍA E INFORME GEOFÍSICO.

Esto lo hago con el interés de fomentar el estudio investigativo para beneficio propio y de la sociedad que así lo requiera.

Atentamente,



Ing. Edgar Terán
Fono: 0980637387

8. Análisis de Precios Unitarios

Tabla 60.

Cálculo del costo horario real

Remuneración básica unificada mínima \$	425,00	Contraloría General del estado salarios mínimos mano de obra sector de la construcción 2022							
Valor	Peón	Inspector de obra	Operador de compresor	Perforador	Ayudante de perforador	Albañil	Ayudante en general	Operador de Bomba	Operador de equipo liviano
1. Básico \$	436,05	493,34	467,44	467,44	441,73	441,73	463,32	467,44	441,73
2. Décimo tercero \$	36,34	41,11	38,95	38,95	36,81	36,81	38,61	38,95	36,81
3. Décimo cuarto \$	35,42	35,42	35,42	35,42	35,42	35,42	35,42	35,42	35,42
4. Aporte patronal \$	52,98	59,94	56,79	56,79	53,67	53,67	56,29	56,79	53,67
5. Fondo de reserva \$	36,34	41,11	38,95	38,95	36,81	36,81	38,61	38,95	36,81
6. Vacaciones \$	18,17	20,56	19,48	19,48	18,41	18,41	19,31	19,48	18,41
7. Total mensual antes del desahucio \$	615,29	691,48	657,03	657,03	622,84	622,84	651,56	657,03	622,84
8. Desahucio \$	137,82	140,80	139,45	139,45	138,11	138,11	139,24	139,45	138,11
9. Total mensual incluido el desahucio \$	753,11	832,28	796,48	796,48	760,95	760,95	790,79	796,48	760,95
10. Horas trabajo al mes	168,00	168,00	168,00	168,00	168,00	168,00	168,00	168,00	168,00
11. Costo horario	4,48	4,95	4,74	4,74	4,53	4,53	4,71	4,74	4,53
12. Implementos de seguridad	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
13. Dotaciones		0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08
Costo horario real	4,54	5,09	4,88	4,88	4,67	4,67	4,84	4,88	4,67

Nota: Obtención del costo horario real del personal, debido al cambio a la remuneración básica unificada mínima del 2021 al 2022

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Proyecto: Sistema de contención anclado					
Rubro: Movilización de Equipos y maquinaria				UNIDAD:	glb
				Rendimiento (H-H)	1,00
EQUIPOS			PARCIAL M		
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO UNIT. D=C*R
Subtotal					
MANO DE OBRA					PARCIAL N
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CANTIDAD (A)	JORNAL/H R (B)	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO UNIT. D=C*R
Subtotal					
MATERIALES					PARCIAL O
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO C=A*B	
	glb	1,00	6541,54	6541,54	

Subtotal				6541,54
TRANSPORTE				PARCIAL P
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO C=A*B
Transporte	glb	1,00	0,00	0,00
Subtotal				
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				6541,54
INDIRECTOS %			0,25	1635,39
UTILIDAD %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				8176,93

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Proyecto: Sistema de contención anclado					
Rubro: Excavación sin clasificar más desalojo (1km de distancia)					
					UNIDAD: m ³
					Rendimiento (H-H) 0,09
EQUIPOS			PARCIAL M		
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO UNIT. D=C*R
Retroexcavadora 125 HP	1,00	55,00	55,00	0,09	4,95
Volqueta 12m ³ 350 HP	1,00	45,00	45,00	0,09	4,05

Subtotal					9,00
MANO DE OBRA			PARCIAL N		
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CANTIDAD (A)	JORNAL/HR (B)	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO UNIT. D=C*R
Peón	1,00	4,54	4,54	0,09	0,41
Subtotal					0,41
MATERIALES			PARCIAL O		
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO C=A*B	
Subtotal					
TRANSPORTE			PARCIAL P		
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO C=A*B	

Subtotal		
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	9,41
	INDIRECTOS %	0,25
	UTILIDAD %	
	COSTO TOTAL DEL RUBRO	11,76

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Proyecto: Sistema de contención anclado						
Rubro: Peinado de talud en terreno con herramienta manual						
					UNIDAD:	m2
					Rendimiento:	0,26
EQUIPOS		PARCIAL M				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO UNIT. D=C*R	
herramienta menor (5% mo)					0,12	
Subtotal					0,12	
MANO DE OBRA		PARCIAL N				
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CANTIDAD (A)	JORNAL/HR (B)	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO UNIT. D=C*R	
Peón	2,00	4,54	9,08	0,26	2,36	
Subtotal					2,36	

MATERIALES		PARCIAL O		
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO C=A*B
Subtotal				
TRANSPORTE		PARCIAL P		
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO C=A*B
Subtotal				
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			2,48
	INDIRECTOS %		0,25	0,62
	UTILIDAD %			
	COSTO TOTAL DEL RUBRO			3,10

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Proyecto: Sistema de contención anclado					
Rubro: Sistema de drenaje con tubería PVC de 3"				UNIDAD:	unidad
				Rendimiento:	0,28
EQUIPOS		PARCIAL M			
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO UNIT. D=C*R
herramienta menor (5% mo)					0,28
Compresor de aire	1,00	20,00	20,00	0,28	5,60
Perforadora	1,00	38,00	38,00	0,28	10,64
Brocas y barrenos	1,00	2,75	2,75	0,28	0,77
Arnes, de izaje	1,00	37,72	37,72	0,28	10,56
Subtotal					27,85
MANO DE OBRA		PARCIAL N			
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CANTIDAD (A)	JORNAL/HR (B)	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO UNIT. D=C*R
Inspector de obra	0,25	5,09	1,27	0,28	0,36
Operador de compresor	1,00	4,88	4,88	0,28	1,37
Perforador (barrenador)	1,00	4,88	4,88	0,28	1,37
Peón	1,00	4,54	4,54	0,28	1,27
Ayudante de perforador	1,00	4,67	4,67	0,28	1,31
Subtotal					5,67
MATERIALES		PARCIAL O			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO C=A*B	
Tubo PVC 3 pulgadas ranurado	m	1,00	2,70	2,70	
Geotextil NT 2000	m2	1,00	3,00	3,00	

Subtotal				5,70
TRANSPORTE		PARCIAL P		
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO C=A*B
Subtotal				0,00
			TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	39,22
			INDIRECTOS %	0,25
			UTILIDAD %	
			COSTO TOTAL DEL RUBRO	49,03

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Proyecto: Sistema de contención anclado						
Rubro: Hormigón estructural de cemento Portland f'c = 280						
Kg/cm ²						
					UNIDAD:	m ³
					Rendimiento:	0,40
EQUIPOS		PARCIAL M				
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIEN T O R	COSTO UNIT. D=C*R	
herramienta menor (5% mo)	1,00				0,87	
Arnés, de izaje	1,00	37,72	37,72	0,40	15,09	
Encofrado	1,00	36,37	36,37	0,40	14,55	

Subtotal						30,51
MANO DE OBRA						PARCIAL N
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CANTIDA D (A)	JORNAL/H R (B)	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIEN T O R	COSTO UNIT. D=C*R	
Inspector de obra	0,10	5,09	0,51	0,40	0,20	
Albañil	1,00	4,67	4,67	0,40	1,87	
Peón	1,00	4,54	4,54	0,40	1,82	
Ayudante en general	6,00	4,84	29,04	0,40	11,62	
Operador de Bomba	1,00	4,88	4,88	0,40	1,95	
Subtotal						17,46
MATERIALES						PARCIAL O
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA D (A)	UNITARIO (B)	COSTO C=A*B		
Hormigón 280 Kg/cm ²	m ³	101,53	1,00	101,53		
Agua	m ³	0,01	2,15	0,02		
Subtotal						101,55
TRANSPORTE						PARCIAL P
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA D (A)	TARIFA (B)	COSTO C=A*B		
Transporte	U	1,00	5,68	5,68		

Subtotal				5,68
			TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	155,20
			INDIRECTOS %	0,25
			UTILIDAD %	
			COSTO TOTAL DEL RUBRO	193,99

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Proyecto: Sistema de contención anclado					
Rubro: Acero de refuerzo Malla Electro Soldada, Fy = 5000					
Kg/cm ²					UNIDAD: U
					Rendimiento: 0,04
EQUIPOS			PARCIAL M		
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIEN T O R	COSTO UNIT. D=C*R
herramienta menor (5% mo)	1,00				0,06
Cizalla	1,00	0,20	0,20	0,04	0,01
Cabo certificado izaje	0,25	6,30	1,58	0,04	0,06
Arnes, de izaje	0,80	37,72	30,18	0,04	1,21
Subtotal					1,34
MANO DE OBRA			PARCIAL N		
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CANTIDA D (A)	JORNAL/H R (B)	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIEN T O R	COSTO UNIT. D=C*R
Inspector de obra	0,25	5,09	1,27	0,04	0,05
Peón	4,00	4,54	18,16	0,04	0,73
Ayudante en general	1,00	4,84	4,84	0,04	0,19
Fierrero	1	4,67	4,67	0,04	0,19

Subtotal				1,16
MATERIALES			PARCIAL O	
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD D (A)	UNITARIO (B)	COSTO C=A*B
Malla Electro Soldada [Φ : 10mm, @ 20cm]	m2	1,20	9,11	10,93
Alambre galvanizado para atar 1,3mm	Kg	1,46	2,15	3,14
Separadores	u	4,00	0,08	0,32
Subtotal				14,39
TRANSPORTE			PARCIAL P	
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD D (A)	TARIFA (B)	COSTO C=A*B
Subtotal				0,00
			TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	16,88
			INDIRECTOS % 0,25	4,22
			UTILIDAD %	
			COSTO TOTAL DEL RUBRO	21,11

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Proyecto: Sistema de contención anclado					
Rubro: Anclajes				UNIDAD:	m
				Rendimiento:	0,20
EQUIPOS		PARCIAL M			
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIEN T O R	COSTO UNIT. D=C*R
herramienta menor (5% mo)					0,25
Compresor de aire	0,75	20,00	15,00	0,20	3,00
Perforadora	0,75	20,00	15,00	0,20	3,00
Brocas y barrenos	0,75	2,75	2,06	0,20	0,41
Arnes, de izaje	0,80	37,72	30,18	0,04	1,21
Subtotal					7,87
MANO DE OBRA		PARCIAL N			
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CANTIDA D (A)	JORNAL/H R (B)	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIEN T O R	COSTO UNIT. D=C*R
Inspector de Obra	0,3	5,09	1,27	0,20	0,25
Operador de compresor	1,0	4,88	4,88	0,20	0,98
Perforador (barrenador)	1,0	4,88	4,88	0,20	0,98
Peón	1,0	4,54	4,54	0,20	0,91
Ayudante de perforador	1,0	4,67	4,67	0,20	0,93
Operador de equipo liviano	1,0	4,67	4,67	0,20	0,93
Subtotal					4,98
MATERIALES		PARCIAL O			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA D (A)	UNITARIO (B)	COSTO C=A*B	
Anclaje 30 mm	m	1,00	15,84	15,84	
Placa de Acero	u	1,00	18,07	18,07	

Tuerca de Ajuste	u	1,00	4,20	4,20
Cemento	kg	44,47	0,17	7,56
Agua	m ³	0,03	2,15	0,06
Expansor	kg	1,05	1,06	1,11
Vaina de protección	m	1,00	0,60	0,60
Trompeta de acero	u	1,00	23,27	23,27
Subtotal				70,72
TRANSPORTE		PARCIAL P		
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD D (A)	TARIFA (B)	COSTO C=A*B
Subtotal				0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				83,57
INDIRECTOS %			0,25	20,89
UTILIDAD %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				104,46

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Proyecto: Sistema de contención anclado					
Rubro: Cuneta de Sección transversal Triangular, f'c = 210					
Kg/cm ²					
UNIDAD:					m
Rendimiento:					0,20
EQUIPOS		PARCIAL M			
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD D (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO O R	COSTO UNIT. D=C*R
herramienta menor (5% mo)					0,15
Bandeja vibrante de guiado manual	0,29	6,69	1,96	1,00	1,96

Equipo para corte de juntas	0,01	9,94	0,06	1,00	0,06
Subtotal					2,17
MANO DE OBRA					PARCIAL N
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CANTIDA D (A)	JORNAL/H R (B)	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIEN T O R	COSTO UNIT. D=C*R
Albañil	0,3	4,67	1,53	1,00	1,53
Ayudante de albañil	0,3	4,54	1,49	1,00	1,49
Subtotal					3,02
MATERIALES					PARCIAL O
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA D (A)	UNITARIO (B)	COSTO C=A*B	
Hormigon f'c 210 kg/cm ²	m ³	0,12	87,18	10,46	
Madera para encofrar	m ³	0,00	445,68	0,45	
Alambre galvanizado para atar 1,3 mm diametro	kg	0,03	1,28	0,03	
Puntas de acero 20x100 mm	kg	0,01	8,10	0,08	
Cartucho de masilla	u	0,24	9,57	2,30	
Subtotal					13,32
TRANSPORTE					PARCIAL P
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA D (A)	TARIFA (B)	COSTO C=A*B	

Subtotal				0,00
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			18,51
	INDIRECTOS %		0,25	4,63
	UTILIDAD %			
	COSTO TOTAL DEL RUBRO			23,14

PLANOS