

FACULTAD DE INGENIERÍA



Carrera de Ingeniería de Minas

“DISEÑO DE ESTABILIDAD DE TALUDES EMPLEANDO LA TÉCNICA SOIL NAILING EN EL TRAMO 27+145 AL KM 27+255 DE LA ZONA DE MOLLEPATA-PALLASCA, 2020”

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniero de Minas

Autores:

Bach. Caroline Nicole Idrogo Cabrera
Bach. Renato Carloandre Carranza Alva

Asesor:

Mg. Ing. Rafael Napoleón Ocas Boñón

Cajamarca - Perú

2021

DEDICATORIA

A mi familia, mis padres, José y Maritza, en especial a mi hermana mayor Josselyn Paola, quienes con su amor, paciencia y esfuerzo me han apoyado día a día para cumplir esta meta, a Dios por darme la vida y valentía para poder culminar el presente proyecto de investigación.

Caroline Idrogo

“Para Ricardo, Ivonne, Guadalupe y Antonella, por ser los promotores y motivadores en mi camino hasta aquí, este logro también es suyo.”

Renato Carranza

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mis docentes que estuvieron presentes apoyándonos de manera incondicional con sus conocimientos y enseñanzas, colocando un granito de arena cada uno para la realización y culminación de la presente tesis.

Caroline Idrogo

Agradezco a mis padres por el esfuerzo para traerme hasta aquí, a los ingenieros de la Universidad Privada del Norte que fueron actores sustanciales en el camino y a todos aquellos que no creyeron en mí, por darme una razón más para salir adelante.

Renato Carranza

A los ingenieros Rafael Napoleón Ocas Boñón y Víctor Álvarez León por haber compartido consejos, conocimientos y por ser nuestros guías en el desarrollo de nuestro trabajo de graduación, gracias por su comprensión y paciencia.

Caroline y Renato

TABLA DE CONTENIDO

DEDICATORIA	2
AGRADECIMIENTO.....	3
ÍNDICE DE FIGURAS	6
ÍNDICE DE TABLAS	8
ÍNDICE DE ECUACIONES	11
RESUMEN	14
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	15
1.1. Realidad problemática.....	15
1.2. Formulación del problema	23
1.3. Objetivos	23
1.3.1 <i>Objetivo general</i>	23
1.3.2 <i>Objetivos específicos</i>	23
1.4. Hipótesis.....	24
1.4.1 <i>Hipótesis general</i>	24
1.4.2 <i>Hipótesis específicas</i>	24
CAPÍTULO II. METODOLOGÍA	26
2.1. Tipo de investigación	26
2.1.1 <i>Población y muestra</i>	27
2.2. Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos.....	28
2.2.1 <i>Técnicas e instrumentos de recolección de datos</i>	28
2.2.2 <i>Técnicas e instrumentos de análisis de datos</i>	30
2.2.3. <i>Procedimiento</i>	30
2.2.3.1 <i>Etapa de Gabinete</i>	61
2.2.3.2 <i>Etapa de Campo</i>	62
2.2.3.3 <i>Etapa Final</i>	62
2.3. Aspectos éticos.....	62

2.3.1 Aspectos ambientales	62
2.3.2 Aspectos sociales.....	62
2.3.3 Aspectos éticos-morales.....	63
CAPÍTULO III. RESULTADOS	64
3.1. Datos Generales:.....	64
3.1.1. Ubicación:.....	64
3.1.2. Accesibilidad.....	65
3.2 Unidades Geomorfológicas	66
3.2.1 Vertiente o piedemonte Coluvio-deluvial.....	66
3.2.2 Unidad de montañas-colinas.....	68
3.2.3 Formación litológica.....	68
3.3 Caracterización de macizo rocoso general.....	70
3.3.1 Caracterización de macizo rocoso detallado del Km 27+160	72
3.3.2 Análisis de suelos.....	77
3.3.3 Propuesta de diseño.....	81
CAPÍTULO IV. DISCUSION Y CONCLUSIONES	137
4.1 Discusión.....	137
4.2 Conclusiones	140
REFERENCIAS	144
ANEXOS.....	148

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación del proyecto de interés.....	27
Figura 2. Perforación para análisis del tipo de terreno.....	28
Figura 3. Desarrollo del perfil longitudinal del talud en el software Slide	31
Figura 4. Patrón de colocación de los Nails en la cara del muro.....	32
Figura 5. Momento flexor en la placa.....	41
Figura 6. Punzonamiento en conexión con placa de soporte.....	42
Figura 7. Ubicación zona de estudio	65
Figura 8. Accesibilidad a la zona de estudio de zona de investigación en	66
Figura 9. Piedemonte Coluvio-deluvial Mollepata-Pallasca	67
Figura 10. Mapa de unidades geomorfológicas presentes en la zona de estudio	67
Figura 11. Montañas y colinas Mollepata-Pallasca.....	68
Figura 12. Geometría del sistema y propiedades del suelo.....	81
Figura 13. Altura del Nail.....	85
Figura 14. Momento flexor en la placa de apoyo	90
Figura 15. Configuración final de la placa	91
Figura 16. Punzonamiento en pantalla de revestimiento.....	92
Figura 17. Configuración final de placa a prueba de punzonamiento	97
Figura 18. Diagrama de resistencia en la longitud del Nail mediante el programa Slide	107
Figura 19. Diagrama de resistencia en la longitud del Nail mediante el programa Slide	108
Figura 20. Diagrama de contribución de resistencias en el Nail	109
Figura 21. Cálculo de la contribución de la resistencia de la superficie de falla “b”	110
Figura 22. Geometría de la superficie de falla necesaria para el cálculo de la relación R/L.....	112

Figura 23. Geometría para utilizar en el análisis de estabilidad por deslizamiento	115
Figura 24. Señalización de áreas para tabulación de fuerzas verticales	117
Figura 25. Brazos de palanca de las fuerzas actuantes respecto al pie del talud	119
Figura 26. Empuje activo del suelo	127
Figura 27. Carta para el cálculo del valor $\tan(\phi)$ para $\beta=0$	160
Figura 28. Ábaco para interpolación de $\tan(\phi)$	165
Figura 29. Ábaco para la interpolación de reducción de longitudes del Nail.....	166
Figura 30. Simulación del corte del talud.....	166

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coordenadas del proyecto Moyepata-Pallasca.....	64
Tabla 2. Análisis geomecánico por progresiva de Km 27+145 al Km 276+ 255	70
Tabla 3. Grado de resistencia y valoración en función a los golpes de picota.....	72
Tabla 4. Cálculo del RQD.....	73
Tabla 5. Separación de las discontinuidades.....	73
Tabla 6. Aberturas de las discontinuidades.....	73
Tabla 7. Continuidad o persistencia de las discontinuidades	74
Tabla 8. Rugosidad de las discontinuidades	74
Tabla 9. Relleno de las discontinuidades	74
Tabla 10. Alteración de las discontinuidades.....	75
Tabla 11. Presencia de agua subterránea	75
Tabla 12. Tabla de clasificación para la determinación de los buzamientos con respecto al eje de la obra .	75
Tabla 13. Valoración por Taludes.....	76
Tabla 14. Valoración final del RMR.....	76
Tabla 15. Tabla resumen de análisis de suelos	77
Tabla 16. Ficha de recolección de datos geométricos de Talud.....	80
Tabla 17. Resumen de evaluación de modos de falla en pantalla temporal.....	100
Tabla 18. Resumen de evaluación de modos de falla en pantalla permanente	100
Tabla 19. Nuevo resumen de evaluación de modos de falla en pantalla temporal.....	105
Tabla 20. Nuevo resumen de evaluación de modos de falla en pantalla permanente	105
Tabla 21. Tabulación de fuerzas verticales en el sistema	118
Tabla 22. Tabulación de fuerzas y momentos verticales por estabilidad de carga	120
Tabla 23. Tabulación de fuerzas y momentos horizontales por estabilidad de carga	121
Tabla 24. Tabulación de fuerzas y momentos verticales por estabilidad de volteo	124
Tabla 25. Tabulación de fuerzas y momentos horizontales por estabilidad de volteo	125

Tabla 26. Tabla resumen de resultados de modos de falla en la pantalla de revestimiento	130
Tabla 27. Tabla resumen de resultados de estabilidad interna	131
Tabla 28. Tabla resumen de resultados de estabilidad externa	132
Tabla 29. Tabla resumen de resultados de voladizo del muro	133
Tabla 30. Tabla resumen de datos de empernado	134
Tabla 31. Tabla resumen de datos técnicos en pantalla temporal	135
Tabla 32. Tabla resumen de datos técnicos en pantalla permanente	132
Tabla 33. Analisis geomecánico por progresiva de Km 27+145 al Km 27+255	148
Tabla 34. Grado de resistencia y valoración en función a los golpes de picota	149
Tabla 35. Cálculo del RQD	150
Tabla 36. Separación de las discontinuidades	150
Tabla 37. Abertura de las discontinuidades.	151
Tabla 38. Continuidad o persistencia de las discontinuidades	151
Tabla 39. Rugosidad de las discontinuidades	152
Tabla 40. Relleno de las discontinuidades	152
Tabla 41. Alteración de las discontinuidades	153
Tabla 42. Presencia de agua subterránea	153
Tabla 43. Tabla de clasificación para la determinación de los buzamientos con respecto al eje de la obra	154
Tabla 44. Valoración para Taludes	154
Tabla 45. Valoración final del RMR	155
Tabla 46. Tabla resumen de análisis de suelos	156
Tabla 47. Ficha de recolección de datos geométricos del talud	157
Tabla 48. Evaluación de modos de falla en pantalla temporal	158
Tabla 49. Evaluación de modos de falla en pantalla permanente	158
Tabla 50. Tabulación de fuerzas verticales en el sistema	159
Tabla 51. Tabulación de fuerzas y momentos verticales	159
Tabla 52. Tabulación de fuerzas y momentos horizontales	160

Tabla 53. Propiedades de barras de refuerzo roscadas (ASTM A-615, GRADO 60 Y 75 (420 y 525 MPa)	160
Tabla 54. Esfuerzo último de adherencia en suelos cohesivos	162
Tabla 55. Factores de resisitencia del Nail- LRFD	163
Tabla 56. Factores de resistencia del Nail- LRFD	164
Tabla 57. Propiedades de barras de refuerzo; ASTM a-615, grados 60 y 75 (420 Mpa y 525 Mpa)	167
Tabla 58. Propiedades de malla de alambre electrosoldado liso	168
Tabla 59. Propiedades de malla de alambre electrosoldado corrugado	169
Tabla 60. Dimensiones de arandelas de acero según ASTM a-476 para barras de grado 75	170
Tabla 61 .Dimensiones de tuercas hezagonales grado B según AASHTM 291 y ASTM a 563	171
Tabla 62. Factores de presión recomendados para flexión (Cf)	172
Tabla 63. Propiedades de pernos de acero	172
Tabla 64. Factores de seguridad mínimos recomendados para muros anclados de concreto lanzado	173

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. Ángulo de fricción factorado	32
Ecuación 2. Cohesión adimensional del muro.....	32
Ecuación 3. Resistencia nominal requerida del Nail	33
Ecuación 4. Área de la sección transversal del acero de refuerzo del Nail	33
Ecuación 5. Resistencia última de adherencia.....	34
Ecuación 6. Resistencia de extracción adimensional del Nail.....	35
Ecuación 7. Valor de ajuste de longitud de Nail de la mitad superior.	35
Ecuación 8. factor de reducción “r”	36
Ecuación 9. Acero Negativo para pantalla de revestimiento.....	37
Ecuación 10. Acero Positivo para pantalla de revestimiento	37
Ecuación 11. Cálculo del acero mínimo.....	38
Ecuación 12. Relación extra del cálculo del acero mínimo.....	38
Ecuación 13. Cálculo de momento positivo para pantalla temporal	39
Ecuación 14. Calculo de momento negativo para pantalla temporal	39
Ecuación 15. Resistencia nominal a la flexión en la cabeza del Nail en dirección vertical	39
Ecuación 16. Resistencia de diseño a la flexión en la cabeza del Nail.....	40
Ecuación 17. Área crítica de la placa	41
Ecuación 18. Área crítica de la placa según especificaciones de fabricante de arandela.....	41
Ecuación 19. Área de la placa	41
Ecuación 20. Momento flexor de la placa de apoyo.....	41
Ecuación 21. Espesor de placa de apoyo	42
Ecuación 22. Resistencia interna nominal al cortante de la pantalla temporal proporcionada por el espesor de concreto	42

Ecuación 23. Resistencia interna nominal al cortante de la pantalla temporal.....	44
Ecuación 24. Resistencia de diseño a cortante en la cabeza del Nail.....	44
Ecuación 25. Acero de refuerzo para pantalla permanente	45
Ecuación 26. Cálculo de acero mínimo para pantalla permanente.....	46
Ecuación 27. Momento positivo para pantalla permanente.....	46
Ecuación 28. Momento negativo para pantalla permanente.....	47
Ecuación 29. Resistencia nominal a la flexión en la cabeza del Nail para pantalla permanente	47
Ecuación 30. Primera relación de esfuerzos referentes a compresión de concreto	47
Ecuación 31. Referentes correspondientes a cabeza y eje de perno.....	48
Ecuación 32. Segunda relación de esfuerzos referentes a compresión de concreto.....	48
Ecuación 33. Diametro efectivo del cono de punzonamiento	48
Ecuación 34. Resistencia Nominal interna al cortante.....	49
Ecuación 35. Resistencia nominal al cortante por punzonamiento en la cabeza del Nail.....	49
Ecuación 36. Resistencia nominal a tensión en la cabeza del Nail.....	50
Ecuación 37. Coeficiente activo de presión de tierras.....	52
Ecuación 38. Carga de servicio esperada en la cabeza del nail.....	52
Ecuación 39. Resistencia a la extracción del diseño	53
Ecuación 40. Resistencia de diseño a la tensión en el tendón	53
Ecuación 41. Punto de tensión máxima en “x”	52
Ecuación 42. Punto de tensión máxima en “y”	54
Ecuación 43. Contribución a la tensión de la primera zona o zona superior.....	54
Ecuación 44. Contribución resistente a la superficie de falla de la segunda zona o zona inferior..	54
Ecuación 45. Contribución a la tensión de la segunda zona.....	53
Ecuación 46. Contribución a la tensión en la interfaz de los bloques A y B (primera y segunda zona)	
.....	54

Ecuación 47. Equilibrio de fuerzas para la condición estática.	54
Ecuación 48. Nuevo ángulo de inclinación de la cresta del muro y del empuje de tierras.	56
Ecuación 49. Coeficiente activo de presión de tierras.	56
Ecuación 50. Cálculo del empuje activo.	56
Ecuación 51. Mayoración del empuje activo.	56
Ecuación 52. Fuerzas resistentes del sistema.	56
Ecuación 53. Posición de la fuerza resultante en dirección “x”.	58
Ecuación 54. Excentricidad de fuerza resultante en dirección "x"	58
Ecuación 55. Carga de presión máxima actuante en la base del muro.	58
Ecuación 56. Capacidad de carga última.	58
Ecuación 57. Cálculo de factores de capacidad de carga.	59
Ecuación 58. Factores de forma.	59
Ecuación 59. Factores de inclinación.	59
Ecuación 60. Factor por inclinación de carga.	60
Ecuación 61. Resultante en "x" para cálculo de estabilidad por volteo.	60
Ecuación 62. Excentricidad para estabilidad por volteo.	60
Ecuación 63. Empuje activo.	61
Ecuación 64. Resistencia nominal al cortante.	62
Ecuación 65. Momento de servicio activante.	62
Ecuación 66. Momento mayorizado referente al voladizo por flexión.	60

RESUMEN

El objetivo del presente estudio fue realizar un diseño de estabilidad de taludes empleando la técnica Soil Nailing en el tramo 27+145 al km 27+255 de la zona de Mollepata-Pallasca, 2020, mediante el método de factor de carga y resistencia (LRFD), haciendo un incremento del factor de seguridad de los taludes presentes en el tramo, realizando para ello una investigación en una zona abrupta con espacios reducidos y que es susceptible a deslizamientos por cualquier tipo de agente de movilidad, pudiendo ser estático o dinámico, dependiendo del grado de inestabilidad de los taludes; según el análisis la técnica Soil Nailing, resulta la más adecuada para el tramo en estudio. La población lo constituyó los taludes de la zona de Mollepata-Pallasca y la muestra, el macizo rocoso de los taludes en el tramo 27+145 al km 27+255 de la zona de Mollepata-Pallasca. Los resultados indican un tipo de roca en su mayoría pizarra arcillosa, con zonas que presentan pizarra fracturada y limo arcillosa con un factor de seguridad 0.512; esto en cuanto al análisis geotécnico de la zona, en consecuencia, los resultados concluyeron que la propuesta de aplicación de la técnica Soil Nailing para la estabilización de taludes es el más adecuado para esta zona, el cual después de realizado, arrojó un factor de seguridad 2.6. Estos resultados permiten generar cortes más verticales en terrenos de materiales sueltos, manteniendo la durabilidad en el tiempo necesario y colaborando con la reducción del peligro de transitabilidad peatonal y vehicular. En conclusión, se analizaron las características de la técnica Soil Nailing y se determinaron los materiales óptimos a utilizar en el tramo de acuerdo con los parámetros solicitados y se determinó el factor de seguridad de los taludes antes y después de la aplicación de la técnica Soil Nailing en el tramo 27+145 al km 27+255 en la zona de Mollepata-Pallasca.

Palabras clave: Geotecnia, Talud, Estabilidad de un talud, Los deslizamientos, Técnica de Soil Nailing.

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática

El tramo 27+145 al km 27+255 de la zona de Mollepata-Pallasca, tiene una geomorfología abrupta que genera espacios reducidos, los cuales, al realizar cortes transversales y completar el ancho de la vía, se ven afectados terrenos de fundación y/o plataformas del tramo superior, lo cual genera inestabilidad de los taludes presentes en la zona. En este sector existe presencia de tránsito vehicular de pasajeros, así como también transporte de carga, ya que, al ser la única vía de acceso hacia la zona de Pallasca y pueblos colindantes, la vía presenta un uso de frecuencia regular, siendo imperativo mencionar que se ha registrado un número cuantioso de accidentes por derrumbes complicándose la situación cuando empiezan las épocas de lluvia.

La inestabilidad de taludes en zonas urbanas a lo largo y ancho del mundo, a nivel nacional y local, ha representado un factor determinante para el desarrollo de toda labor civil minera, así como para la seguridad de las zonas urbanas, debido que, al fomentarse la actividad minera en zonas pobladas de poco o difícil acceso, ésta construye, mejora y mantiene los caminos cercanos de las comunidades permitiéndoles un acceso seguro y continuo al proyecto creando puentes de acceso para los pueblos aledaños, mejorando el bienestar de los grandes sectores de la población (Fernández & Guzmán 2005). Por ello, hoy en día ha recibido mayor atención y se le ha considerado como un reto para la ingeniería la continua mejora en los métodos para la estabilización de taludes. Esto dado que con el tiempo se han venido suscitando peligros naturales recurrentes que afectan áreas urbanas y a la vez cobran vidas humanas, por ende, es necesario realizar constantes estudios cuando un talud implica riesgo de inestabilidad.

Budania & Arora, 2016 en su artículo estadounidense “Soil Nailing for Slope Stabilization: An Overview” muestran una vista general de la técnica Soil Nailing, en el cual indican que el clavado del suelo es una técnica avanzada de estabilización de taludes entre otras técnicas en el cual, se usa típicamente para estabilizar taludes o excavaciones existentes donde la construcción de arriba a abajo es ventajosa en comparación con otros sistemas de muros de contención. Mencionan también, que los clavos de suelo son elementos de refuerzo estructural instalados para estabilizar pendientes pronunciadas y caras verticales creadas durante las excavaciones. En esta revisión se afirma que dentro de las ventajas del método las paredes de Soil Nailing son menos perjudiciales para el tráfico y causan menos impacto ambiental en comparación con otras técnicas de construcción; Soil Nailing ha funcionado bien durante eventos sísmicos y que las paredes de Soil Nailing convencionales tienden a ser más económicas que las paredes de gravedad de concreto convencionales más altas de aproximadamente 12 a 15 pies.

Carlton & Sheahan, 2003 en su artículo estadounidense “Simplified Trial Wedge Method for Soil Nailed Wall Analysis” presentaron un enfoque que permite analizar las paredes clavadas en el suelo utilizando un método de cuña de prueba utilizando la geometría del problema las propiedades del suelo y la tensión del clavo. En la investigación se hace referencia a que se han desarrollado varios paquetes de software para analizar paredes con clavos de suelo, con una característica común, todos los enfoques son adaptaciones de los métodos de análisis de estabilidad de taludes. El uso de programas de estabilidad de taludes modificados tiene dos problemas: Primero, significa que el practicante de ingeniería geotécnica generalmente debe comprar uno de los paquetes de software, lo cual resulta sumamente costoso para realizar análisis de pared con clavos de suelo de última generación; y segundo, conocer los diferentes

tipos de materiales presentes en el suelo. Dicho método de análisis considera que solo la tensión en las uñas contribuye a la estabilidad de la masa entre las uñas y el suelo. El enfoque se utilizó para evaluar dos muros intencionalmente que fracasaron: el Muro de Prueba de Amherst, un muro de arcilla clavado en el suelo que falló por sobre excavación; y el Muro de Prueba Clouterre No. 1, construido en arena de Fontainebleau y falló por saturación del relleno.

Baecher & Lazarte, 2003 en su artículo “LRFD for Soil Nailing Design and Specifications” determinaron que la aplicación de la técnica Soil Nailing, ha sido utilizada para construir comúnmente estructuras temporales en Estados Unidos; Sin embargo, ha aumentado su uso en el suelo como estructuras permanentes considerablemente en aplicaciones de carretera. La dirección actual para el Soil Nailing de suelo se está moviendo hacia la carga y especificación del factor de resistencia. Para ser más que una simple repetición de la práctica actual, la calibración de las nuevas normas LRFD debe basarse sólidamente en análisis de confiabilidad estadística. Este proporcionará capacidad adicional para establecer especificaciones que sean coherentes con otros diseños geotécnicos para cimentaciones superficiales y profundas, y para estructuras de tierra.

Figuroa, Rodríguez, Zelada, 2011 en su tesis para la obtención del grado de ingeniero civil, “Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador” describen y analizan las nuevas metodologías de diseño de retención de reciente aplicación tales como muros anclados, muros Soil Nailing o sistemas de apuntalamiento gigante, el uso de tales estructuras de retención son indispensable para mantener los niveles de seguridad adecuados en la protección de cortes de excavaciones o bien la estabilización y protección de taludes en zonas de alto riesgo por deslizamientos. Las analizan en función de sus ventajas económicas

y constructivas, los cuales representan una nueva gama de alternativas de diseño para la retención de suelos, por lo que los autores de todas las técnicas de retención que estudian, determinan que el Soil Nailing sirve para disminuir las deformaciones excesivas en la parte superior del muro y permitir la redistribución adecuada de las presiones del suelo a los segmentos interiores de la pantalla de revestimiento del sistema, para ellos se realiza un dimensionamiento adecuado del voladizo del muro en ambas direcciones y en las revisiones por flexión y cortante para la evaluación de la resistencia del mismo.

Cartaya, Mucuta y Watson, 2020 en su artículo cubano “Evaluación de estabilidad en taludes del yacimiento Castellano mediante el cálculo del factor de seguridad” calculan el factor de seguridad en tres escenarios representados por tres taludes (frentes I, II y III) y bajo dos condiciones: incluyendo en los cálculos el valor del coeficiente sísmico de la región, y no considerarlo. Se utilizó para la modelación y cálculo el software Slide v.6.0. Según los valores obtenidos del factor de seguridad los tres escenarios analizados del yacimiento Castellano son inestables bajo ambas situaciones de sismicidad evaluadas. Los valores del factor de seguridad obtenidos, entre 0,281 y 0,444 están muy por debajo de 1,3 que es el valor límite de estabilidad. Ello indica la necesidad de implementar medidas de estabilización, como pudieran ser las zanjas de drenaje, atendiendo a que se tratan de taludes inactivos sin operaciones de minado.

Oros, 2018 en su artículo “Estudio geológico-geotécnico para la estabilidad de taludes en el Departamento de Potosí-Bolivia” realizó el levantamiento geológico –geotécnico del área aplicando la clasificación RMR de Bieniawski, concluyendo que el área de estudio presento rocas del Ordovícico como Lutitas y cuarcitas ambas muy fracturadas y diaclasadas de las Formaciones Anzaldo y Capinota. Asimismo, evaluó la estabilidad de los taludes por el

método SMR, dando como resultado una descripción, mala e inestable; por el método de Fellenius determinó un factor de seguridad menor a 1.00, un factor de seguridad bajo e inestable, proponiendo una comparación entre los métodos de Bishop y Jambù haciendo uso del software SLIDE y GeoSlope para el respectivo modelamiento y obtención del Factor de seguridad.

Fernández & Guzmán, 2005 en su artículo “Estabilización de deslizamientos en laderas con suelos residuales mediante Soil Nailing. Aplicación a un deslizamiento en Concepción (Chile)” presentaron el proyecto de mejora del Barrio Modelo Lo Galindo en Concepción (VII Región del Bio-Bío, Chile) ante el deslizamiento producido en una ladera planteando una solución de estabilización tipo Soil Nailing, es decir, suelo reforzado, en este caso mediante inclusiones consistentes en anclajes pasivos inyectados y hormigón proyectado asimismo en este estudio la técnica del Soil Nailing constituyó una herramienta segura y veloz para estabilizar en forma permanente el talud, luego del deslizamiento de la ladera. Se pudo dar seguridad y tranquilidad en todas las etapas de la obra ante el “riesgo de deslizamiento” de los tanques de abastecimiento de agua potable, La administración confió en esta técnica como la única alternativa para la ejecución de este trabajo de emergencia.

Sáenz, 2015 de Perú, en su artículo “Evaluación geotécnica de los taludes en el tramo de carretera el Gavilán –Chigden” concluye que el comportamiento geotécnico de los taludes de tramo de carretera El Gavilán – Chigden es sumamente compleja por la presencia de rocas altamente fracturadas, es decir por las condiciones físico- mecánicas de los suelos y rocas; pero que además están siendo influenciado principalmente por el alto ángulo de talud que presentan, definiendo la inestabilidad en zonas críticas de los taludes, es por ello que el autor recomienda que en las zonas críticas se deba hacer un nuevo perfilamiento de los taludes que

por su altura, ángulo de talud y la meteorización son propensas a deslizamientos, debiéndose realizar un estudio mediante programas especializados donde brinden el ángulo de talud ideal para que no ocurra deslizamientos ni caída rocas.

Gómez, 2018 Describió que la inestabilidad de taludes es una amenaza para las infraestructuras colindantes o cercanas a su entorno, puesto que pueden ocasionar daños y pérdidas económicas; por lo cual es importante evaluar su estabilidad con el fin de prevenir los efectos que provocaría su colapso.

Arias, 2014 en su investigación indica que la primera aplicación del método Soil Nailing fue usada en 1972 en un tranvía el cual necesitaba aumentar el ancho de vía en Francia, fue en este mismo lugar que se hizo una segunda aplicación en una pendiente de 18 metros de altura lo cual estaba presente en suelo arenoso. El método resultó ser más efectivo, de menor costo y tiempo en comparación con otros métodos de estabilización. Fue usado también en Estados Unidos en una excavación de 13,7 metros de profundidad de terreno arenoso y en un proyecto de expansión de un hospital en Portland-Oregon.

Sosa & Vílchez, 2017 indica que los diseños que se vienen elaborando en nuestro país, para anclajes postensados en muros anclados, están basados fundamentalmente en valores representativos, obtenidos en estudios realizados en el extranjero. Esto genera que, en muchos casos, los diseños de anclajes postensados pueden ser muy conservadores y estar sobredimensionados; lo cual genera pérdida de recursos materiales y económicos en un proyecto.

La geotecnia es una parte de la geología aplicada que estudia la composición y propiedades de la roca y suelo, para el asiento de todo tipo de construcciones y obras públicas, analiza las características Geomecánicas (Oros, 2018).

El talud es una superficie inclinada, con respecto a la horizontal, que adoptan permanente o provisionalmente las estructuras de tierra. Estos pueden ser artificiales, cuando están contruidos por el hombre en sus obras de ingeniería (terraplén o desmonte), o naturales (laderas). Asimismo, pueden ser de suelos, rocas o mixtos, variando a su vez la metodología de estudio (Díaz, Sobrecases & Valiente 2015).

La estabilidad de un talud se define en términos de un factor de seguridad (FS), obtenido de un análisis matemático de estabilidad o de un índice definido por una clasificación geomecánica. En el caso de los macizos rocosos toda la caracterización y análisis se basará en las teorías de la Mecánica de Rocas y algunos aportes de la Mecánica de Suelos cuando se requiera la caracterización de matrices de suelo detectadas (Alpízar, 2012).

Los deslizamientos, son movimientos relativos de masas de suelo o roca con respecto al sustrato, sobre una o varias superficies de rotura cuando se supera la resistencia al corte de estas superficies (Sanhueza & Rodríguez, 2013).

Los métodos de estabilización, en el ejercicio de la geotecnia se pueden encontrar con mayor frecuencia soluciones de este tipo, para dar solución a la de inestabilidad de taludes, estos poseen una metodología de diseño y revisión precisa, son métodos habituales en el campo de

la investigación y la praxis que se realizan mediante la implementación de materiales como concreto y acero (Quezada, 2015).

La técnica de Soil Nailing, es una solución de contención de muros, cuya traducción literal del inglés significa suelo clavado o apernado, es decir suelo reforzado, en este caso mediante inclusiones consistentes en anclajes pasivos inyectados. Este sistema de contención consta de dos componentes: los anclajes pasivos y la piel de hormigón proyectado, que contiene todo el suelo transfiriendo parte de la carga a los nails (Fernández & Guzmán, 2005).

Los sistemas de anclaje son diseñados preferentemente para el amarre de sistemas de protección ante caída de rocas y estabilización de taludes, las principales características son una rigidez de la armadura que garantiza la adherencia con el terreno y la transmisión de esfuerzos recibidos en la cabeza a la parte estable del terreno (Castro, 2010).

Los anclajes pasivos, son anclajes inyectados, los cuales tienen la característica de ser autoperforantes, siendo la armadura misma del anclaje la barra de perforación e inyección (Fernández & Guzmán, 2005).

El concreto proyectado y los anclajes han sido usados para construir las denominadas pantallas ancladas, comúnmente utilizadas para la estabilización de taludes cuyas alturas superan los 20 y 25 metros. Probablemente, una de las razones que más ha contribuido a la gran difusión y al éxito de estas tecnologías para estabilizar taludes de cortes empinados y de relevantes dimensiones (Perri, 2010).

En la presente investigación se expone y propone la utilización del método Soil Nailing para poder mermar los problemas encontrados en la zona, buscando así generar cortes más verticales en terrenos de materiales sueltos (depósitos cuaternarios), manteniendo la durabilidad en el tiempo necesario y colaborando con la reducción del peligro de transitabilidad peatonal y vehicular.

1.2. Formulación del problema

¿Cuál es el diseño de estabilidad de taludes con la técnica Soil Nailing para el tramo 27+145 al km 27+255 en la zona de Mollepata-Pallasca, 2020?

1.3. Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Elaborar el diseño de estabilidad de taludes con la técnica de Soil Nailing para el tramo 27+145 al km 27+255, en la zona de Mollepata-Pallasca,2020.

1.3.2 Objetivos específicos

- Caracterizar el macizo rocoso y el suelo que circunda la zona de Mollepata-Pallasca para el tramo 27+145 al km 27+255.
- Calcular el factor de seguridad mediante del uso del software Slide, Excel y fórmulas propuestas según el método de Factor de Carga y Resistencia (LRFD).
- Determinar los beneficios de la utilización de la técnica Soil Nailing para el tramo 27+145 al km 27+255 en la zona de Mollepata-Pallasca,2020.
- Determinar los materiales óptimos a utilizar para el tramo 27+145 al km 27+255 en la zona de Mollepata-Pallasca,2020 de acuerdo con los parámetros que esta requiera.

1.4 Hipótesis

1.4.1 Hipótesis general

El diseño de estabilidad de taludes para el tramo 27+145 al km 27+255 en la zona de Mollepata-Pallasca 2020, empleará la técnica Soil Nailing mediante el método de factor de carga y resistencia (LFRD), debido a que resultaría ser la más adecuada para dicha zona puesto que arrojaría un Factor de seguridad de 2.6.

1.4.2 Hipótesis específicas

Las características del macizo rocoso analizadas para el tramo 27+145 al km 27+255 en la zona de Mollepata-Pallasca, 2020 arrojan resultados sobre un tipo de roca inestable con necesidad de sostenimiento y una calidad de roca baja o inexistentes, predominando materiales deslizables o zonas cuaternarias.

El cálculo del factor de seguridad bajo la propuesta de aplicación de la técnica Soil Nailing para la estabilización de taludes arrojó un factor de seguridad mayor a 1.3, factor de seguridad mínimo para este tipo de trabajos según la metodología de factor de carga y resistencia, lo que permitió cortes más verticales en el tramo 27+145 al km 27+255 en la zona de Mollepata-Pallasca, 2020.

La utilización de la técnica Soil Nailing en el tramo 27+145 al km 27+255 en la zona de Mollepata-Pallasca,2020 presenta beneficios a corto y largo plazo, como la construcción de carreteras en zonas estrechas o con cortes demasiado verticales; así como la estabilización tanto dinámica como estática de estructuras, transitabilidad, más comercio, etc.

Para el diseño de sostenimiento mediante la técnica Soil Nailing en el tramo 27+145 al km 27+255 en la zona de Mollepata-Pallasca, 2020 los componentes necesarios para este proyecto en específico resultan ser anclajes autoperforantes con llenado de lechada, malla electrosoldada, soportes de fierro en el enmallado, anticorrosivos, lanzado de concreto y colocación de platinas y tuercas.

CAPÍTULO II. METODOLOGÍA

2.1. Tipo de investigación

Esta investigación según su finalidad es “aplicativa” porque se recurrió a la ciencia y la teoría, se aplicó de manera directa en los casos prácticos reales, en razón, que se mejoró el factor de seguridad mediante el diseño de estabilidad de taludes aplicando la técnica del Soil Nailing. Según su alcance la investigación es descriptiva debido a que comprende el estudio de un conjunto de procesos prácticos y lógicos, identifica y describe las características del macizo para determinar luego una recomendación para su estabilidad en el tramo indicado. En tal sentido, en el presente trabajo se tomó como base la información proporcionada por las diversas fuentes de información, respecto al factor de seguridad, estabilidad de taludes y la técnica de estabilización del Soil Nailing.

Según (Hernández, Fernández & Baptista, 2014) el tipo de investigación es no experimental porque no se manipula deliberadamente las variables que se busca interpretar, sino que se enfoca en observar los fenómenos de interés, para luego describirlos y analizarlos sin necesidad de emularlos en un entorno controlado; en tal sentido el diseño de esta investigación es “No experimental”, porque no existe manipulación alguna de las variables y de corte “Transversal”, porque los datos han sido tomados en un solo periodo de tiempo, enfocándose principalmente en la elaboración del diseño para estabilización de taludes mediante la técnica Soil Nailing en la zona Mollepata- Pallasca.

2.1.1 Población y muestra

Población

Conformada por los taludes de la carretera Mollepata-Pallasca.

Figura 1

Ubicación del proyecto de interés



Nota. Mapa por satélite de la zona de estudio. Fuente: Google Maps (2020).

Muestra

La muestra del presente trabajo estaría conformada por los taludes lo largo del tramo 27+145 al km 27+255 de la zona Mollepata-Pallasca.

Figura 2

Talud del tramo 27+160 de la carretera Mollepata-Pallasca



Nota. La figura muestra la perforación de un tramo de la zona de estudio. Fuente: Foto tomada en campo (2020).

2.2 Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos

2.2.1 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Análisis documental

Se recopiló información primaria y secundaria. La primera información consistió en ejecutar la búsqueda de data del proyecto o cercanías de este que tengan que ver con métodos de estabilización, condiciones zonales y geológicas. Usando como fuentes de confianza al Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Geocatmin y la data brindada por la empresa Carranza Alva Contratistas Generales, información basada en el tipo de material presente en la zona, el tipo de roca, características de suelo y unidades geomorfológicas, métodos de perforación y primeros alcances acerca de trabajos referentes a estabilización en la zona.

La información secundaria consistió en la recopilación de información de trabajos de investigaciones, tesis, disertaciones, artículos de revistas, etc. Acerca de diseños de

estabilización de taludes, filtrando según fuente, compatibilidad con el tema de interés, año de publicación y finalmente idioma, llegando así únicamente a la técnica Soil Nailing bajo el método de factor de carga (LFRD).

Tanto para la información primaria y secundaria se utilizó como instrumentos de recolección de datos las fichas bibliográficas y de resumen.

Trabajo de campo

Se realizó la toma puntual de datos acerca de las características de roca y suelo presentes en el terreno para determinar el nivel de inestabilidad presente en la zona, además de parámetros geométricos del talud (altura del corte, ángulo de inclinación, longitud del tramo a estudiar) con la intención de generar comparación y viabilidad con las recomendaciones dadas por los autores para aplicar el método de factor de carga (LFRD) para muros Soil Nailing. Para la recolección de dichas variables decidimos diseñar la evaluación práctica del presente proyecto de la siguiente manera:

Inicialmente se tomaron datos sobre las características del terreno para determinar el grado de inestabilidad presente la zona de interés mediante tablas geomecánicas del RMR y resumen de ensayos de suelo.

Seguidamente se realizaron mediciones de factores geométricos del talud encima de la cual se hará la configuración del terreno a través de un formato de recolección de datos geométricos iniciales.

Para complementar el trabajo de campo, se realizaron perforaciones de forma casi horizontal en el talud de interés para tener un primer alcance del material a profundidad en el cual será diseñada la configuración del muro anclado, para lo cual se hizo uso de

una perforadora Rock Drill Furukawa 1200, así como el conjunto de aceros correspondientes para dicho trabajo.

2.2.2 Técnicas e instrumentos de análisis de datos

La información obtenida sirvió para determinar el nivel de estabilidad del terreno, así como las condiciones iniciales del talud de interés. Se utilizó para tal efecto los siguientes instrumentos para el análisis de datos:

Instrumento 1. Ficha de observación de caracterización de macizo RQD

Instrumento 2. Ficha de observación de caracterización de macizo rocoso RMR

Instrumento 3. Ficha de observación de resumen de RMR por tramo

Instrumento 4. Ficha de observación de resumen de análisis de suelos

Instrumento 5. Ficha de recolección de datos geométricos del talud

Instrumento 6. Cuaderno de campo

Las técnicas para este análisis han sido seleccionadas minuciosamente para que contengan la consistencia y validez pertinente, al mostrar la realidad del lugar y generar el diseño de estabilidad más adecuado para el tramo 27+145 al km 27+255 de la zona Mollepata-Pallasca.

2.2.3. Procedimiento

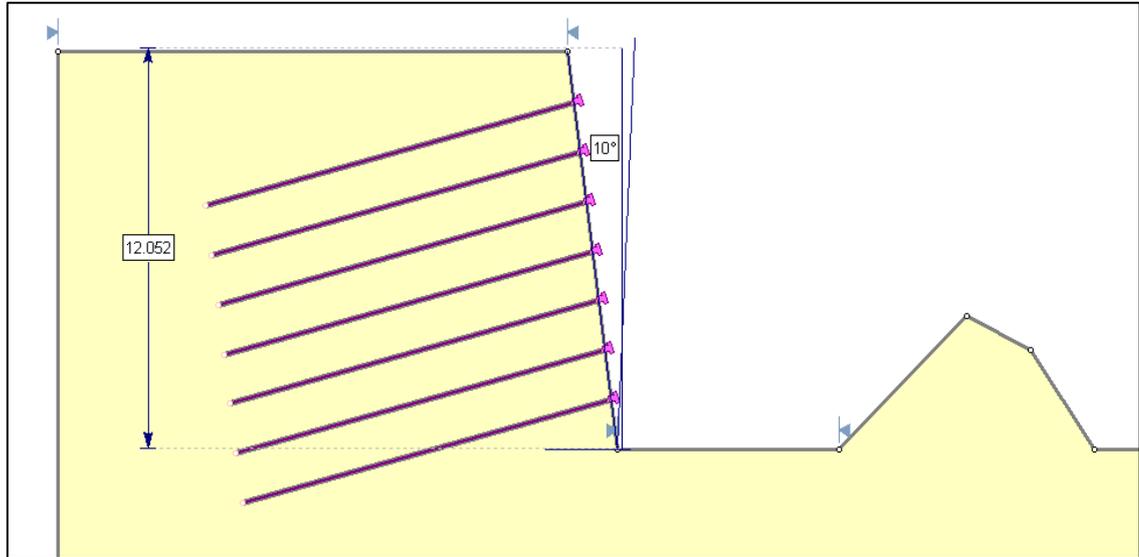
Luego de recolectar toda la información de campo y de analizar los datos, se procedió a realizar el cálculo haciendo uso del FHWA Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls, Byrne, 1998 para la obtención de los parámetros de la configuración del muro; principal objetivo de la investigación.

Según el diseño por factor de carga y resistencia (LRFD) para muros Soil Nailing el arreglo inicial de la geometría del muro incluye: la altura del muro (H); la longitud de

éste; la inclinación β y la inclinación de la cara del muro (θ) cuyo rango típico es de 0° a 10° con respecto a la dirección vertical.

Figura 3

Desarrollo del perfil longitudinal del talud



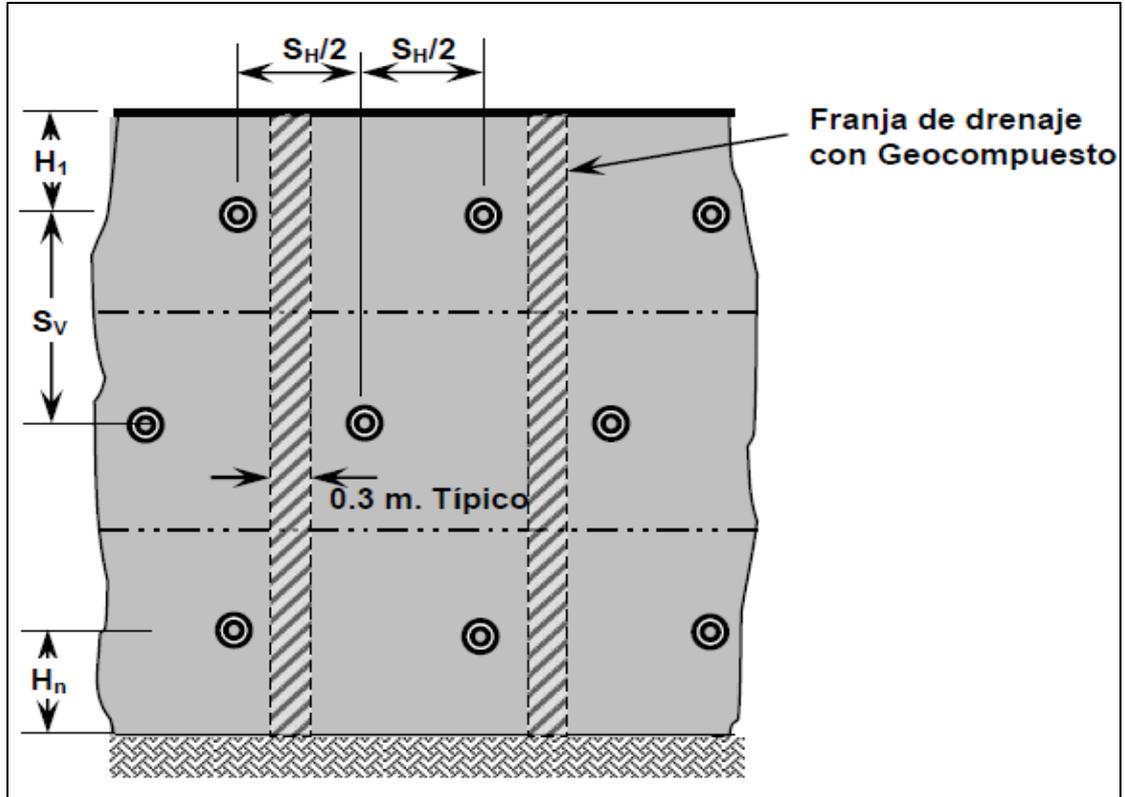
Nota. La figura muestra el análisis del perfil longitudinal del talud elaborado con el software Slide. Fuente: Software Slide (2020).

Dentro de las condiciones iniciales, es importante señalar las características internas que presenta el suelo. Es imperativo señalar, que, en el proceso de tomas de datos de campo, así como en la etapa del análisis documentario no se expresa la presencia de otras obras estructurales adyacentes (por ejemplo, barreras de tráfico, instalaciones y sistemas de drenaje, etc.) y estableciendo limitaciones de derecho de vía.

Posteriormente se desarrolla un arreglo preliminar de Soil Nailing, el cual incluye un modelo de prueba del arreglo que tendrán los Nails, este paso incluye: longitudes de Nails, su ubicación, espaciamientos (verticales y horizontales), resistencias e inclinaciones. Todos los aspectos mencionados son requeridos para el análisis y configuración final del muro de interés.

Figura 4

Patrón de colocación de los Nails en la cara del muro.



Nota. Colocación de los Nails en la cara del muro. Fuente: Lazarte (2003)

Para iniciar el cálculo preliminar de la longitud del Nail, se empieza a partir de un cálculo de valores de resistencia como, el ángulo de fricción interna del suelo factorizado (ϕ_D) y la cohesión adimensional del suelo (C_D) de la siguiente manera:

2.2.1.1 Cálculo del ángulo de fricción factorado del suelo ϕ_D :

$$\phi_D = \tan^{-1}[\phi_\phi \tan(\phi)] \dots \dots \dots \text{Ecuación 1.}$$

2.2.1.2 Cálculo de la cohesión adimensional del muro (C_D)

$$C_D = \frac{\phi_c \cdot C_u}{r_w \cdot \gamma \cdot H} \dots\dots\dots \text{Ecuación 2.}$$

Donde:

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo ($^\circ$)

C_u = Cohesión última del suelo (MPa)

ϕ_ϕ = Factor de resistencia de fricción del suelo

ϕ_c = Factor de resistencia de la cohesión del suelo

γ = Peso volumétrico del suelo (KN/m^3)

r_w = Factor de carga por peso volumétrico del suelo (por unidad de peso)

H = Altura del muro

Para posteriormente hacer uso de las cartas señaladas (ver anexo 21), de este documento, el resultado de la interpolación de esta herramienta nos da como resultado el valor de la capacidad de tensión adimensional de T_D , el cual va a servir en la posterioridad para el cálculo de la resistencia nominal requerida del Nail (T_{NN}) con la ecuación siguiente, considerando un valor de r_w de 1.35.

$$T_{NN} = \frac{T_D \cdot [r_w \cdot \gamma \cdot H \cdot (S_H) \cdot (S_V)]}{\phi_N} \dots\dots\dots \text{Ecuación 3.}$$

Donde:

T_{NN} = Resistencia nominal requerida del Nail a tensión (KN)

S_H = Separación horizontal entre Nails (m)

ϕ_N = Factor de resistencia a la tensión del Nail (ver anexo 24)

S_V = Separación vertical entre Nails (m)

Una vez calculada la resistencia nominal requerida (T_{NN}), se procede a calcular el área de la barra de acero que conformará el nail, la cual se obtiene de la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{T_{NN}}{f_y} \dots\dots\dots \text{Ecuación 4.}$$

Donde:

f_y = Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo (MPa)

A_s = Área de la sección transversal del acero de refuerzo del Nail (mm^2)

Posteriormente se procede a hacer la elección del tipo de barra del Nail según los valores expuestos en tabla (ver anexo 22).

Luego, se pasa a calcular la relación (T_D/Q_D) donde Q_D es la resistencia de extracción adimensional del Nail que depende de la resistencia última de arrancamiento (Q_e), valor que es normalizado según el peso volumétrico del suelo y la separación entre cada anclaje.

Para hallar (Q_D) se debe calcular primero la resistencia última de adherencia del suelo (Q_e).

$$Q_e = (\text{Esfuerzos unitarios ultimos})(\pi)(D_a) \dots\dots\dots \text{Ecuación 5.}$$

Cabe resaltar, que el valor de los esfuerzos unitarios últimos es elegido de tabla indicada en los anexos de este documento (ver anexo 23), siendo D_a el diámetro de agujero perforado en metros.

En consecuencia, el valor de la resistencia adimensional del suelo será:

$$Q_D = \frac{\phi_Q \cdot Q_e}{r_w \cdot \gamma \cdot (S_V)(S_H)} \dots\dots\dots \text{Ecuación 6.}$$

Donde:

Q_e = Resistencia última de adherencia (KN/m)

ϕ_Q = Factor de resistencia a la extracción (mm²) (ver anexo 24 y 25)

Se procede a calcular la relación TD/QD y este valor será usado para plotear esta relación en la carta (ver anexo 26) de este documento para los datos de β y θ y cohesión adimensional.

De la interpolación se consigue una relación Longitud/Altura de talud de donde se procederá a realizar el cálculo de longitud del perno.

Luego, se procede a hacer el cálculo del largo del Nail en la mitad inferior del muro, mediante la siguiente ecuación.

$$\frac{Q_D}{\left(\frac{L}{H}\right)} \dots\dots\dots \text{Ecuación 7.}$$

Este valor es interpolado nuevamente en la siguiente carta (ver anexo 27) Para reducir las longitudes de los Nails de la mitad inferior del muro, una longitud relativa del Nail (R).

Una vez calculado el valor “R”, se procede a calcular el factor de reducción (r) de las longitudes del Nail para diferentes elevaciones del muro, para lo cual es necesario utilizar la ecuación siguiente:

$$r = \frac{h}{(H/2)} = (1-R) + R \dots \dots \dots \text{Ecuación 8.}$$

Donde:

h = Posición para evaluar la resistencia del Nail (m)

Los resultados anteriormente obtenidos son usados para generar una primera propuesta, en base a la tabla expuesta (ver anexo 28) se determinará el número donde se considere la longitud del perno y el diámetro de perforación además de determinar el tipo de inyección de concreto.

Evaluación de los modos de falla en la pantalla de revestimiento

Primero pasamos a determinar la evaluación de modos de falla por flexión en pantalla temporal.

La configuración de la pantalla de revestimiento se inicia con el uso de valores recomendados para el método de factor de carga (LRFD) el cual especifica valores generales para este método, valores como espesor del concreto lanzado, tipo de malla, tipo de barras corrugadas, resistencia a la compresión del concreto, resistencia a la compresión del concreto más óptimo etc.

Posteriormente se procede hacer un cálculo de aceros positivo y negativo, esto se debe a que las presiones laterales del suelo que causan las fallas en la pantalla del revestimiento son concentradas en la cabeza de los nails esto genera una fuerza de reacción obtenida. Dicha fuerza es designada como capacidad de resistencia nominal a fricción en la cabeza del Nail (T_{FNf}), y está relacionada con la capacidad a flexión de la pantalla de revestimiento, es decir, los momentos (positivos y negativos) verticales y horizontales resistentes en la sección del revestimiento, siendo importante mencionar que los momentos en la dirección vertical suelen ser más críticos que en la dirección horizontal (Byrne, Cotton y Porterfield, 1998).

Las fórmulas para este cálculo son:

Cálculo del acero negativo

Este acero de refuerzo es el que se encuentra ubicado alrededor de la cabeza del anclaje y se calcula tomando en cuenta el área de refuerzo proporcionada por los bastones y por la malla de alambre.

$$A_{S\ neg} = A_{wm}b + 2A_{sb} = A_{wm} S_H + 2A_{sb} \dots\dots\dots Ecuación 9.$$

Donde:

$$A_{sb} = \text{Área de acero de bastones (mm}^2\text{)}$$

$$A_{S\ neg} = \text{Área de acero de refuerzo negativo (mm}^2\text{)}$$

$$A_{wm} = \text{Área de acero de malla de alambre electrosoldado (mm}^2\text{/m)}$$

$$S_H = \text{Espaciamiento horizontal entre nails (b = } S_H \text{) (m)}$$

Cálculo de acero positivo

El acero positivo es el que se concentra en los claros entre nails y cuya área es proporcionada solamente por la malla de alambre.

$$A_{S\ pos} = A_{wm} b = A_{wm} S_H \dots\dots\dots \text{Ecuación 10}$$

Donde:

$A_{S\ pos}$ = Área de acero de refuerzo positivo (mm²)

Cálculo de acero mínimo

Para acero de refuerzo conformado por malla de alambre electrosoldado, la cantidad mínima está regida por la siguiente expresión:

$$A_{S\ min} \geq 0.11 \left(\frac{A_g}{f_y} \right) \dots\dots\dots \text{Ecuación 11.}$$

$A_{S\ min}$ = 0.11 área gruesa de la sección de concreto reforzado

$$\left(\frac{A_g}{f_y} \right) = \frac{b \times t_f}{f_y} \text{ (mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{Ecuación 12.}$$

Donde:

(A_g)= Área gruesa de la sección de concreto reforzado

(f_y)= Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (MPa)

(S_H) = Ancho de sección

(t_f) = Espesor de la pantalla

(b) = Espaciamiento horizontal o vertical entre nails (b = S_H o S_V) (mm)

En las tablas (ver anexo 29 y 30) se aprecian algunas propiedades de las mallas de alambre electrosoldado liso y corrugado, los primeros dos números indican la separación entre alambres. El segundo par de números indican el área transversal del alambre. El prefijo “M” indica unidades métricas. El prefijo “W” indica alambre liso, mientras que el prefijo “D” indica alambre corrugado y se coloca en lugar de “W”. El valor encerrado en paréntesis representa el calibre de la malla, aunque ahora en día su

utilización es menor. El área de la sección por metro de longitud se obtiene de dividir el área transversal del alambre por la separación entre alambres y multiplicado por 1000 en el caso del sistema métrico.

Ahora se debe calcular el momento positivo resistente y el momento negativo resistente, considerando un ancho b igual al valor de la separación horizontal entre Nails y un peralte efectivo de equivalente a la mitad del espesor de la sección.

Cálculo del momento positivo y negativo resistente

Momento positivo

$$M_{pos} = \frac{As_{pos} f_y}{S_H} = \left[de - \frac{As_{pos} f_y}{1.7 f_c S_H} \right] \dots \dots \dots \text{Ecuación 13.}$$

Momento negativo

$$M_{neg} = \frac{As_{neg} f_y}{S_H} = \left[de - \frac{As_{neg} f_y}{1.7 f_c S_H} \right] \dots \dots \dots \text{Ecuación 14}$$

Donde:

M_{neg} = Momento negativo (KN-m/m)

M_{pos} = Momento positivo (KN-m/m)

Entonces, la resistencia de diseño de la cabeza del Nail para flexión se debe calcular aplicando.

$$T_{FNf} = Cf \left(M_{neg} + M_{pos} \right) \left(\frac{8 S_H}{S_v} \right) \dots \dots \dots \text{Ecuación 15.}$$

Donde:

T_{FNf} = Resistencia nominal a la flexión en la cabeza del Nail en dirección vertical
(KN)

C_f = Factor adimensional para flexión por efecto de la presión en la pantalla (ver anexo 33)

Por tanto, la resistencia de Diseño en la cabeza del Nail en cada una de las pantallas de revestimiento y en cada dirección se calcula multiplicando la resistencia nominal a la flexión por un factor de resistencia ϕ_f de 0.90 (Byrne y Porterfield, 1998).

$$T_{Ff} = \phi_f T_{FNf} \dots \dots \dots \text{Ecuación 16.}$$

Donde:

T_{FNf} = Resistencia nominal a la flexión en la cabeza del nail (vertical u horizontal) (KN)

T_{Ff} = Resistencia de diseño a la flexión en la cabeza del nail (KN)

ϕ_f = Factor LRFD de resistencia por flexión

Evaluación de falla por punzonamiento en la pantalla temporal

Se prestará atención al dimensionamiento y posición de la placa de reparto de la cabeza del Nail, la cual, junto con la arandela (ver anexo 31) y la tuerca (ver anexo 32) reparten de manera uniforme las presiones. Además, deben ser diseñadas para evitar deformaciones excesivas de la misma, concentración de tensiones en la estructura a reforzar, asentamientos inadmisibles del terreno, levantamiento de cuñas pasivas y descensos de las cabezas, entre otros. Aunque la carga en la cabeza del Nail no es muy grande comparada con la que pueda generarse en un muro anclado activo. Estas dimensiones al igual que en la configuración de la pantalla de revestimiento son tomadas de tablas ya establecidas para posteriormente analizar o comprobar la efectividad de la combinación realizada para la aplicación del diseño.

El siguiente paso para seguir es la determinación del área crítica de la placa teniendo en cuenta no llegar al aplastamiento del concreto

$$A_{crit} = \frac{T_{NN}}{350f'_c} \dots\dots\dots Ecuación 17.$$

Donde el área de la placa estará dada en base a la siguiente fórmula:

$$A_{crit} = (D+2m) (D+2m) = E x F \dots\dots\dots Ecuación 18.$$

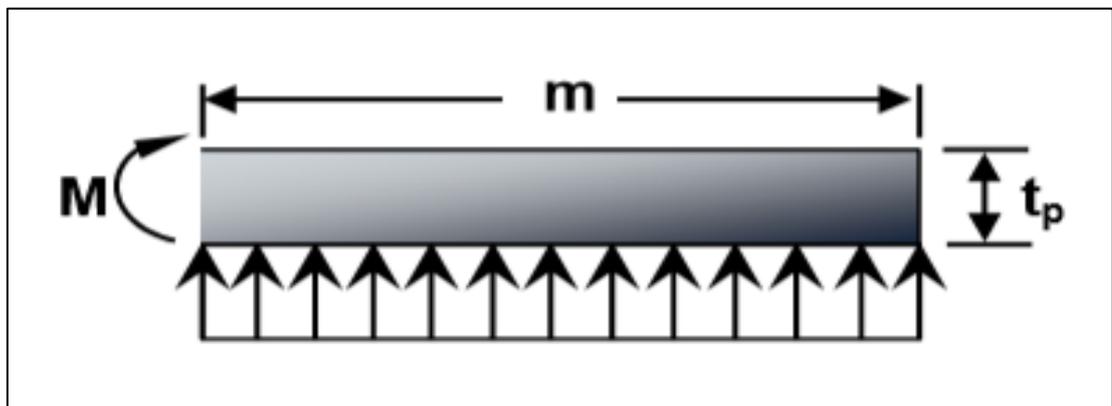
Determinando el área de la placa (A_p) de la siguiente manera:

$$A_p = E x F \dots\dots\dots Ecuación 19.$$

Posteriormente, el momento flexor generado en la placa de apoyo por la reacción del concreto se calculará de la siguiente manera:

Figura 5

Momento flexor en la placa



Nota. La figura muestra el diagrama del momento flexor en la placa. Fuente: Lazarte (2003)

$$M = \left(\frac{T_{NN}}{A_p} \right) \left(\frac{m^2}{2} \right) \dots\dots\dots Ecuación 20.$$

Donde:

T_{NN} = Resistencia nominal requerida del Nail a tensión (KN)

A_p = Área de la placa

Para el cálculo del espesor de la placa se debe utilizar el valor del momento con la ecuación siguiente:

$$t_p = \sqrt{\frac{6M}{F_b}} \dots\dots\dots \text{Ecuación 21.}$$

Donde:

M = Momento necesario para calcular espesor de placa (MN-m)

T_N = Carga de mínima de la cabeza del Nail (KN)

F_b = Esfuerzo permisible del acero de la placa (F_y) (MPa)

t_p = Espesor de la placa de apoyo (m)

A_p = Área de la placa (ExF) (m²)

m = Incremento de longitud de sección crítica de la placa (m)

A_{crit} = Sección crítica de placa de apoyo (m²)

D = Diámetro de la arandela o elemento de apoyo para los nails (m)

S = Módulo de sección de la placa de apoyo (m³)

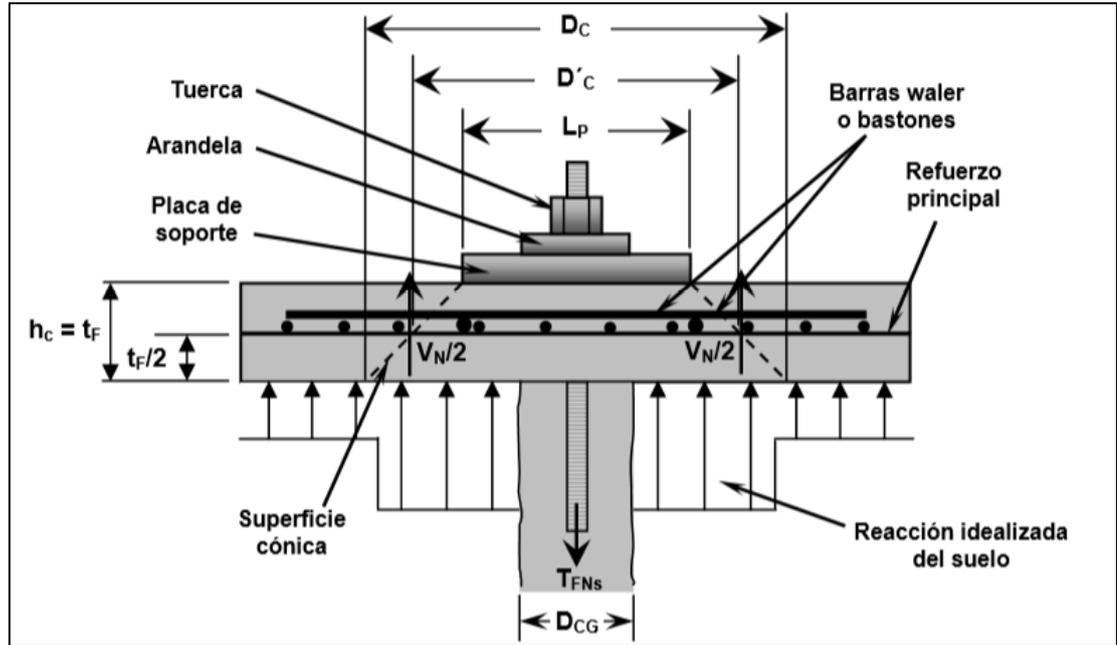
f'_c = Resistencia a la compresión simple del concreto (MPa)

El ancho de la placa de apoyo será al menos el doble del diámetro de la perforación realizada en la estructura y en ningún caso será inferior a 20 cm. Su espesor será al menos 19 mm.

Una vez determinada las dimensiones de la placa se procede a evaluar el punzonamiento en la pantalla del revestimiento (ver imagen 6).

Figura 6

Punzonamiento en conexión con placa de soporte



Nota. La figura muestra la conexión del punzonamiento con la placa de soporte.

Fuente: Lazarte (2003).

La resistencia interna nominal al cortante de la pantalla temporal proporcionada por el espesor de concreto puede calcularse de la siguiente manera:

$$V_N = 330\sqrt{f'_c}\pi D'_c h_c \dots \dots \dots \text{Ecuación 22.}$$

Donde:

V_N = Resistencia nominal interna al cortante (KN)

D'_c = Diámetro efectivo de la superficie cónica de falla en el centro de la sección (m)

h_c = Profundidad efectiva de la superficie cónica (m)

t_f = Espesor de la pantalla de revestimiento (m)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (MPa)

Luego se calcula la resistencia interna nominal al cortante de la pantalla temporal.

$$T_{FN_s} = C_p V_N \dots \dots \dots \text{Ecuación 23.}$$

Donde:

C_p = Factor adimensional de corrección por la reacción del suelo.

Una vez calculadas las resistencias nominales, se procede a calcular las resistencias de diseño para cada una de las pantallas de revestimiento. Por lo tanto, se aplica un factor de reducción a la resistencia nominal “ ϕ_s ” de 0.90 (Byrne, Porterfield, 1998).

$$T_{F_s} = \phi_s T_{FN_s} \dots \dots \dots \text{Ecuación 24.}$$

Donde:

T_{FN_s} = Resistencia nominal al cortante en la cabeza del Nail (KN)

T_{F_s} = Resistencia de diseño a cortante en la cabeza del Nail (KN)

ϕ_s = Factor LRFD de resistencia por cortante

EVALUACIÓN DE MODOS DE FALLA EN PANTALLA PERMANENTE

Evaluación de falla por flexión en pantalla permanente

Para esta parte del cálculo, al igual que en la evaluación para pantalla temporal se inicia con el uso de valores recomendados para este método y se procede a hacer el cálculo del acero de refuerzo, este acero de refuerzo es el que se encuentra ubicado en el claro entre los nails y dado que es un solo lecho de refuerzo, el acero de refuerzo negativo y el acero de refuerzo positivo tienen la misma cantidad.

Cálculo de acero de refuerzo

$$A_{S\ neg} = A_{S\ pos} = \frac{A_s b}{S} = \frac{A_s S_H}{S} \dots\dots\dots Ecuación 25.$$

Donde:

A_{sb} = Área de acero de bastones (mm²)

$A_{S\ neg}$ = Área de acero de refuerzo negativo (mm²)

S_H = Espaciamiento horizontal entre nails ($b = S_H$) (m)

S = Módulo de sección de la placa de apoyo (m³)

$A_{S\ pos}$ = Área de acero de refuerzo positivo (mm²)

Cálculo de acero de mínimo

Para acero de refuerzo conformado por barras de acero corrugadas, la cantidad mínima está regida por la siguiente expresión:

$$\rho_{min} = \frac{0.20\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

Relación:

$$\rho_{min} = \frac{A_{S\ min}}{bd_e} = A_{S\ min} = \rho_{min} bd_e \dots\dots\dots Ecuación 26.$$

Donde:

ρ_{min} = Acero mínimo

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (MPa)

S_H = Espaciamiento horizontal entre nails ($b = S_H$) (m)

$A_{S\ min}$ = Mitad del espesor de la sección

d_e : Peralte efectivo de una sección de concreto reforzado

Cálculo de acero de momentos

Ahora se debe calcular el momento positivo resistente y el momento negativo resistente, considerando un ancho b igual al valor de la separación horizontal entre nails y un peralte efectivo de equivalente a la mitad del espesor de la sección:

$$M_{pos} = \frac{A_s pos f_y}{b} \left(d_e - \frac{A_s pos f_y}{1.7 f'_c b} \right) = \frac{A_s pos f_y}{S_H} \left(d_e - \frac{A_s pos f_y}{1.7 f'_c S_H} \right) \dots \dots \dots \text{Ecuación 27.}$$

Donde:

M_{pos} = Momento positivo resistente

$A_s pos$ = Área de acero de refuerzo positivo (mm²)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (MPa)

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (MPa)

S_H = Ancho de sección ($S_H = b$)

$$M_{neg} = \frac{A_s neg f_y}{b} \left(d_e - \frac{A_s neg f_y}{1.7 f'_c b} \right) = \frac{A_s neg f_y}{S_H} \left(d_e - \frac{A_s neg f_y}{1.7 f'_c S_H} \right) \dots \dots \dots \text{Ecuación 28.}$$

Una vez calculados los momentos resistentes procedemos a calcular la resistencia nominal a flexión en la cabeza del Nail:

$$T_{FNf} = C_f \left(M_{neg} + M_{pos} \right) \left(\frac{8S_H}{S_V} \right) \dots \dots \dots \text{Ecuación 29.}$$

Entonces, la resistencia de diseño en la cabeza del Nail para flexión debe calcularse multiplicando la resistencia nominal por un factor de resistencia “ ϕ_f ” de 0.90 (Byrne, Porterfield, 1998).

Evaluación de falla por punzonamiento en pantalla permanente

El análisis del punzonamiento en pantalla permanente en esta parte es similar al realizado para la pantalla temporal en la toma de valores para el cálculo referente a las dimensiones de perno. El mismo esfuerzo cortante nominal es aplicado sobre un área efectiva ligeramente diferente. Para evaluar el punzonamiento en la pantalla permanente, se utilizará una conexión empernada para darle continuidad estructural a la pantalla temporal y la permanente, además de generar una resistencia para evitar el punzonamiento del concreto en dicha pantalla. De acuerdo con lo anterior y a la tabla (ver anexo 31), se puede determinar inicialmente un sistema de pernos.

Una vez determinados los datos de los pernos, es necesario revisar si la propuesta cumple con las siguientes relaciones para evitar que se generen esfuerzos excesivos de compresión en el concreto de la pantalla.

$$A_{cpe} < 2.5A_{epe} ; t_{cpe} > 0.5 (D_{cpe} - D_{epe}) \dots \dots \dots \text{Ecuación 30.}$$

Donde:

A_{cpe} = Área transversal cabeza perno

A_{epe} = Área transversal eje perno

t_{cpe} =Espesor cabeza perno

D_{cpe} =Diámetro cabeza perno

D_{epe} =Diámetro eje perno

En la primera relación tenemos:

$$A_{cpe} = \frac{\pi}{4} D_{cpe}^2$$

$$A_{epe} = \frac{\pi}{4} D_{epe}^2$$

Entonces:

$$\frac{A_{cpe}}{A_{epe}} \dots\dots\dots Ecuación 31.$$

Para la segunda relación tenemos:

$$t_{cpe} > 0.5 (D_{cpe} - D_{epe}) \dots\dots\dots Ecuación 32.$$

Encontrando el diámetro efectivo del cono de punzonamiento tenemos:

$$D'_c = \text{mínimo de } \left\{ \begin{array}{l} 2h \\ S_{pe} + h_c \end{array} \right.$$

Donde:

$$h_c = L_{pe} - t_{cpe} + t_p \dots\dots\dots Ecuación 33.$$

Donde:

S_{pe} = Separación entre pernos de acero en placa de soporte (mm)

L_{pe} = Longitud número de perno

h_c = Profundidad efectiva de la superficie cónica (m)

t_{cpe} = Espesor cabeza perno

t_p = Espesor de la placa de apoyo (m)

El valor mínimo de D'_c que se calcule en la operación, se usará en el cálculo de la resistencia nominal interna al cortante proporcionada por el espesor del concreto con la siguiente fórmula:

$$V_N = 330 \sqrt{f'_c} \pi D'_c h_c \dots\dots\dots Ecuación 34.$$

Ahora, calculamos la resistencia nominal al cortante por punzonamiento en la cabeza del Nail con la siguiente expresión:

$$T_{FNS} = c_p V_N \dots\dots\dots \text{Ecuación 35.}$$

Para la resistencia de diseño en la cabeza del Nail para resistir el punzonamiento se debe aplicar el factor de resistencia por cortante ϕ_s de 0.90 a la resistencia nominal, quedando de la siguiente manera:

$$T_{FNS} = \phi_s T_{FNS}$$

Donde:

T_{FNS} = Resistencia nominal al cortante en la cabeza del Nail (KN).

T_{FS} = Resistencia del diseño a cortante en la cabeza del Nail (KN).

ϕ_s = Factor CRFD de resistencia po cortante.

Evaluación de la falla por tensión en los pernos de la pantalla permanente

Para evaluar este modo de falla es necesario contar con los datos correspondientes a la resistencia de los pernos de acero utilizados en la conexión de la pantalla permanente.

Para determinar la resistencia nominal a tensión en la cabeza del Nail debemos establecer lo siguiente:

- Numero de pernos, N_{pe}
- Esfuerzo de fluencia de pernos : f_y
- Diametro del eje del perno : D_{epe}
- Área transversal del perno: A_{epe}

Entonces, la resistencia nominal es la siguiente:

$$T_{FNT} = \frac{N_{pe} A_{epe} f_y}{1000} \dots\dots\dots \text{Ecuación 36.}$$

$$A_{epe} = \frac{\pi}{4} D_{epe}^2$$

Ahora se calcula la resistencia de diseño la conexión de pernos en la pantalla de revestimiento permanente, por tanto, se aplica un factor a la resistencia nominal.

$$T_{Ft} = \phi_t T_{Fnt}$$

$$\phi_t = 0.67 \text{ en norma ASTM A 307}$$

$$\phi_t = 0.8 \text{ en norma ASTM A 325} \\ \text{(Byrne, Porterfield, 1998)}$$

Para la determinación de resistencia mínima de diseño en la cabeza del Nail, se utiliza como guía los siguientes cuadros de resumen del análisis de los modos de falla en la pantalla de revestimiento del Soil Nailing.

De las tablas resumen de modos de falla indicadas en (anexo 16 y 17) determinamos la resistencia mínima de diseño en la cabeza del Nail, que resulta de tomar el menor valor de todas las resistencias producto de los diferentes modos de falla.

Carga mínima de servicio en la cabeza del Nail

Para revisar la resistencia mínima de diseño de un muro Soil Nailing necesitamos conocer los siguientes datos:

- Inclinación del relleno
- Ángulo de fricción interna del suelo
- Ángulo de inclinación del paramento frontal
- Angulo de fricción entre la interfaz suelo -muro: $\delta = \frac{\phi}{2}$
- Peso volumétrico del suelo
- Cohesión del suelo

- Altura del muro
- Separación horizontal entre Nails
- Separación vertical entre Nails

De la teoría de Coulomb se procede a calcular el coeficiente activo de presión de tierras.

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \theta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \theta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\phi + \theta) \cos(\beta - \theta)} \right]^2} \dots\dots\dots \text{Ecuación 37.}$$

Posteriormente, calculamos la carga de servicio esperada en la cabeza del nail, utilizando un factor de carga F_F de acuerdo a los propósitos de diseño.

$$T_{min} = F_F K_A \gamma H S_H S_V \dots\dots\dots \text{Ecuación 38.}$$

Comparando la carga de servicio mayorizada con la resistencia mínima de diseño, tenemos:

La siguiente fórmula:

$$(T_{min})(r_{EH}) > T_F$$

REVISIÓN DE ESTABILIDAD INTERNA

Para realizar la revisión de la estabilidad de la estructura se debe calcular las resistencias de diseño partiendo de los siguientes datos:

- Ángulo de fricción interna del suelo (ϕ)
- Cohesión última del suelo (c_u)
- Peso volumétrico del suelo (γ)
- Extracción última de extracción del Nail (Q_e)

Cálculo de resistencia a la extracción de diseño:

Es la resistencia ultima multiplicada por un factor de reducción ϕ_Q valores establecidos por tabla (ver anexo 24)

$$Q = \phi_Q Q_e \dots \dots \dots \text{Ecuación 39.}$$

Cálculo de la resistencia de diseño a la tensión en el tendón del Nail.

Esta depende de la designación de la barra para el tendón

$$T_N = \phi_N T_{NN} = \phi_N A_s f_y \dots \dots \dots \text{Ecuación 40.}$$

Cálculo de resistencia de diseño en la cabeza

Se procede a tomar el menor valor de resistencia de diseño en la pantalla (flexión, punzonamiento, falla en los pernos) cuyo símbolo esta dado por: T_F

Cálculo de las distancias de las diferentes zonas de tensión del Nail.

Se toma la distancia donde se da la tensión máxima, T_N , (resistencia de diseño) desde la cabeza del Nail, se calcula como:

$$X = T_F + Q(X) \text{ si } X = T_N = X = \frac{T_N - T_f}{Q} \dots \dots \dots \text{Ecuación 41.}$$

La distancia a la cual se da la tensión máxima (T_N), desde el extremo empotrado del Nail, se calcula como sigue.

$$Y = Q(y), \text{ si } Y = T_N, y = \frac{T_N}{Q} \dots \dots \dots \text{Ecuación 42.}$$

Luego se procede a realizar cálculo de relación entre fuerzas resistentes y fuerzas actuantes, R/L, para las distancias en Y desde la parte empotrada del Nail hasta la superficie de falla.

$$\{\tan(\alpha_A - \Phi_g) - (T_A - T) \cos(\Psi) - \Phi_c C_u L_A \cos(\alpha_A) / (R/L)\} \dots \dots \dots \text{Ecuación 47.}$$

De los resultados obtenidos tras la realización del procedimiento antes mencionado se determinará si la configuración del sistema de muro Soil Nailing para la condición estática es adecuada para los requerimientos de la FHWA.

EVALUACIÓN DE MODOS DE FALLA EXTERNA BAJO CONDICIÓN ESTÁTICA.

Para calcular si el sistema propuesto del Soil Nailing es estable por deslizamiento, capacidad de carga y volteo debemos definir la geometría del muro, aunque este solo es un criterio según AASHTO-LRFD 2004. De acuerdo con lo anterior, definimos en base a una serie de cálculos trigonométricos y geométricos el ancho del bloque de suelo reforzado B_L y el ángulo de inclinación equivalente de la corona del muro β_{eq} al cual estará orientado el empuje activo de tierras.

Cálculo de la Estabilidad por deslizamiento

Se define el nuevo ángulo de inclinación de la cresta del muro y del empuje de tierras ($\delta = \beta_{eq}$)

$$\beta_{eq} = \text{Tan}^{-1} \left(\frac{\Delta H}{2H} \right) \dots \dots \dots \text{Ecuación 48.}$$

Ahora, procedemos a calcular el coeficiente activo de presión de tierras, K_A por medio de la teoría de Coulomb.

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)} \right]^2} \dots \dots \dots \text{Ecuación 49.}$$

Ahora se procede a calcular el empuje activo.

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \dots\dots\dots \text{Ecuación 50.}$$

Mayorizando el empuje activante se obtiene:

$$\gamma_{EH} E_A \dots\dots\dots \text{Ecuación 51.}$$

Luego se calcula el componente horizontal y vertical del empuje para el análisis por deslizamiento.

$$E_{AH} = E_A \cos \delta$$

$$E_{AV} = E_A \sen \delta$$

Una vez definido el empuje, se procede a calcular todas las fuerzas en la dirección vertical que contribuyen a las fuerzas de fricción para resistir las fuerzas deslizantes, pero para ello, debemos definir el peso del bloque de suelo reforzado, dividiendo el bloque completo en figuras geométricas más pequeñas.

Cabe destacar que, para el deslizamiento, a las fuerzas resistentes no se les debe aplicar el factor de carga mayorizador, excepto a la componente vertical del empuje activo de suelo E_{AV} .

Las fuerzas del peso se calculan multiplicando el peso volumétrico de la masa de suelo que está retenido por el área que conforma dicha masa (γ).

Ahora se calculan las fuerzas resistentes del sistema, que consisten en la cohesión del suelo de la base en donde está apoyado el sistema Soil Nailing, el cual se asume sea el mismo de la masa de suelo reforzada ($C_b = c$) y, por lo tanto, también tiene el mismo ángulo de fricción interna ($\Phi_b = \Phi$). Además de la cohesión y el ángulo de fricción

interna, las fuerzas verticales juegan un papel muy importante dentro de la resistencia al deslizamiento, tal como lo demuestra la siguiente expresión:

$$FR = K' c_b B_L + N \tan \Phi_b = - K' c_b (B_L) + (Rv) \tan \Phi_b \dots \dots \dots \text{Ecuación 52.}$$

Cálculo de estabilidad por capacidad de carga

Para el análisis de estabilidad del sistema por capacidad de carga, haremos uso de las condiciones geométricas definidas para el análisis de estabilidad por deslizamiento.

Se procede a encontrar los brazos de palanca de todas las fuerzas verticales que generan momento con respecto al punto “O” del sistema.

Se procede a calcular los momentos respecto a”O” con las fuerzas activantes, las cuales están afectadas por un factor de carga Γ (ver anexo 18 y 19)

Y luego los momentos de fuerza horizontales (ver anexo 20)

Una vez obtenidos los momentos de fuerza, se calcula la posición de la fuerza resultante en dirección “x” con la siguiente fórmula:

$$X_o = \frac{\sum M_R - \sum M_A}{N} = \frac{\sum M_R - \sum M_A}{R_V} \dots \dots \dots \text{Ecuación 53.}$$

Una vez calculada la posición de la fuerza resultante, procedemos a calcular la excentricidad que posee dicha fuerza:

$$e = \frac{B_L}{2} - X_o \dots \dots \dots \text{Ecuación 54.}$$

Ahora debemos calcular la carga de presión máxima actuante en la base del muro, la cual se calcula de la siguiente manera:

$$q_{max} = \frac{N}{BL} \dots \dots \dots \text{Ecuación 55.}$$

Cálculo de capacidad de carga ultima

La capacidad de carga última se calcula mediante la siguiente expresión:

$$q_{ult} = cN_c s_c b_c i_c + \frac{1}{2} \gamma B_L N_\gamma s_\gamma b_\gamma i_\gamma + qN_q s_q b_q i_q \dots \dots \dots \text{Ecuación 56.}$$

Ahora debemos definir cada uno de los factores que conforman la ecuación anterior, los cuales se enumeran a continuación:

Factores de capacidad de carga

Para un ángulo de fricción interna Φ y de acuerdo con los parámetros establecidos (ver anexo 28) tenemos:

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \Phi \dots \dots \dots \text{Ecuación 57.}$$

Para los factores de forma que están en función de la relación ancho del bloque/longitud del muro. Entonces:

$$s_q = 1 + \frac{B_L}{L \tan \theta}$$

$$s_c = 1 + \frac{B_L N_q}{L N_c}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B_L}{L} \dots \dots \dots \text{Ecuación 58.}$$

Los factores de inclinación de la base están relacionados con la inclinación de la base del muro. Tenemos:

$$b_q = b_\gamma = (1 - \omega_2 \tan \phi)^2$$

$$b_c = b_\gamma \frac{(1 - b_\gamma)}{N_C \tan \phi} \dots \dots \dots \text{Ecuación 59.}$$

Para encontrar los factores por inclinación de la carga, las cargas involucradas no deben estar factoradas. De acuerdo con esto tenemos:

$$\Psi_1 = \tan^{-1} \left(\frac{E_{AH}}{R_V} \right) \dots \dots \dots \text{Ecuación 60.}$$

Estabilidad por volteo

Para evaluar la estabilidad por volteo se debe revisar la excentricidad crítica de la resultante **e**, la cual ocurre cuando se utiliza un factor de carga para previsión vertical de 1.0, con excepción de la componente vertical del empuje activo (E_{AV}), la cual siempre será afectada por el valor de 1.50.

Ahora debemos calcular la ubicación de la resultante en la dirección “X” del muro:

$$X_o = \frac{\sum M_R - \sum M_A}{N} = \frac{\sum M_R - \sum M_A}{R_V} \dots \dots \dots \text{Ecuación 61.}$$

Para la revisión de datos se procede a calcular de nuevo la excentricidad, con la diferencia que esta debe ser menor que la cuarta parte del ancho del bloque de suelo reforzado (AASHTO-LRFD y Byrne & Porterfield, 1998).

$$e = \frac{B_L}{2} - X_o < \frac{B_L}{4} \dots \dots \dots \text{Ecuación 62.}$$

Si la resultante está dentro del medio central del ancho de la base del muro, el sistema es estable contra el volteo.

Revisión del voladizo del muro

Para la evaluación del voladizo bajo condición estática, bastará con revisar la pantalla inicial o temporal, debido a que es más crítica que la permanente y esto se debe a que la pantalla permanente es más robusta que la temporal, lo que infiere que es más resistente. Entonces, para el análisis se hará uso de los siguientes parámetros:

- Inclinación del relleno: β
- Ángulo de fricción interna del suelo: Φ
- Ángulo de inclinación del parámetro frontal: θ
- Ángulo de fricción entre la interfaz suelo-muro: δ
- Peso volumétrico del suelo: γ
- Cohesión del suelo: c' asumir c°
- Altura del voladizo: (distancia de 1er Nail a la corona)
- Separación del Nails = $S_H = S_V$

Se calcula el coeficiente activo de presión de tierras antes ya mencionado.

Una vez evaluado el coeficiente K_A se debe calcular el empuje activo del suelo.

Entonces, el empuje activo se calcula de la siguiente manera:

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H_1^2 \dots\dots\dots \text{Ecuación 63.}$$

Aplicando un factor de carga de presión activa de tierras T_{EH}

$$T_{EH} V_A$$

$$V_A = E_A \cos 0$$

Ahora calculamos la resistencia nominal al cortante.

$$V_{nc} = 166 \sqrt[2]{fc'} \dots\dots\dots \text{Ecuación 64.}$$

Pasado este paso, se multiplica por un factor de resistencia del cortante y finalmente se compara en cortante mayorizado y la resistencia permisible del concreto para resistir al cortante.

Revisión del voladizo por flexión:

Para la revisión del voladizo por flexión bajo condición estática, se calcula el momento de servicio actuante:

$$m_S = \frac{1}{3} \left(\frac{H_1}{\cos\theta} \right) V_A = \frac{1}{3} \left(\frac{H_1}{\cos\theta} \right) E_A \cos\delta \dots\dots\dots \text{Ecuación 65}$$

Entonces, el momento mayorizado se obtiene de multiplicar el momento bajo condiciones de servicio por el factor de carga por presión horizontal activa de tierras:

$$M_{neg} = T_{EH} m_S \rightarrow M_{neg} \dots\dots\dots \text{Ecuación 66.}$$

El momento permisible está representado por el momento consistente alrededor de los Nails, el cual es incluido en el modo de falla por flexión en pantalla temporal (*Mneg*).

Como paso final se procede a comparar los momentos obtenidos.

2.2.3.1 Etapa de Gabinete

Esta etapa está conformada en dos fases: la primera comprende una planificación de tareas, realizando para ello una recopilación de la información acerca de los datos geomecánicos y geotécnicos presentes en campo. La segunda fase lo constituye la recopilación de datos acerca de la geomorfología del suelo para posteriormente realizar un análisis e interpretación de los datos, donde se buscará determinar el nivel de estabilidad y si es imperativo generar un diseño óptimo mediante la técnica del Soil Nailing. El criterio de inclusión ha sido por los objetivos que están enfocados al cálculo del factor de seguridad y a la elaboración del diseño de la propuesta de estabilización de taludes mediante la técnica Soil Nailing bajo el método de factor de carga y resistencia (LRFD) , su enfoque de la realidad es bien conciso, en relación con la pregunta de investigación ¿Cuál es la propuesta para el diseño de taludes empleando la técnica Soil Nailing en el tramo 27+145 al km 27+255 en la zona de Mollepata-Pallasca, 2020?; los resultados son claros, explícitos y cuantificables; además de presentar una metodología bien estructurada. La exclusión se ha hecho debido a que las fuentes no presentan resultados que apuntan con lo que se quiere lograr en los objetivos de nuestra investigación. Además, para la elaboración de esta tesis fue un factor importante la recolección de documentos bibliográficos, publicaciones de organismos gubernamentales y afines de trabajo anteriores desarrollados en la zona de estudio con lo cual se obtuvieron primeros alcances del comportamiento de la zona frente a estudios o trabajos de esta índole; lo cual permitió determinar las limitaciones de la investigación. La elaboración un adecuado plan de trabajo y posteriormente la elaboración del diseño de estabilización de los taludes en el tramo 27+145 al km 27+255 en la zona de Mollepata-Pallasca mediante la técnica Soil Nailing.

2.2.3.2 Etapa de Campo

Consiste en realizar el reconocimiento de la zona y el área de influencia de los taludes ubicados en el tramo 27+145 al km 27+255 en la zona de Mollepata-Pallasca analizando y evaluando en la zona toda la información geológica, geotécnica y geomecánica.

2.2.3.3 Etapa Final

Con la información obtenida en las etapas anteriores, se procesó e interpretó los datos con ayuda del Excel 2019, así como también se realizó el diseño de simulación para la estabilización de los taludes con ayuda del software Slide y los datos obtenidos por el Geocatmin. Pudiéndose terminar con la redacción del informe, siguiendo los lineamientos del formato de proyecto de tesis de la Universidad Privada del Norte.

2.3 Aspectos éticos

2.3.1 Aspectos ambientales

El medio ambiente es un espacio en el que no solo se desarrolla la vida si no también comprende a objetos que propician la actividad de esta como lo son el agua, suelo y el aire, y que de igual forma el medio ambiente propicia la relación entre ellos (Lustarne,2012). Es por ello durante el desarrollo del presente proyecto, en la fase de exploración, solo se observó la zona sin alterar el talud ni su geomorfología.

2.3.2 Aspectos sociales

Cuando hablamos de conflictos sociales hablamos de varias personas con diversos intereses, necesidades, preocupaciones, motivaciones; hablamos de múltiples

actores - sociales, políticos, económicos y culturales (Oré, 2019). Teniendo en cuenta la importancia de los conflictos sociales y sus repercusiones tanto en la sociedad como en los proyectos Minero-civiles, la presente investigación no tuvo ningún tipo de conflicto social con la comunidad en ninguna de las etapas de análisis y recolección de datos, asimismo buscó generar información creíble y confiable a favor de la comunidad de la zona Mollepata- Pallasca.

2.3.3 Aspectos éticos-morales

Los contenidos de la presente tesis no son plagios de ningún tipo de investigaciones ya realizadas en cualquiera de los repositorios institucionales anteriores.

Se cito y se referencio el uso de otros autores para los antecedentes y bases teóricas utilizadas en la elaboración de la presente tesis.

CAPÍTULO III. RESULTADOS

3.1. Datos Generales:

3.1.1. Ubicación:

El tramo de carretera Mollepata-Pallasca se ubica en la sierra del departamento de la Libertad entre altitudes que varían desde los 2,630 m.s.n.m hasta los 3,433 m.s.n.m.; atraviesa los distritos de Santiago de Chuco, Quiruvilca, Cachicadan, Santa Cruz de Chuca, Angasmarca, Mollebamba y Mollepata, en la provincia de Santiago de Chuco del departamento de la Libertad.

La zona de estudio tuvo como ubicación principal el tramo 27+145 al km 27+255 en la zona de Mollepata-Pallasca que tiene por puntos:

Tabla 1

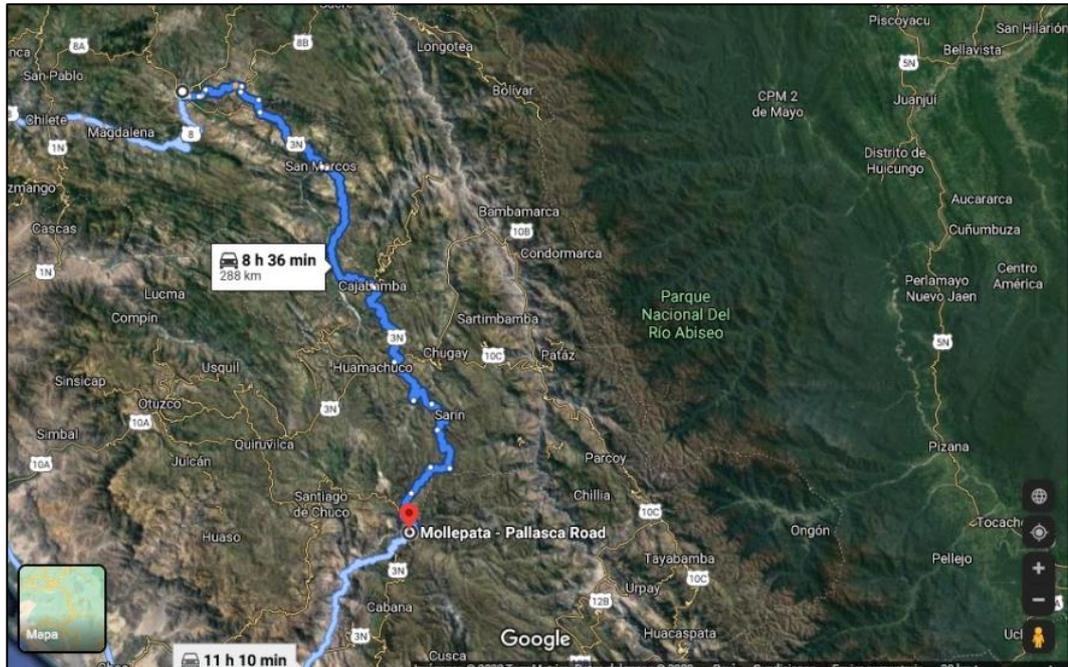
Coordenadas del proyecto Mollepata-Pallasca

PUNTO	NORTE	ESTE
01	9092975.44	175156.19
02	9092987.87	175178.91
03	9092999.99	175186.96

Nota. Ubicación del proyecto tomado con el GPS. *Fuente:* Datos tomados en campo (2020).

Figura 7

Ubicación zona de estudio.



Nota. La figura muestra la imagen satelital del acceso a la zona de estudio. Fuente: Google Earth (2020).

3.1.2. Accesibilidad

La accesibilidad al tramo de carretera 27+145 al km 27+255 de la zona de Mollepata-Pallasca, tiene un solo punto de acceso por vía terrestre, mediante la siguiente ruta: Cajamarca-Cajabamba-Huamachuco-Cachicadan-Angasmarca-Mollebamba-Mollepata- Pallasca (Ver Figura 8).

Figura 8

Accesibilidad a la zona de estudio



Nota. La figura muestra el mapa de los accesos a la zona de estudio. Fuente: GEOCATMIN (2020).

3.2 Unidades Geomorfológicas

3.2.1 Vertiente o piedemonte Coluvio-deluvial

Esta unidad geomorfológica está formada por la acumulación intercalada de materiales de origen coluvial (acarreados y acumulados por efecto de la gravedad) y deluvial (acumulados al pie de laderas, depositados por flujos de agua que lavan materiales sueltos de las laderas). Estas vertientes con estas características en sus depósitos al pie de laderas de montañas o acantilados de valles se asocian geodinámicamente a la ocurrencia de movimientos en masa de tipo deslizamientos, reptación de suelos y avalanchas de detritos (Ingemmet, 2019).

Una vertiente de este tipo está presente en la zona de estudio Mollepata-Pallasca la cual está relacionada con un deslizamiento generado recientemente.

Figura 9

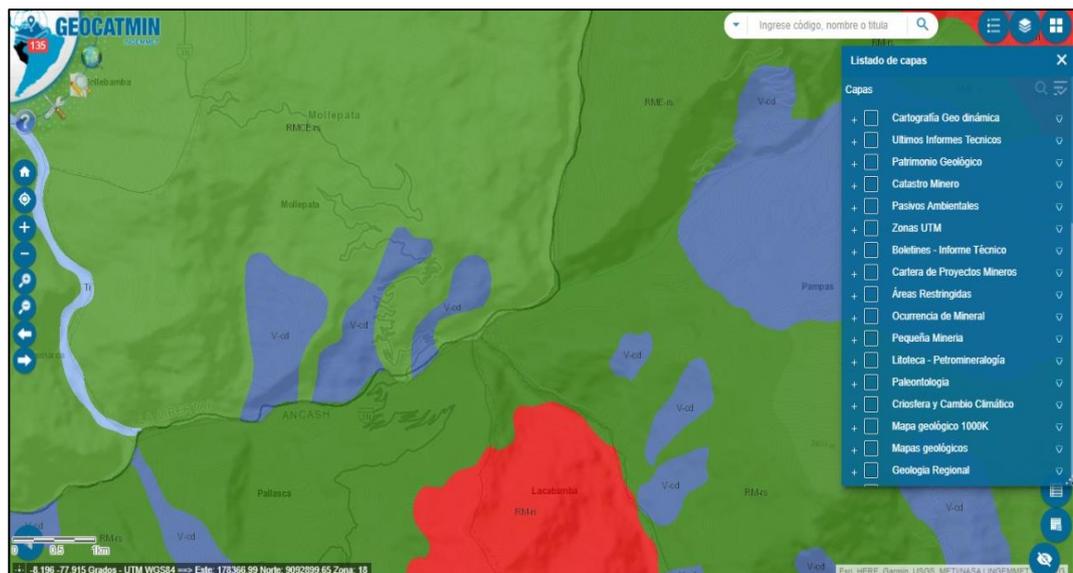
Piedemonte Coluvio-deluvial Mollepata-Pallasca



Nota. La figura muestra el Coluvio-deluvial como unidad geomorfológica de la zona de estudio. Fuente: Foto tomada en campo (2020).

Figura 10

Mapa de unidades geomorfológicas presentes en la zona de estudio.



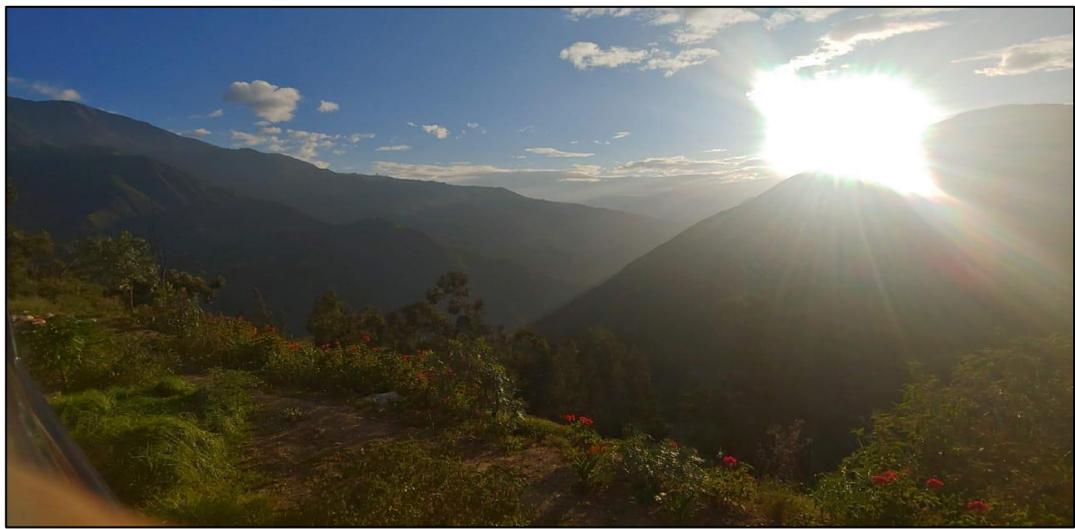
Nota. La figura muestra las unidades geomorfológicas de la zona de estudio Fuente: GEOCATMIN (2020).

3.2.2 Unidad de montañas-colinas

La unidad de montaña se refiere a cerros que tienen una altura mayor a 300 m con respecto al nivel de base local, estas se clasifican según el tipo de roca. Las colinas son cerros con alturas menores a 300 m con respecto al nivel de base local. En ambos casos con una cobertura vegetal importante (Ingemmet, 2019).

Figura 11

Montañas y colinas Mollepata-Pallasca.



Nota. La figura muestra las colinas y montañas presentes en la zona de estudio.
Fuente: Foto tomada en campo (2020).

3.2.2.1 Subunidad de montaña-colina estructural en rocas sedimentarias

En el área de estudio se identificó la unidad morfológica de montaña-colina estructural desarrollada en rocas sedimentarias; por la continuidad de la colina hacia la zona de montaña es difícil separarlas (Ingemmet, 2019).

3.2.3 Formación litológica

En la zona de estudio afloran unidades litológicas del período Jurásico Superior.

En este segmento se reciben aportes de materiales detríticos conformados por



areniscas cuarzo-feldespáticas que se hacen cada vez más finas al tope, con matriz abundante de limolitas y arcillas de color gris oscuro a negro, distribuidos en estratos regulares de 5 a 15 cm de espesor, con laminación paralela y laminación oblicua de bajo ángulo, intercalados con estratos delgados de areniscas cuarzo feldespáticas, con abundante matriz calcárea y delgados niveles carbonatados conteniendo la agrupación de amonitas (Ingemmet 2007)

3.3 Caracterización de macizo rocoso general

Tabla 2

Análisis geomecánico por progresiva de Km 27 + 145 al Km 27 + 255.

ESTACIÓN N°	PROGRESIVA		LITOLOGÍA	VALOR RMR (CALIDAD DE LA ROCA)	FAMILIAS PRINCIPALES (DIP/DIP DIRECTION)
	INICIAL	FINAL			
1	27+145	27+160	Arenisca de grano fino intercaladas con bancos delgados de lutitas fósiles	56 III (REGULAR 60-41)	1m-83/114 2m-76/154 3m-76/333
2	27+165	27+170	Arenisca de grano fino intercalada con bancos de lutitas pizarras fósiles	52 III (REGULAR 60-41)	1m-73/153 2m-83/102 3m-58/122
3	27+175	27+180	Lutitas fósiles intercaladas con areniscas de grano fino	55 III (REGULAR 60-41)	1m-44/102 3m-76/289
4	27+185	27+190	Arenisca de grano fino intercaladas con bancos delgados de lutitas fósiles	52 III (REGULAR 60-41)	1m-44/116 4m-22/211 3m-72/201
5	27+195	27+200	Arenisca de grano fino intercaladas con bancos delgados de lutitas fósiles	59 III (REGULAR 60-41)	1m-42/171 5m-72/285 3m-53/252
6	27+205	27+210	Areniscas de grano fino alterado intercalado con lutitas fósiles tabulares	60 III (REGULAR 60-41)	1m-73/153 6m-83/106 3m-58/166

7	27+215	27+220	Lutitas fósiles intercaladas con areniscas de grano fino	53 III (REGULAR 60-41)	1m-73/153 7m-83/107 3m-58/177
8	27+225	27+230	Areniscas de grano fino intercaladas con bancos delgados de lutitas	65 II (REGULAR 60-41)	1m-73/153 8m-83/108 3m-58/188
9	27+235	27+240	Areniscas de grano fino intercaladas con bancos de lutitas fosiles y tabulares	58 III (REGULAR 60-41)	1m-73/153 9m-83/109 3m-58/199
10	27+255	27+250	Areniscas grises intercaladas con lutitas fosiles	55 III (REGULAR 60-41)	1m-73/153 10m-83/1010 3m-58/11010

Nota. Datos sobre el análisis geomecánico obtenido en cada parámetro del tramo en estudio. Fuente: Datos tomados en campo (2020).

3.3.1 Caracterización de macizo rocoso detallado del Km 27+160

Condición de la exposición: fresca, descompuesta, desintegrada.

Tabla 3

Grado de resistencia y valoración en función a los golpes de picota.

Categoría	Calificación	Resistencia a la compresión	Equivalencia con golpes de picota	Valoración
R6	Roca muy resistente	>250 Mpa	Se astilla con golpes de picota	15
R5	Roca resistente	100 - 250 Mpa	Se rompe con varios golpes de picota	12
R4	Roca moderadamente resistente	50 - 100 Mpa	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	7
R3	Roca suave	25 - 50 Mpa	No se raya ni se desconcha con el cuchillo. Se rompe con un golpe fuerte del martillo	4
R2	Roca muy suave	5- 25 Mpa	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Adquiere marcas poco profundas con golpe de martillo.	2
R1	Roca extremadamente suave	1 - 5 Mpa	Deformable con golpes firmes con la punta del martillo	1

Nota. Datos tomados en campo calificando el grado de resistencia en función de los golpes con picota del tramo en estudio. Fuente: Datos tomados en campo (2020).

Tabla 4*Cálculo del RQD*

Descripción del índice de calidad de roca	Valor del RQD (%)	Valoración
Muy pobre	0-25	3
Pobre	25-50	8
Regular	50-75	13
Buena	75-90	17
Excelente	90-100	20

Nota. Datos para la valoración del RQD. Fuente: Datos tomados en campo (2020).

Tabla 5*Separación de las discontinuidades*

Descripción	Espaciado de las juntas	Tipo de macizo rocoso	Valoración
Muy separadas	> 2 m	Solido	20
Separadas	0.6 - 2 m	Masivo	15
Moderadamente juntas	200 - 600 mm	En bloques	10
Juntas	60 - 200 mm	Fracturado	8
Muy juntas	< 60 mm	Machado	5

Nota. Datos para determinar la separación de las discontinuidades. Fuente: Datos tomados en campo (2020).

Condiciones de las discontinuidades**Tabla 6***Aberturas de las discontinuidades*

Grado	Descripción	Separación de las caras	Valoración
1	Abierta	> 5 mm	0
2	Moderadamente abierta	1 - 5 mm	1
3	Cerrada	0.1 - 1 mm	4
4	Muy cerrada	< 0.1 mm	5
5	Ninguna	0	6

Nota. Datos sobre las aberturas de las discontinuidades. Fuente: Datos tomados en campo (2020).

Tabla 7

Continuidad o persistencia de las discontinuidades

Grado	Descripción	Continuidad	Valoración
1	Muy baja	< 1 m	6
2	Baja	1-3 m	4
3	Media	3 - 10 m	2
4	Alta	10 - 20 m	1
5	Muy Alta	> 20 m	0

Nota. Datos para la determinación de la persistencia de las discontinuidades
Fuente: Datos tomados en campo (2020).

Tabla 8

Rugosidad de las discontinuidades

Grado	Descripción	Valoración
1	Muy rugosa	6
2	Rugosa	5
3	Ligeramente rugosa	3
4	Lisa	1
5	Plana	0

Nota. Valoración de datos para la determinación de la rugosidad de las discontinuidades. Fuente: Datos tomados en campo (2020).

Tabla 9

Relleno de las discontinuidades

Grado	Descripción	Valoración
1	Blando > 5 mm	0
2	Blando < 5 mm	1
3	Duro > 5 mm	2
4	Duro < 5 mm	4
5	Ninguno	6

Nota. Valoración del relleno de las discontinuidades. Fuente: Datos tomados en campo (2020).

Tabla 10

Alteración de las discontinuidades

Grado	Descripción	Valoración
1	Descompuesta	0
2	Muy alterada	1
3	Moderadamente alterada	3
4	Ligeramente alterada	5
5	No alterada	6

Nota. Valoración de la alteración de las discontinuidades. Fuente: Datos tomados en campo (2020).

Tabla 11

Presencia de agua subterránea

Grado	Descripción	Valoración
1	Flujo	0
2	Goteo	4
3	Mojado	7
4	Húmedo	10
5	Completamente seco	15

Nota. Grado de humedad por la presencia de agua subterránea en el tramo de estudio. Fuente: Datos tomados en campo (2020).

Tabla 12

Tabla de clasificación para la determinación de los buzamientos con respecto al efecto relativo con relación al eje de la obra.

Dirección Perpendicular al Eje de la obra				Dirección Paralelo al Eje de la obra		Buzamiento 0°-20° Cualquier dirección
Excav. Con buzamiento	Excav. Contra buzamiento					
Buz. 45° - 90°	Buz. 20° - 90°	Buz. 45° - 90°	Buz. 20° - 90°	Buz. 45° - 90°	Buz. 20° - 90°	
Muy favorable	Favorable	Medio	Desfavorable	Muy desfavorable	Medio	Desfavorable

Nota. Determinación de buzamientos con respecto al efecto relativo.
Fuente: Datos tomados en campo (2020).

Tabla 13

Valoración para Taludes

Calificativo	valoración
Muy favorable	0
Favorable	-5
Medio	-25
Desfavorable	-50
Muy desfavorable	-60

Nota. Calificación para la valoración del talud presente en el tramo de estudio. Fuente: Datos tomados en campo (2020).

Tabla 14

Valoración final del RMR

CLASE	CALIDAD	VALORACION RMR
I	Muy Buena	100-81
II	Buena	80-61
III	Media	60-41
IV	Mala	40-21
V	Muy mala	< 20

Nota. Datos para la valoración final del RMR. Fuente: Datos tomados en campo (2020).

27+230	27+220	27+210	27+200	27+190	27+280	27+170
100	100	100	100	100	100	100
90	100	94	100	100	100	96
76	100	75	100	64	78	70
59	100	50	100	52	66	56
43	86	36	72	40	57	48
35	68	22	44	18	39	39
38	56	16	35	7	30	33
30	48	14	32	5	27	30
15	24	25	35	NP	27	19
2	3	6	15	NP	6	2
GM	SM	GM-GC	SC	GP-GM	SM-SC	GM
A-2-4 (0)	A-4 (0)	A-1-a (0)	A-2-6 (1)	A-1-a (0)	A-2-4 (0)	A-2-4 (0)
Grava limosa con arena	Arena Limosa	Grava limo arcillosa con arena	Arena arcillosa	Grava con limo y arena	Arena Limo arcillosa con grava	Grava limo arcillosa con arena
1.6	3.1	4.3	2.5	3.9	1.8	1.6
1704	1.644	1.739	1.456	1.8	1.643	1.736
1.890	1.820	1.908	1.671	1.995	1.813	1.944
2.625	2.770	2.885	2.809	2.793	2.773	2.809
714	690	774	2118	786	690	702
57	60	55	55	60	65	55
288	279	329	998	325	276	296
6.85	6.56	6.71	6.59	6.60	6.55	6.70
0.152	0.153	0.151	0.291	0.150	0.189	0.125
27.7	29.8	27.7	29.9	29.9	35.4	30.1

27+240	100	100	100	100	75	48	33	33	27	7	SM-SC	A-2-4 (0)	Arena Limo- arcillosa	4.8	1.566	1.768	1.677	680	64	271	6.43	0.152	28.9
27+250	100	100	100	100	69	45	37	34	25	6	SM-SC	A-2-4 (0)	Arena arcillosa	5.1	1.575	1.776	1.812	687	61	265	6.32	0.150	30.1

Nota. Datos para el análisis de suelo presente en el tramo de estudio. Fuente: Laboratorio de suelos (2020).

De los resultados antes expuestos se puede concluir que el tramo muestra un RQD y RMR de nivel medio, cuyas características litológicas son en su mayoría areniscas de grano fino intercaladas con bancos delgados de lutitas fósiles, del análisis de suelos, se rescata que el material predominante son las arenas limo arcillosas que contienen grava de forma ocasional las cuales presentan, según las tablas, características de materiales sueltos o de baja calidad, esta condición es evidente en campo y muestra que el terreno es de condición inestable con necesidad de un sistema de estabilización idóneo para la zona. Como efecto de este análisis, es que se elige el tramo 27+160 como el representante para la realización de la configuración, el cual arrojó un resultado específico de RMR de calidad de roca REGULAR (III) obteniendo en la clasificación una puntuación de 53 añadiendo además, que el suelo presente es material de arena limo- arcilloso el cual presenta una unidad de peso de 1.577 kg/m^3 , cohesión de 0.152 kg/cm^2 y un ángulo de fricción de 29° , datos que han sido usados para el llenado de la tabla de recolección de datos geométricos del talud.

Tabla 16

Ficha de recolección de datos geométricos de talud

Tramo	Sección analizada	Altura del muro (m)	Relación	Inclinación respecto a la vertical (°)	Inclinación superior respecto a la horizontal (°)	Unidad de peso (kg/m^3)	Característica predominante del suelo	Cohesión (kg/m^2)	Fricción (°)
27+145-27+255	27+160	12.05	1:8	10	0	15.78	Limo-arcilloso	14.95	29.92

Nota. Datos geométricos para la ficha de recolección de datos. Fuente: Datos de campo (2020).

3.3.3 Propuesta de diseño

Descripción Del Proyecto

Para complementar el análisis antes señalado, se obtuvo a partir de estudios geotécnicos realizado por el ministerio de transportes y telecomunicaciones, que el factor de seguridad presente en el tramo de interés es de 0.6, lo cual, además de hacer de este proyecto aún más cuantificable, reafirma la necesidad de la elaboración de un diseño óptimo para la configuración y mejoramiento del terreno.

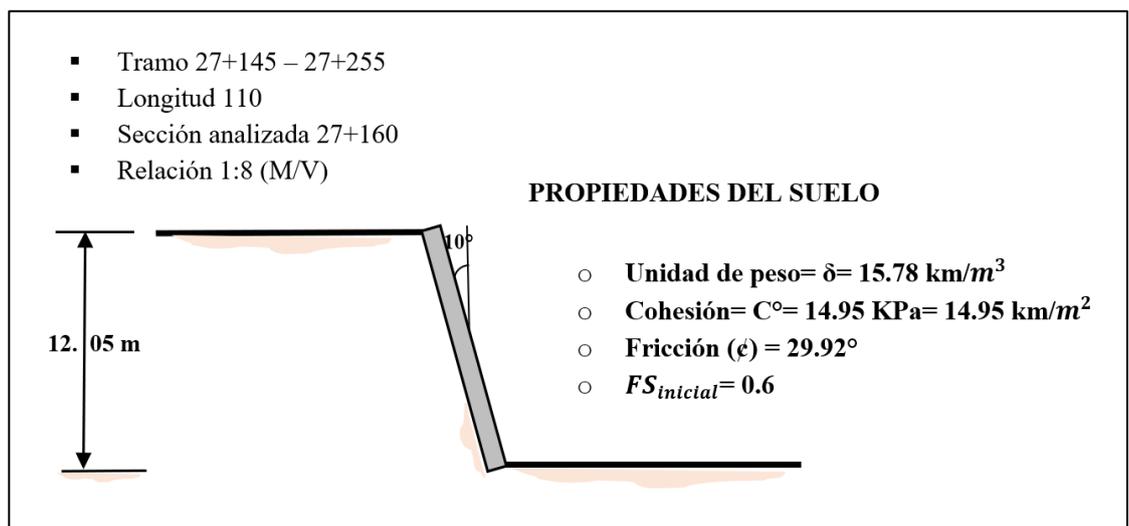
GEOMETRIA DEL MURO, PROPIEDADES DEL SUELO Y

CONSIDERACIONES:

Se asume inicialmente una separación inicial entre Nails de 1.5 m, tanto vertical como horizontal. Los Nails serán instalados con una inclinación de 15° con respecto a la horizontal, inyectados con grout de 21 MPa de resistencia. En la figura siguiente se muestra en detalle la elevación del sistema sugerido.

Figura 12

Geometría del sistema y propiedades del suelo.



Nota. Figura elaborada con la finalidad de describir la geometría del sistema y las propiedades del suelo. Fuente: Datos tomados en campo (2020).

Se empezará el diseño mediante un cálculo preliminar de las propiedades del Nail para luego hacer un cálculo de los **Valores de resistencia** (En este tipo de variables tenemos el ángulo de fricción interna del suelo factorizado (ϕ_D), Además tenemos la cohesión adimensional del suelo (C_D), que es la cohesión normalizada con respecto al peso unitario del suelo y la altura del corte)

Cálculo de la longitud preliminar del Nail

- Ángulo de inclinación del Nail: 15°
- Factor de resistencia ϕ : 0.9 (LFRD) (ver anexo 24 y 25) (Resistencia a la tensión del tendón)

Cálculo del ángulo de fricción factorado del suelo ϕ_D

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 1.

$$\phi_D = \tan^{-1}[\phi_\phi \tan(\phi)] = \tan^{-1}[0.75 \tan(29.92)] = 23.34^\circ$$

El valor de (ϕ_ϕ) es de 0.75 según (ver anexo 24)

Cálculo de la cohesión adimensional del muro (C_D)

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 2.

$$C_D = \frac{\phi_c \cdot c_u}{r_w \cdot \gamma \cdot H} = \frac{(0.9)(14.95)}{(1.35)(15.78)(12.05)} = 0.052$$

Para este calculo , el autor recomienda 1.35 para el factor de seguridad global (r_w) , seguido a esto se usan los abacos que se encuentran en anexos del presente trabajo,

empezando por la carta 4.1 , el resultado de este es un valor para la capacidad de tensión adimensional de $T_D = 0.185$

Cálculo de la resistencia nominal requerida del Nail (T_{NN}). (Max. Carga axial).

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 3.

$$T_{NN} = \frac{T_D \cdot [r_w \cdot \gamma \cdot H \cdot (S_H) \cdot (S_V)]}{\phi_N} = \frac{(0.185)(1.35)(15.75)(12.05)(1.5)(1.5)}{0.9}$$

$$T_{NN} = 118.72 \text{ KN}$$

Cálculo del area de acero del Nail (usando un f_y min = 60ksi = 0.42KN/mm²

Los valores de f_y son estándares que se usan normalmente para realizar cálculos teóricos, en la práctica los valores pueden fluctuar sin alejarse mucho del rango con el cual se está haciendo el cálculo teórico.

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 4.

$$A_s = \frac{T_{NN}}{f_y} = \frac{118.72}{0.420} = 282.67 \text{ mm}^2 \times 1.10 = 310.92$$

Basándonos en los resultados antes obtenidos se procede a escoger un tipo de barra de (anexo 22) Propiedades de Barras de refuerzo Roscadas, para el presente caso se elige barra N°8 (25 en sistema Métrico) con área de sección 510 mm² de todos los Nails.

Posteriormente, se va a calcular la relación (T_D/Q_D) donde Q_D es la resistencia de extracción adimensional del Nail que depende de la resistencia ultima

dearrancamiento (Q_e), valor que es normalizado según el peso volumétrico del suelo y la separación entre cada anclaje.

Cálculo de resistencia adimensional del suelo (Q_D)

Primero se escogió un valor de esfuerzo unitario último de adherencia según el tipo de terreno en el cual trabajemos, en el tramo que es motivo de estudio es predominante la tierra arcillosa y pizarra fracturada.

Por cuestiones prácticas se va a tomar tierra arcillosa rígida con un esfuerzo último de adherencia de: (40-100) KN/m² o (6-14.5) Psi.

Se escoge un valor promedio entre los valores antes mencionados de 70 KN/m². Para un agujero de: 80mm (El tamaño del agujero depende del tamaño de broca a utilizar).

Para calcular (Q_D) se debe calcular primero la resistencia última de adherencia del suelo (Q_e).

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 5.

$$Q_e = (\text{Esfuerzos unitarios últimos}) (\pi) (D_a) =$$

$$(70) (\pi) (0.08) = 17.59 \text{ KN/m}$$

En consecuencia, el valor de la resistencia adimensional del suelo usando la ecuación 6 será:

$$Q_D = \frac{\phi_Q \cdot Q_e}{r_w \cdot \gamma \cdot (S_V)(S_H)} = \frac{(0.7)(17.59)}{(1.35)(15.78)(1.5)81.5} = 0.26$$

Se procede a calcular relación $T_D/Q_D = 0.165/0.26 = 0.7$

Luego de la interpelación de la carta (ver anexo 21) se consigue una relación L/H 1.04 de donde se calculará longitud del perno.

$$\frac{L}{H} = 1.04 \quad L = H (1.12) \quad L = (12.05) (1.04) = 12.5\text{m}$$

Luego, se procede a hacer el cálculo del largo del Nail en la mitad inferior del muro, mediante la siguiente ecuación.

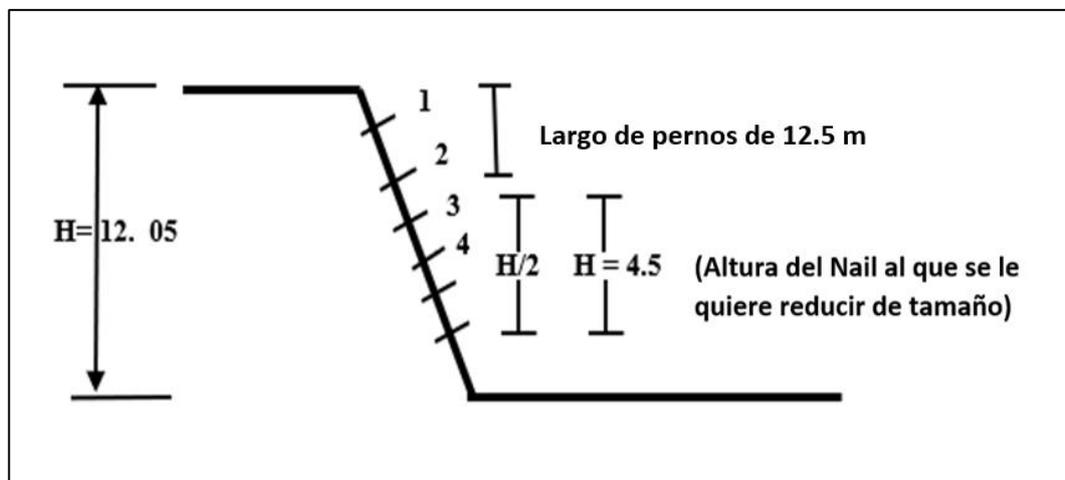
Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 7.

$$\frac{Q_D}{\left(\frac{L}{H}\right)} = \frac{0.26}{\left(\frac{13.5}{12.05}\right)} = 0.26$$

Realizando la interpelación nos resulta un R = 0.45

Figura 13

Altura del Nail



Nota. Figura elaborada para determinar las dimensiones del Nail con relación a la altura del talud. Fuente: Datos tomados en campo (2020).

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 8.

$$r' = \frac{h}{(H/2)} = (1-R) + R \quad ; \quad r' = \frac{4.5}{(12.05/2)} (1 - 0.45) + 0.45 = 0.86$$

$$r = 0.86 \quad ; \quad rL = (0.86) (12.5) = 10.7\text{m}$$

Propuesta: Usar longitud de Nails de mínimo 12.5 m en la mitad superior del muro y 9 m en la parte inferior (por cuestiones de fabricante) con 80cm de diam. De perforación inyectada con grout a gravedad.

EVALUACION DE LOS MODOS DE FALLA EN LA PANTALLA DE REVESTIMIENTO

Para el diseño de la pantalla se considera 2 capas de concreto lanzado, la primera de carácter temporal de 10cm de espesor y con una malla electrosoldada con bastones horizontales y verticales en los alrededores de las cabezas del Nail. La otra capa permanente estará reforzada con barras de acero corrugadas, espesor de 18 cm.

EVALUACION DE MODOS DE FALLA EN PANTALLA TEMPORAL

Evaluación de falla por flexión en pantalla temporal (espesor =10cm)

Se propone usar malla alambre electro-soldada 152x152-MW19(6x6-W2.9xW2.9,4/4) con fluencia de 420MPa (ver anexo 29) se escoge a criterio, si necesita cambios se prueba con otra malla hasta que de los valores óptimos. Se hará también uso de dos barras corrugadas de acero N°13M (N°4) (ver anexo 28) como bastones verticales y horizontales (fluencia 420 MPa) y concreto con una resistencia a la compresión de 21MPa respectivamente.

Cálculo de acero negativo

Este acero de refuerzo es el que se encuentra ubicado alrededor de la cabeza del anclaje y se calcula tomando en cuenta el área de refuerzo proporcionada por los bastones y por la malla de alambre.

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 9.

$$A_{S\ neg} = A_{wm} b + 2A_{sb} = A_{wm} S_H + 2A_{sb}$$

$$A_{S\ neg} = (122.8) (1.50) + 2(129) = 442.20 \text{ mm}^2$$

Cálculo de acero positivo

El acero positivo es el que se concentra en los claros entre nails y cuya área es proporcionada solamente por la malla de alambre.

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 10.

$$A_{S\ pos} = A_{wm} b = A_{wm} S_H = (122.8) (1.50) = 184.20 \text{ mm}^2$$

Cálculo de acero mínimo

Para acero de refuerzo conformado por malla de alambre electrosoldado, la cantidad mínima está regida por la siguiente expresión:

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 11.

$$A_{S\ min} \geq 0.11 \left(\frac{Ag}{f_y} \right)$$

$A_{S\ min} = 0.11$ área gruesa de la sección de concreto reforzado

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 12.

$$\left(\frac{Ag}{f_y} \right) = \frac{b \times t_f}{f_y} \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$0.11 \left(\frac{(1500)(100)}{420} \right) = 39.29 \text{ mm}^2.$$

Luego:

$$As_{min} < As_{pos} = 39.29 \text{ mm}^2 < 184.20 \text{ mm}^2 \text{ ok.}$$

$$As_{min} < As_{pos} = 39.29 \text{ mm}^2 < 442.20 \text{ mm}^2 \text{ ok.}$$

Cálculo del momento positivo y negativo resistente

Positivo

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 13.

$$M_{pos} = \frac{As_{pos} f_y}{b} = \left[de - \frac{As_{pos} f_y}{1.7 f_c b} \right]$$

$$= \frac{As_{pos} f_y}{S_h} = \left[de - \frac{As_{pos} f_y}{1.7 f_c S_H} \right]$$

$$M_{pos} = \frac{(184.20)(420)}{1500} = \left[50 - \frac{(184.20)(420)}{1.7 (21)(500)} \right]$$

$$M_{pos} = 2.50 \text{ KN} \cdot \text{m}/\text{m}$$

Negativo

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 14.

$$M_{neg} = \frac{As_{neg} f_y}{S_H} = \left[de - \frac{As_{neg} f_y}{1.7 f_c S_H} \right]$$

$$M_{neg} = \frac{(442.20)(420)}{1500} = \left[50 - \frac{(442.2)(420)}{1.7 (21)(500)} \right] = 5.76 \text{ KN} \cdot \text{m}/\text{m}$$

Se procede con el cálculo de la resistencia nominal a la flexión del Nail.

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 15.

$$T_{FNf} = Cf \left(M_{neg} + M_{pos} \right) \left(\frac{8 S_H}{S_v} \right)$$

$Cf =$ Factor de presión obtenido de (anexo 33)

$$T_{FNf} = 2 (5.76 + 2.50) \left[\frac{8(1.5)}{1.5} \right] = 132.16 \text{ KN}$$

Entonces, la resistencia de diseño en la cabeza del Nail x flexión debe calcularse multiplicando la resistencia nominal por un factor de resistencia ϕ_f de 0.90 (Byrne, Porterfield, 1998).

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 16.

$$T_{Ff} = \phi_f T_{FNf}; \quad T_{Ff} = (0.90) (132.16) = 118.94 \text{ KN}$$

II) Evaluación de falla por punzonamiento en la pantalla temporal

Se debe realizar el diseño de la placa de apoyo, para lo cual se ha elegido lo siguiente:

-Diámetro del Nail: 25mm

-Utilizar tuerca hexagonal grado 3 con diámetro $1 \frac{5}{16} = 33.34\text{mm}$

y espesor de 19mm (ver anexo 32)

-Arandela biselada de 5° , diámetro exterior de $50.8\text{mm} = 60\text{mm}$.

-Fuerza de tensión del Nail: $118.72\text{KN} = 120\text{KN}$.

-Grado de placa: $36(f_y = 250\text{MPa})$.

Entonces, determinamos el área crítica de la placa, evitando el aplastamiento del concreto.

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 17.

$$A_{crit} = \frac{T_{NN}}{350f'_c} = \frac{120}{350(21)} = 0.0163 \text{ m}^2$$

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 18.

$$A_{crit} = (D+2m) (D+2m)$$

$$0.0163 = (0.060+2m) (0.060+2m)$$

$$m = 0.03H = 0.035\text{m}$$

$$E = F = 2m + D = 2(0.030) + 0.060 = 0.12 = 12\text{cm}$$

Considerando que la placa es cuadrada (no menos de 20cm x lado) se usara una de 22.5 cm de lado.

$$E = F = 2m + D, 22.50 = 2m + 0.060 = 11.22 \text{ cm} = m$$

Entonces el área de la placa se calcula de la siguiente manera:

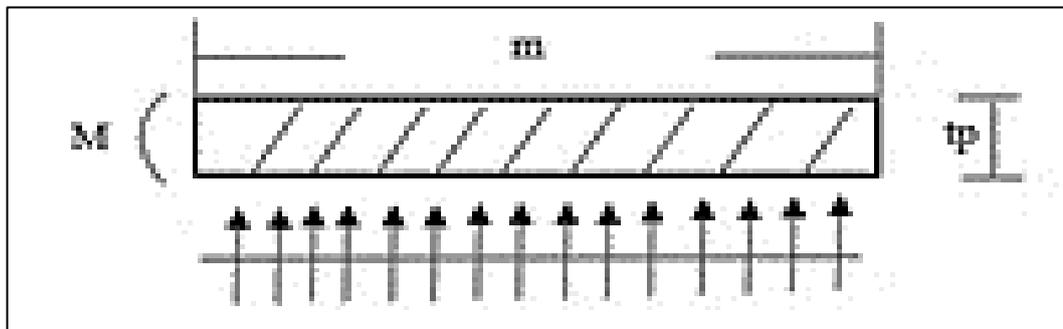
Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 19.

$$A_p = E \times F = 0.225^2 = 0.050625 \text{ m}^2$$

Posteriormente, el momento flexor generado en la placa de apoyo por la reacción del concreto.

Figura 14

Momento flexor en la placa de apoyo.



Nota. Figura grafica señalando el momento flexor en la placa de apoyo. Fuente: Datos tomados en campo (2020).

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 20.

$$M = \left(\frac{T_{NN}}{A_p} \right) \left(\frac{m^2}{2} \right)$$

$$M = \left(\frac{0.120}{0.050625} \right) \left(\frac{(0.1122)^2}{2} \right) = 0.0155 \text{ MN.m}$$

Ahora se debe obtener el espesor de placa no menor a 19 mm.

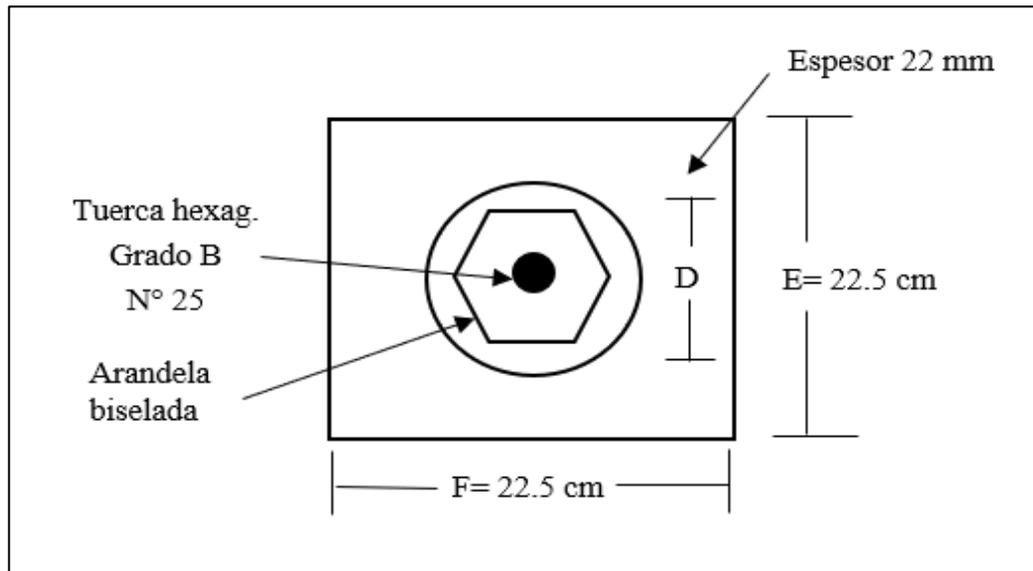
Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 21.

$$tp = \sqrt{\frac{6M}{F_b}} = \sqrt{\frac{6M}{0.75 F_y}} = \sqrt{\frac{6(0.015)}{0.75(250)}} = 0.022m = 22mm$$

Configuración final de la placa (ver imagen 15).

Figura 15

Configuración final de la placa

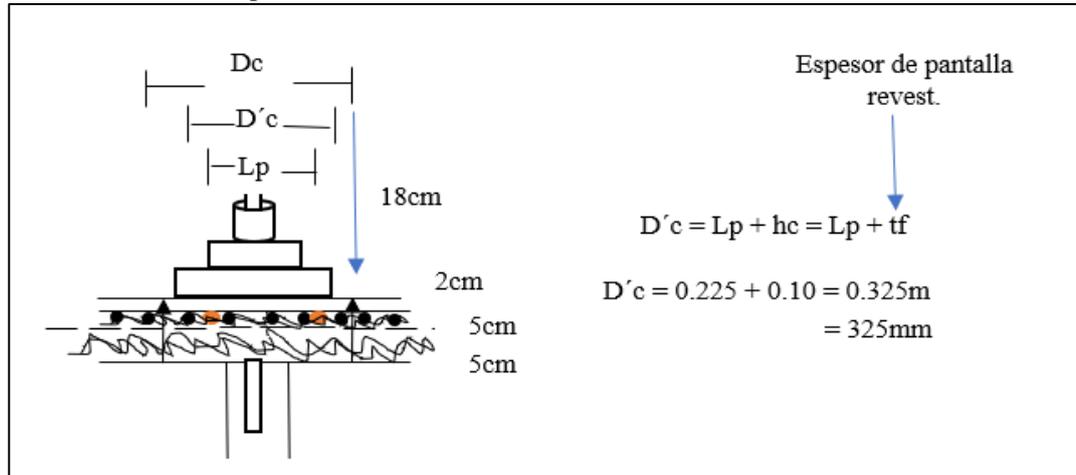


Nota. Determinación de la configuración final de la placa de apoyo. Fuente: Datos tomados en campo (2020).

Una vez determinada las dimensiones de la placa se procede a evaluar el punzonamiento en la pantalla del revestimiento (ver imagen 16).

Figura 16

Punzonamiento en pantalla de revestimiento



Nota. Figura gráfica del punzonamiento en la pantalla de revestimiento. Fuente: Datos tomados en campo (2020).

La resistencia nominal interna al cortante que proporciona el espesor de concreto se calcula de la siguiente manera:

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 22.

$$V_N = 330\sqrt{f'_c}\pi D'_c h_c = 330\sqrt{21}\pi (0.325)(0.10) = 154.40 \text{ KN}$$

Ahora hacemos el cálculo de la resistencia interna nominal al cortante de la pantalla temporal.

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 23.

$$T_{FN_s} = C_p V_N = (1.0)(154.40) = 154.40 \text{ KN.}$$

Para la resistencia del diseño en la cabeza del Nail a resistir el punzonamiento se debe multiplicar la resistencia nominal por el factor de resistencia al cortante $\phi_s = 0.90$.

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 24.

$$T_{F_s} = \phi_s T_{FN_s} = (0.90) (154.40) \text{ KN} = 138.96 \text{ KN.}$$

EVALUACION DE MODOS DE FALLA EN PANTALLA PERMANENTE

Este acero de refuerzo es el que se encuentra ubicado en el claro entre los nails y dado que es un solo lecho de refuerzo, el acero de refuerzo negativo y el acero de refuerzo positivo tienen la misma cantidad.

I) Evaluación de falla por flexión en pantalla permanente

Se propone uso de barras de acero N°13N (en sistema métrico) (N°4) (en sistema inglés) espaciados a 30cm (300mm) del centro de ambos sentidos. La resistencia a la compresión del concreto es de 21 MPa y la fluencia del acero de refuerzo es 420 MPa.

Cálculo de acero de refuerzo

Se ubican en el claro entre los Nails y dado que es un solo lecho de refuerzo, el acero de refuerzo negativo y el acero de refuerzo positivo tienen la misma cantidad.

El área de acero de la barra N°13 es 129mm².

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 25.

$$A_{S_{neg}} = A_{S_{pos}} = \frac{A_s b}{s} = \frac{A_s S_H}{s} = \frac{129(1500)}{300} = 645 \text{ mm}^2$$

Cálculo de acero de mínimo

Para acero de refuerzo conformado por barras de acero corrugadas, la cantidad mínima está regida por la siguiente expresión:

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 26.

$$\rho_{min} = \frac{0.20\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.20\sqrt{21}}{420} = 0.0022$$

$$\rho_{min} = \frac{A_{S\ min}}{bd_e} = A_{S\ min} ; \rho_{min}bd_e = (0.0022) (1500) (90) = 297.0\ mm^2$$

Luego:

$$A_{S\ min} < A_{S\ pos}$$

$$297.0\ mm^2 < 645\ mm^2 = OK$$

$$A_{S\ min} < A_{S\ neg}$$

$$297.0\ mm^2 < 645\ mm^2 = OK$$

Ahora se debe calcular el momento positivo resistente y el momento negativo resistente, considerando un ancho b igual al valor de la separación horizontal entre nails ($S_H = 1500\ mm$) y un peralte efectivo d_e equivalente a la mitad del espesor de la sección: d_e : Peralte efectivo de una sección de concreto reforzado medido desde la fibra exterior en compresión hasta el acero de refuerzo en tensión (mm) = es equivalente a la mitad del espesor de la sección (secc = 18 cm, la mitad = 9cm =90mm).

$$\rho_{min} = (0.0022) (1500) (90) = 297.00\ mm^2$$

Cálculo de acero de momentos

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 27.

$$M_{pos} = \frac{A_{spos}f_y}{b} \left(d_e - \frac{A_{spos}f_y}{1.7f'_c b} \right) = \frac{A_{spos}f_y}{S_H} \left(d_e - \frac{A_{spos}f_y}{1.7f'_c S_H} \right)$$

$$M_{pos} = \frac{(645)(420)}{1500} = \left[90 - \frac{(645)(420)}{1.7(21)(1500)} \right] = 15.34\ KN\cdot m/m$$



Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 28.

$$M_{neg} = \frac{A_{snegfy}}{S_H} \left(d_e - \frac{A_{snegfy}}{1.7f'_c S_H} \right) = 15.34 \text{ KN} - \text{m/m}$$

Ahora se calcula la resistencia nominal a flexión en cabeza del Nail.

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 29.

$$T_{FNf} = C_f (M_{neg} + M_{pos}) \left(\frac{S_H}{S_V} \right)$$

En este caso, para un espesor de 18cm, entonces el $c_f = 1$ (ver anexo 33)

$$T_{FNf} = 1(15.34 + 1534) \left[\frac{8(150)}{(1.50)} \right] = 245.44 \text{ KN}$$

Entonces, la resistencia del diseño en cabeza del Nail se calcula como:

$$\phi_f = 0.9 \text{ (Byrne, Perterfield, 1998)}$$

$$T_{FNf} = \phi_f T_{FNf} = T_{Ff} (0.9) (245.44) = 220.90 \text{ KN}$$

II) Evaluación de falla de punzonamiento en pantalla permanente

Se usará conexión empernada para dar continuidad estructural a la pantalla temporal y permanente. Se plantea inicialmente un sistema de pernos con las siguientes características:

- . Tamaño de perno: $\frac{1}{4}$ ”, 4 $\frac{1}{8}$ ” (diámetro del eje por longitud del perno)
- . Longitud número de perno: $L_{pe} = 10.5 \text{ mm}$
- . Diámetro de cabeza del perno: $D_{cpe} = 12.7 \text{ mm}$
- . Diámetro de eje del perno: $D_{epe} = 6.4 \text{ mm}$
- . Espesor cabeza del perno: $t_{cpe} = 4.7 \text{ mm}$

Ahora es necesario revisar si la propuesta cumple con las siguientes relaciones para evitar que se generen esfuerzos excesivos de compresión en el concreto de la pantalla.

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 30.

$$A_{cpe} < 2.5 A_{epe}, t_{cpe} > 0.5 (D_{cpe} - D_{epe})$$

$$A_{cpe} = \frac{\pi}{4} D_{cpe}^2 = \frac{\pi}{4} (12.7)^2 = 126.68 \text{ mm}^2$$

$$A_{epe} = \frac{\pi}{4} D_{epe}^2 = \frac{\pi}{4} (6.4)^2 = 32.17 \text{ mm}^2$$

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 31.

$$\text{Entonces: } \frac{A_{cpe}}{A_{epe}} = \frac{126.68}{32.17} = 3.94 \geq 2.5 = OK.$$

Para la segunda relación

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 32.

$$0.5 (D_{cpe} - D_{epe}) = 0.5 (12.7 - 6.4) = 3.15 \text{ mm}$$

$$t_{cpe} \geq 0.5 (D_{cpe} - D_{epe})$$

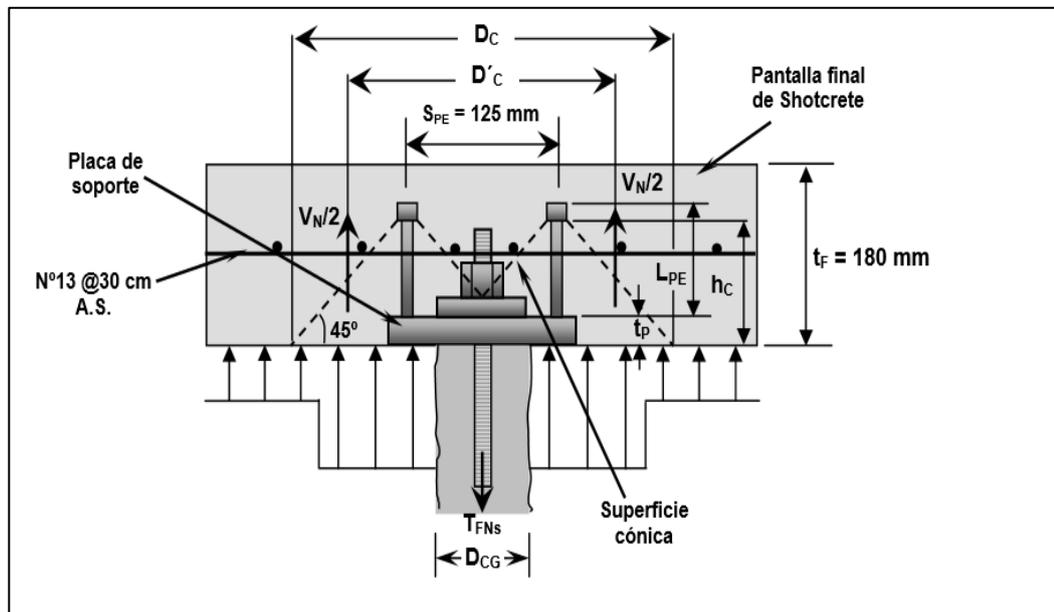
$$4.7 \geq 3.15 \text{ mm} = OK$$

En conclusión, los pernos se colocarán por soldadura a 5 cm, medidos desde la placa y habrá una separación de 12.5 cm entre ellos.

Entonces, el punzonamiento se analizara conforme a la configuración mostrada:

Figura 17

Configuración final de placa a prueba de punzonamiento



Nota. Prueba final para la configuración de la placa de punzonamiento Fuente: Datos tomados en campo (2020).

Encontrando el diametro efectivo del cono de punzonamiento tenemos:

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 33.

$$\text{Donde } h_c = L_{pe} - t_{cpe} + t_p = 22 \text{ mm}$$

$$S_{pe+h_c} = S_{pe} + (L_{pe} - t_{cpe} + t_p)$$

$$S_{pe+h_c} = 125 \text{ mm} + (10.5 - 4.7 + 22) = 247.3 \text{ mm (valor mínimo)}$$

$$2 h_c = 2 (L_{pe} - t_{cpe} + t_p)$$

$$2 h_c = 247.3 \text{ mm}$$

El valor mínimo de D'_c es 247.3mm, por tanto, se usará en el cálculo de la resistencia nominal interna al cortante proporcionada por el espesor del concreto.

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 34.

$$V_N = 330 \sqrt{f' c \pi} D' c h_c$$

$$V_N = 330 \sqrt{21} \pi (0.2503) (0.1223) = 145.4 \text{ KN}$$

Donde: $h_c = L_{pe} - t_{cpe} + t_p = 105 - 4.7 + 22 = 122.3 \text{ mm}$

Ahora, calculamos la resistencia nominal al cortante por punzonamiento en la cabeza del Nail, para lo cual se considera que el suelo no contribuye a resistir el punzonamiento, por tanto C_p 1.0 se aplica entonces la siguiente expresión:

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 35.

$$T_{FN_S} = C_p V_N$$

$$T_{FN_S} = (1)(150) = 145.4 \text{ KN}$$

Para la resistencia de diseño en la cabeza del Nail para resistir el punzonamiento se debe aplicar el factor de resistencia por cortante $\phi_{s=0.90}$ a la resistencia Nominal.

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 36.

$$T_{FN_S} = \phi_s T_{FN_S} = T_{FS} = (0.9)(145.4) = 130.86 \text{ KN}$$

Evaluación de la falla por tensión en los pernos de la pantalla permanente Esta revisión es muy importante, debido a que los pernos se encuentran en tensión directa generada por las fuerzas de tensión en los nails y, por lo tanto, pueden sufrir rupturas que dañan la integridad del muro y su capacidad de resistencia.

Datos:

- Numero de pernos, $N_{pe} = 4$.
- Esfuerzo de fluencia de pernos : $f_y : 420 \text{ MPa}$.
- Área transversal eje perno: 32.17 mm^2
- Diámetro del eje del perno : $D_{epe} 6.4 \text{ mm}$

$$A_{epe} = \frac{\pi}{4} D_{epe}^2 = \frac{\pi}{4} (6.4)^2 = 32.17 \text{mm}^2$$

$$T_{FNt} = \frac{N_{pe} A_{epe} f_y}{1000}$$

Entonces, la resistencia nominal es la siguiente:

$$T_{FNt} = \frac{(4)832.17 (420)}{1000} = 54.05 \text{ KN}$$

Ahora se calcula la resistencia de diseño la conexión de pernos en la pantalla de revestimiento permanente, por tanto, se aplica un factor a la resistencia nominal.

$$\phi_t = 0.67 \text{ en norma ASTM A 307}$$

$$\text{y } \phi_t = 0.8 \text{ en norma ASTM A 325} \\ \text{(Byrne, Porterfield, 1998)}$$

$$T_{Ft} = \phi_t T_{FNt}$$

$$T_{Ft} = (0.67)(54.05) = 36.21 \text{ KN.}$$

Determinación de resistencia mínima de diseño en la cabeza del Nail, cuadros de resumen del análisis de los modos de falla en la pantalla de revestimiento del Soil Nailing.

Tabla 17

Resumen de evaluación de modos de falla en pantalla temporal

Resumen de evaluación de modos de falla en pantalla temporal			
Modo de falla	Resistencia nominal en cabeza del Nail (KN)	Resistencia de diseño en cabeza del Nail (KN)	De
Flexión	132.16	118.94	
Punzonamiento	154.40	138.96	

Nota. Evaluación de modos de falla en pantalla temporal. Fuente: Resultados de análisis (2020).

Tabla 18

Resumen de evaluación de modos de falla en pantalla permanente

Resumen de evaluación de modos de falla en pantalla permanente			
Modo de falla	Resistencia nominal en cabeza del Nail (KN)	Resistencia de diseño en cabeza del Nail (KN)	De
Flexión	245.44	220.90	
Punzonamiento	145.40	130.86	
Tensión en perno	54.05	36.21	

Nota. Evaluación de modos de falla en pantalla permanente. Fuente: Resultados de análisis (2020)

De las tablas anteriores determinamos la resistencia mínima de diseño en la cabeza del Nail, que resulta de tomar el menor valor de todas las resistencias producto de los diferentes modos de falla. De acuerdo con lo anterior, la resistencia por tensión en los pernos es la que rige:

$$T_F = 36.21 \text{ KN}$$

Carga mínima de servicio en la cabeza del Nail

Datos:

-Inclinación de relleno β : 0°

-Angulo de fricción interna del suelo: $29.92^\circ = 30^\circ$ (ϕ)

-Angulo de inclinación del parámetro frontal: 10°

-Angulo de fricción entre la interfaz suelo -muro: $\delta = \frac{\phi}{2} = 30/2 = 15^\circ$

-Peso volumétrico del suelo: 15.78 KN/m^3

-Cohesión del suelo: $14.95 \text{ KN/m}^2 = 15 \text{ KN/m}^2$, se asume 0 KN/m^2

-Altura del muro: $12.05 = 12.1 \text{ m}$

-Separación horizontal entre Nails: 1.50 m

-Separación vertical entre Nails: 1.50 m

De la teoría de Coulomb procedemos a calcular el coeficiente activo de presión de tierras.

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 37.

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \theta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\phi + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(30 - (-10))}{\cos^2(-10) \cos(-10 + 15) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \theta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\phi + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

$$K_A = 0.2372$$

Posteriormente, calculamos la carga de servicio esperada en la cabeza del Nail, utilizando un factor de carga F_F : 0.50 (por propósitos de diseño).

F_F : Factor AASHTO de ampliación de cargas a presión de tierras

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 38.

$$T_{min} = F_F K_A \gamma H S_H S_V$$

$$T_{min} = (0.50) (0.2372) (15.78) (12.1) (15) (1.5) = 50.95 \text{ KN}$$

$$(50.95) (1.50) = 76.43 \text{ KN}$$

Comparando la carga de servicio mayorizada con la resistencia mínima del diseño tenemos:

$$(T_{min})(r_{EH}) > T_F$$

$$76.43 \text{ KN} > 36.21 \text{ KN}$$

Dado que la carga mínima de servicio en la cabeza del Nail es mayor que la resistencia mínima de diseño es necesario recalcular el modo de falla por punzonamiento y el modo de falla por tensión en los pernos para generar una mayor resistencia en la cabeza del Nail.

La relación correcta es $T_F > T_{min}$ recalculamos con una nueva propuesta.

Nuevas especificaciones

- Tamaño del perno: 7/8", 4 3/16" (diámetro del eje por longitud del perno)
- Longitud nominal del perno: $L_{pe}=102mm$
- Diámetro de la cabeza del perno: $D_{cpe}=34.9mm$
- Espesor de la cabeza del perno: $t_{epe}=9.5mm$
- Diámetro del eje del perno: $D_{cpe}=22.2mm$

Ahora revisamos las relaciones para evitar esfuerzos excesivos de compresión en el concreto de la pantalla.

$$A_{cpe} \geq 2.5 A_{epe}$$

$$A_{cpe} = \frac{\pi}{4} D^2_{cpe} = \frac{\pi}{4} (34.9)^2 = 956.62 \text{ mm}^2$$

$$A_{epe} = \frac{\pi}{4} D^2_{epe} = \frac{\pi}{4} (22.2)^2 = 387.08 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{cpe}}{A_{epe}} = \frac{956.62}{387.08} = 2.5 \geq 2.5 \text{ OK}$$

Para la segunda relación tenemos:

$$0.5 (D_{cpe} - D_{epe}) = 0.5 (34.90 - 22.2) = 6.35 \text{ mm}$$

$$t_{cpe} > 0.5 (D_{cpe} - D_{epe}) = 9.5 \text{ mm} > 6.35 \text{ mm} = \text{OK}$$

Se mantienen los pernos a 5 cm medidas desde los bordes de la placa con una separación de 12.5 cm entre ellos. (Por cuestión empírica y práctica).

Encontramos entonces el diámetro efectivo del cono de punzonamiento.

$$D'_c \text{ minimo } \left\{ \frac{S_{pe} + h_c}{2h_c} \right\} \quad \text{Donde: } h_c = L_{pe} - t_{cpe} + t_p$$

$$S_{pe} + h_c = S_{pe} + (L_{pe} - t_{cpe} + t_p)$$

$$S_{pe} + h_c = 125 + (102 - 9.5 + 22) = 239.5 \text{ mm}$$

$$2 h_c = 2 (L_{pe} - t_{cpe} + t_p)$$

$$2 h_c = 2(102 - 9.5 + 22) = 229.0 \text{ mm}$$

El valor de D'_c mínimo es: 229.0mm, por tanto, servirá para el cálculo de la resistencia nominal interna al cortante proporcionado por el concreto.

$$V_N = 330 \sqrt{f'_c} \pi D'_c h_c$$

$$\text{Donde } h_c = L_{pe} - t_{cpe} + t_p = 102 - 9.5 + 22 = 114.5 \text{ mm}$$

$$V_N = 330 \sqrt{21} \pi (0.229) (0.1145) = 124.57 \text{ KN}$$

Ahora calculamos la resistencia nominal al cortante por punzonamiento en la cabeza del Nail.

$$T_{FNS} = C_P V_N (1) (124.57) = 124.57 \text{ KN}$$

Para la resistencia del diseño en la cabeza del Nail se aplica el factor por cortante

$$\phi_s = 0.9$$

$$T_{FS} = \phi_s T_{FNS} = (0.9)(124.57 \text{ KN}) = 112.113 \text{ KN}$$

Ahora evaluamos nuevamente el modo de falla por tensión en los pernos, tenemos:

Numero de pernos a utilizar en el diseño, $N_{pe} = 4$

Esfuerzo de fluencia de los pernos: $f_y: 420 \text{ MPa}$

Diámetro del eje del perno $D_{epe}: 22.2 \text{ mm}$

Entonces, la resistencia nominal es la siguiente:

$$T_{FNT} = \frac{N_{pe} A_{epe} f_y}{1000}$$

$$A_{epe} = \pi/4 D_{epe}^2 = \pi/4 (22.2)^2 = 387.08 \text{ mm}^2$$

$$T_{FNT} = \frac{(4)(387.05)(420)}{1000} = 650.29 \text{ KN}$$

Luego, la resistencia del diseño queda definida al aplicar $\phi_t = 0.67$

$$T_{Ff} = \phi_s T_{FNT}$$

$$T_{Ff} = (0.67)(650.29) = 435.69 \text{ KN}$$

Los nuevos cuadros de resumen quedarían

Tabla 19

Nuevo cuadro de resumen de evaluación de modos de falla en pantalla temporal

Resumen de evaluación de modos de falla en pantalla temporal			
Modo de falla	Resistencia nominal en cabeza del Nail (KN)	en	Resistencia De diseño en cabeza del Nail (KN)
Flexión	132.16		118.94
Punzonamiento	154.40		138.96

Nota: Nuevo resumen de datos de la evaluación de modos de falla en pantalla temporal. *Fuente:* Resultados de análisis (2020)

Tabla 20

Nuevo cuadro de resumen de evaluación de modos de falla en pantalla permanente

Resumen de evaluación de modos de falla en pantalla permanente			
Modo de falla	Resistencia nominal en cabeza del Nail (KN)	en	Resistencia De diseño en cabeza del Nail (KN)
Flexión	245.44		220.90
Punzonamiento	124.57		112.113
Tensión en pernos	650.29		435.69

Nota: Cuadro de resumen de evaluación de modos de falla en pantalla permanente. *Fuente:* Resultados de análisis (2020)

Por tanto, la resistencia mínima sería, $T_F = 112.11\text{KN}$

Ahora comparamos la carga de servicio mayorizada encontrada anteriormente con la resistencia mínima del diseño, tenemos:

$$T_{EH} < T_{min} < T_F$$

$$76.43 \text{ KN} < 112.11 \text{ KN} = \text{OK}$$

Dado que la carga mínima de servicio en la cabeza del Nail es menor que la resistencia mínima del diseño, el diseño de la pantalla de revestimiento es apropiado.

REVISIÓN DE ESTABILIDAD INTERNA

Datos para usar:

- Ángulo de fricción interna del suelo = 30°
- Cohesión última del suelo = 15 KN/m^2
- Peso volumétrico del suelo = 15.78 KN/m^2
- Extracción última de extracción del Nail = 17.59 KN/m^2

Cálculo de resistencia a la extracción de diseño: (se multiplica por un factor de reducción $\phi_{Q=0.7}$ (ver anexo 24)

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 39.

$$Q = \phi_Q Q_e = 0.7 * 17.59 = 12.313 \text{ KN/m}$$

Cálculo de la resistencia de diseño a la tensión en el tendal del Nail.

Propiedades de barra: barra N°8 (25 en sistema métrico) con área de sección de 510

$A_s \text{ mm}^2$, ($f_y = 0.420 \text{ MPa}$)

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 40.

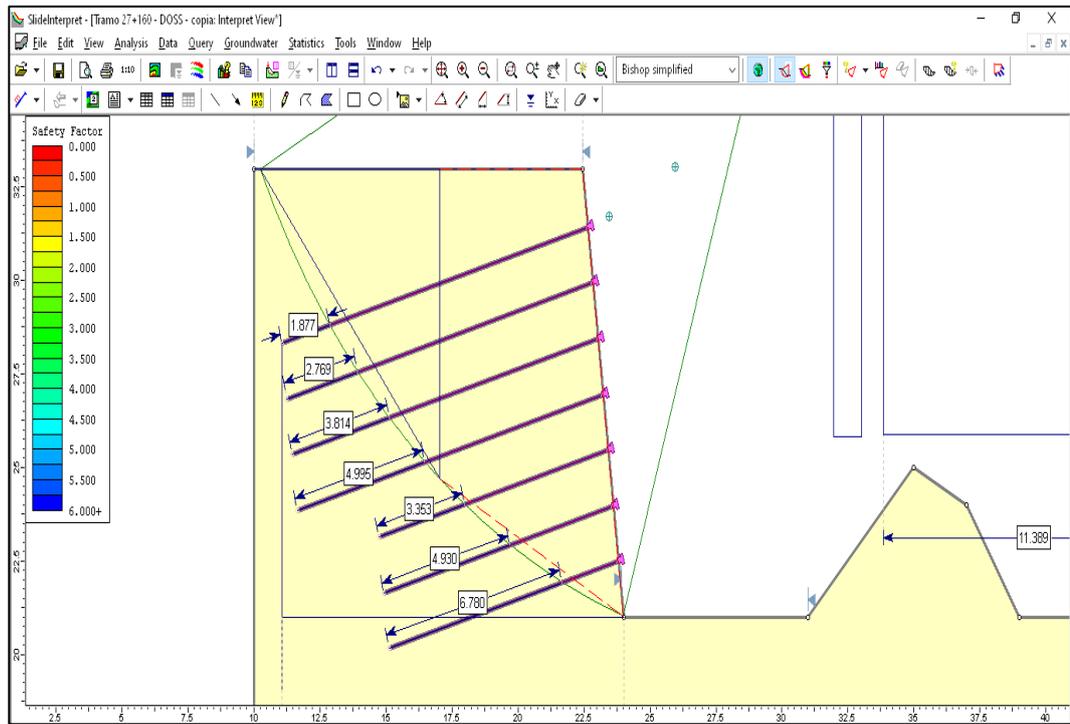
$$T_N = \phi_N T_{NN} = \phi_N A_s f_Y = (0.9) (510) (0.420) = 192.75 \text{ KN}$$

Cálculo de resistencia de diseño en la cabeza

$$T_F = 112.11 \text{ KN}$$

Figura 18

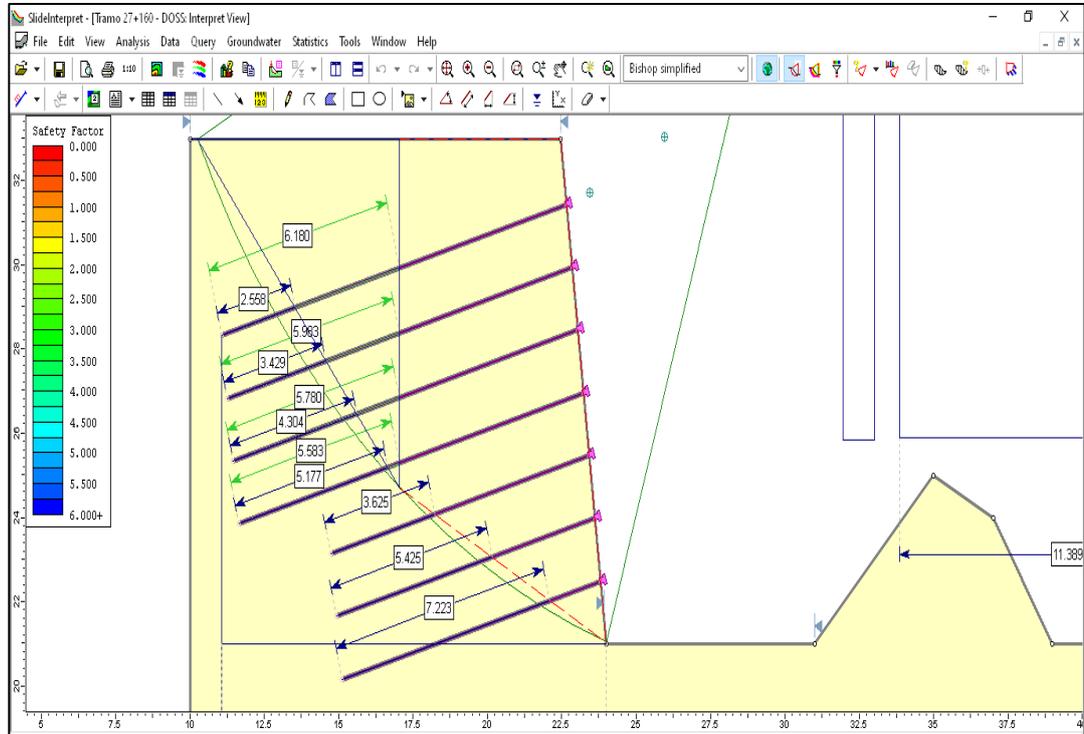
Diagrama de resistencia en la longitud del Nail



Nota: diagrama elaborado mediante el software Slide para determinar la resistencia en la longitud del Nail. Fuente: Software Slide (2020).

Figura 19

Diagrama de resistencia en la longitud del Nail



Nota: diagrama elaborado mediante el software Slide para determinar la resistencia en la longitud del Nail. Fuente: Software Slide (2020).

Cálculo de las distancias de las diferentes zonas de tensión del Nail. (Donde se da la tensión máxima) (ZONA A).

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 41.

$$X = T_F + Q (X). \text{ SI } X = T_N = X = \frac{T_N - T_f}{Q} = \frac{192.78 - 112.11}{12.313}$$

$$X = 6.55 \text{ m}$$

La distancia a la cual se da la tensión máxima (T_N), desde el extremo empotrado del Nail (Zona c), se calcula como sigue.

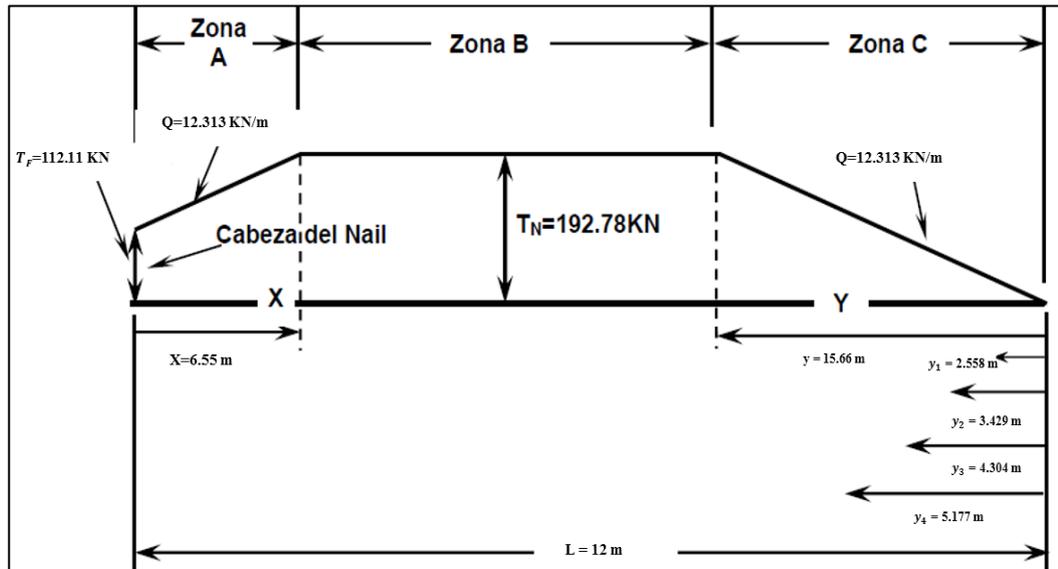
Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 42.

$$Y = Q (y), \text{ si } Y = T_N, y = \frac{T_N}{Q} = \frac{192.78}{12.313} = 15.66 \text{ m}$$

El diagrama de movilización de resistencias queda tal y como se muestra en la figura siguiente (ver imagen 20).

Figura 20

Diagrama de contribución de resistencias en el Nail



Nota: El diagrama de movilización de resistencias. Fuente: Resultados de análisis (2020).

Cálculo de relación entre fuerzas resistentes y fuerzas actuantes, R/L.

Cálculo de la contribución de la resistencia de la superficie de falla “A”

Para las distancias $y_1 = 2.555\text{m}$, $y_2 = 3.429\text{m}$, $y_3 = 4.304$, $y_4 = 5.177\text{m}$ desde la parte empotrada del Nail hasta la superficie de falla tenemos:

$$y_1 = 2.556\text{m} < y = 15.66\text{m} \text{-----Zona C: } Y_1 = Q (y_1) = 12.313 (2.555) = 31.497$$

$$y_2 = 3.429\text{m} < y = 15.66\text{m} \text{-----Zona C: } Y_2 = Q (y_2) = 12.313 (3.429) = 42.221$$

$$y_3 = 4.304\text{m} < y = 15.66\text{m} \text{-----Zona C: } Y_3 = Q (y_3) = 12.313 (4.304) = 52.995$$

$$y_4 = 5.177\text{m} < y = 15.66\text{m} \text{-----Zona C: } Y_4 = Q (y_4) = 12.313 (5.177) = 63.744$$

$$\Sigma Y = 190.457 \text{ KN}$$

Donde la contribución a la tensión en la falla “A” se determina como:

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 43.

$$T_A = \sum Y / S_H = \frac{190.457}{1.5} = 126.971 \text{ KN/m}$$

Cálculo de la contribución de la resistencia de la superficie de falla “B”

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 44.

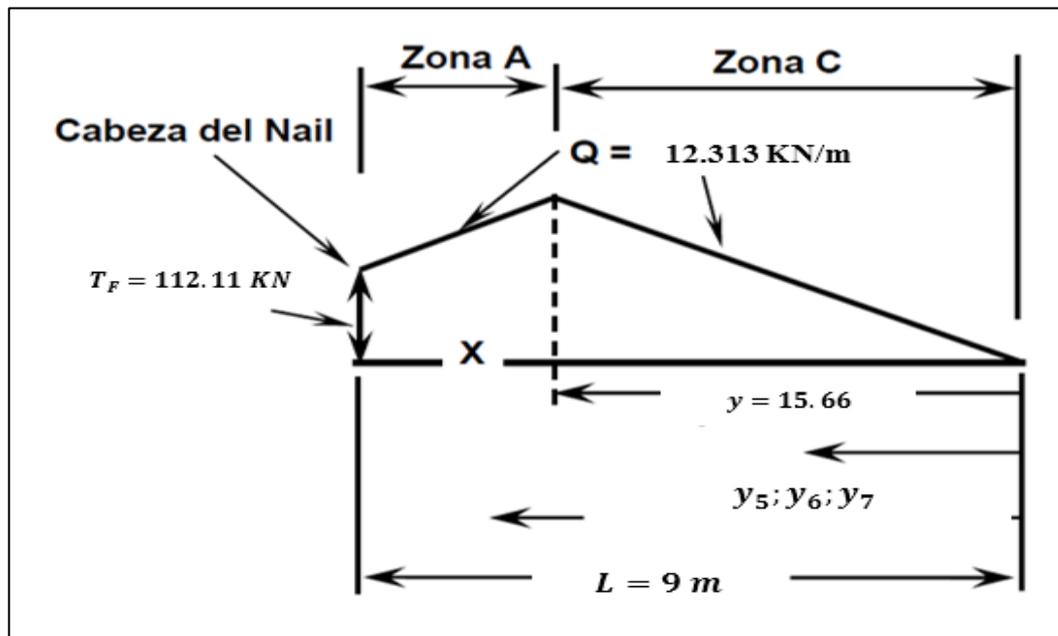
$$T_F + Q(X) = -Q(X-9), X = \frac{9Q - T_f}{2Q} = \frac{9(12.31) - 112.11}{9(12.31)} = -0.01$$

Resultado negativo analizado desde la cabeza del Nail, se usara fórmula desde el empotrado:

$$Y = Q(y) \text{ ----- si } Y = T_N \text{ ----- } y = \frac{T_N}{Q} = \frac{192.78}{12.313} = 15.66 \text{ m.}$$

Figura 21

Cálculo de la contribución de la resistencia de la superficie de falla “b”



Nota: Contribución de la resistencia de la superficie de falla. Fuente: Resultados de análisis (2020).

Donde la contribución a la tensión en la falla “B” se determina como:

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 45.

$$T_B = \sum Y / S_H = \frac{200.37}{1.5} = 133.58 \text{ KN/m}$$

Cálculo de la contribución de la resistencia de la superficie “T”. (superficie de corte entre bloques “A” y “B” que atraviesan los Nails).

$$y_{T1} = 6.180\text{m} < y = 15.66\text{---Zona C: } Y_{T1} = Q (y_{T1}) = 12.31 (6.18) = 76.06 \text{ KN/m}$$

$$y_{T2} = 5.983\text{m} < y = 15.66\text{---Zona C: } Y_{T1} = Q (y_{T1}) = 12.31 (5.98) = 73.61 \text{ KN/m}$$

$$y_{T3} = 5.780\text{m} < y = 15.66\text{---Zona C: } Y_{T1} = Q (y_{T1}) = 12.31 (5.78) = 71.15 \text{ KN/m}$$

$$y_{T4} = 5.583\text{m} < y = 15.66\text{---Zona C: } Y_{T1} = Q (y_{T1}) = 12.31 (5.58) = 68.69 \text{ KN/m}$$

$$\sum Y = 289.51 \text{ KN/m}$$

Por lo tanto, la contribución a la tensión en la interfaz de los bloques A y B, se determina como:

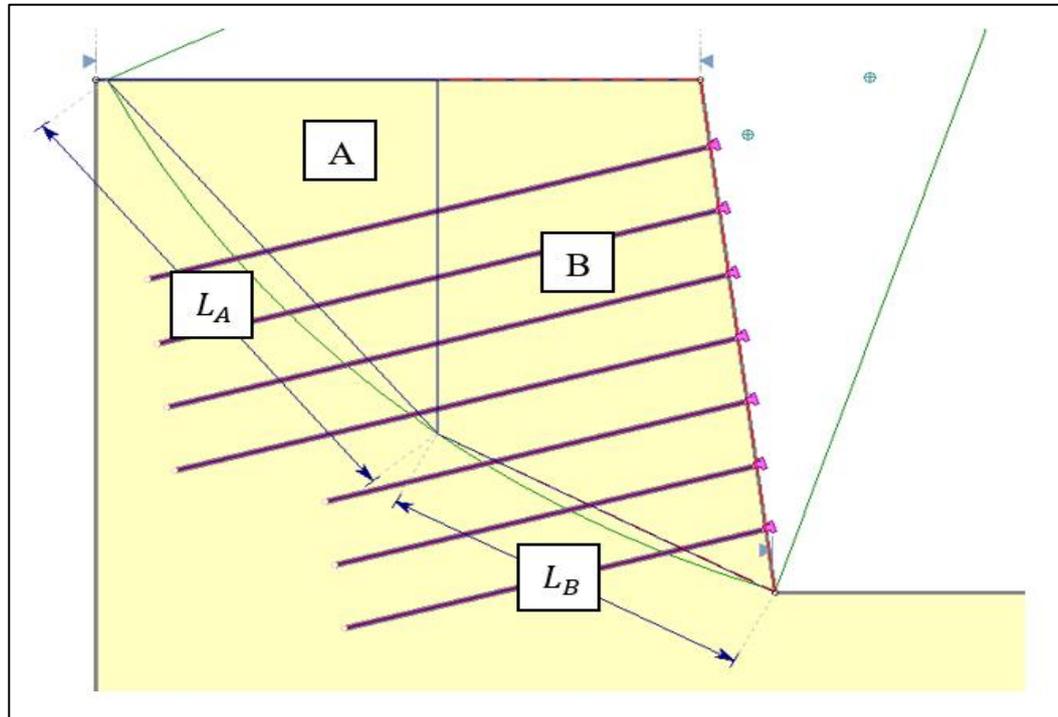
Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 46.

$$T = \sum Y / S_H = \frac{289.51}{1.5} = 193 \text{ KN/m}$$

Los datos de la geometría de la superficie de falla necesarios para el cálculo de la relación R/L se muestra a continuación (ver imagen 22).

Figura 22

Geometría de la superficie de falla necesaria para el cálculo de la relación R/L



Nota: Geometría de superficie de falla para el cálculo de la relación R/L. Fuente: Software Slide (2020).

Datos Bloque A:

$$\alpha_A = 51^\circ$$

$$L_A = 10.70$$

$$A_A = 28.10$$

$$W_A = AB(\gamma) = 28.1 (15.78) = 443.42 \text{ KN/m}$$

$$T_A = 126.97 \text{ KN/m}$$

Datos Bloque B:

$$\alpha_B = 28^\circ$$

$$L_B = 7.88$$

$$A_B = 61.24$$

$$W_B = AB(\gamma) = 61.24 (15.78) = 966.37 \text{ KN/m}$$

$$T_B = 133.58 \text{ KN/m}$$

Cálculo de la relación de fuerzas resistentes y activantes: (R/L).

$$\phi_g = \tan^{-1} \left(\frac{\phi - \tan \phi}{\left(\frac{R}{L}\right)} \right) = \tan^{-1}$$

$$\phi_g = \tan^{-1} \left[\frac{(0.75) \tan 30^\circ}{\left(\frac{R}{L}\right)} \right] = \tan^{-1} \left(\frac{0.4330}{\left(\frac{R}{L}\right)} \right)$$

Factor de resistencia de fricción del suelo (0.75 preliminarmente).

Dividiendo la ecuación de estabilidad en 2 términos M y N. De Bryne y Porterfield (FHWA, 1998) $r_W = 1.35$ y $\Phi_c = 0.9$, entonces.

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 47.

$$M = [1 + \tan(\zeta) \tan(\alpha_A - \phi_g)] \left[\{-r_W W_B - (T_B + T) \sin(\Psi) + \Phi_c C_u L_B \sin(\alpha_B) / (R/L)\} \left\{ \tan(\alpha_B - \phi_g) + (T_B + T) \cos(\Psi) + \Phi_c C_u L_B \cos(\alpha_B) / (R/L) \right\} \right]$$

Sustituyendo en la ecuación los datos de los bloques A y B y suponiendo que el ángulo de inclinación interno entre los bloques $\zeta = 0^\circ$, entonces el término $\tan(\zeta)$

$$\tan(\alpha_A - \phi_g) = 0$$

$$M = \left[\{-(1.35)(966.37) - (133.58 + 193) \sin(15) + (0.9)(5.0)(7.88) \sin(28) (R/L)\} \times \tan(28 - \tan^{-1} \left(\frac{0.433}{\left(\frac{R}{L}\right)} \right)) + (133.58 + 193) \cos(15) + (0.9)(0.5)(7.88) \cos(28) (R/L) \right]$$

El otro término de la ecuación de estabilidad global “M” es como sigue:

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 47.



$$N = \left[\left\{ 1 + \tan(\zeta) \tan(\alpha_B - \phi_g) \right\} \left[\left\{ r_w W_A + (T_A - T) \sin(\Psi) - \Phi_c C_u L_A \sin(\alpha_A) \right\} / (R/L) \right] \left\{ \tan(\alpha_A - \phi_g) - (T_A - T) \cos(\Psi) - \Phi_c C_u L_A \cos(\alpha_A) \right\} / (R/L) \right]$$

$$N = \left[\left\{ (1.35)(443.42) + (126.97 - 193) \sin(15) - \frac{(0.9)(5.0)(10.7) \sin(51)}{\left(\frac{R}{L}\right)} \right\} \right]$$

$$\left[\tan\left(\alpha - \tan^{-1}\left(\frac{0.433}{\left(\frac{R}{L}\right)}\right)\right) - (126.97 - 193) \cos(15) - \frac{(0.9)(5.0)(10.7) \cos(51)}{\left(\frac{R}{L}\right)} \right]$$

Aplicando la siguiente identidad trigonométrica, tenemos:

$$\tan\left(\alpha - \tan^{-1}\left(\frac{0.433}{\left(\frac{R}{L}\right)}\right)\right) = \frac{\tan \alpha - \tan\left(\tan^{-1}\left(\frac{0.433}{\left(\frac{R}{L}\right)}\right)\right)}{1 + \tan \alpha \tan\left(\tan^{-1}\left(\frac{0.433}{\left(\frac{R}{L}\right)}\right)\right)} = \frac{(R/L) \tan \alpha - 0.433}{\left(\frac{R}{L}\right) + 0.433 \tan \alpha}$$

Sustituyendo M y N e igualando M= N tenemos:

Usando análisis de hipótesis en Excel $R/L = 4.21 \geq 1.00 \dots \text{OK}$

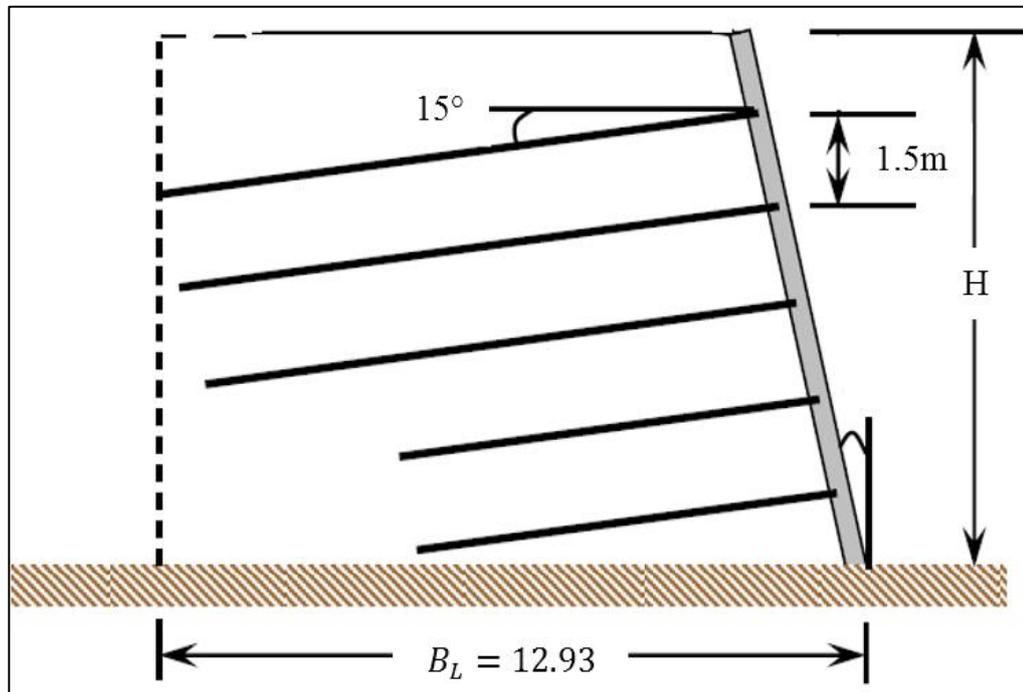
La configuración del sistema del muro Soil Nailing para la condición estática es bastante adecuada para requerimientos de la FHWA.

Evaluación de los modos de falla externa del sistema bajo condición estática.

Geometría para usar en el análisis de estabilidad por deslizamiento.

Figura 23

Geometría para utilizar en el análisis de estabilidad por deslizamiento



Nota. Análisis para la estabilidad por deslizamiento. Fuente: Dibujo mediante Word (2020).

Donde:

$$\delta = \delta_b = 15.8 \text{ KN}/m^3$$

$$c = c_b = 15 \text{ KN}/m^2$$

$$\phi = \phi_b = 30^\circ$$

$$\beta = 0^\circ$$

$$B_L = 12.93$$

Estabilidad por desplazamiento.

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 48.

$$\text{Considerando } \beta=0 \text{ -----} \beta_{eq} = \tan^{-1} (\Delta H/2H) = 0$$

Se considera ($\beta=0$) debido a que la parte superior del muro es la zona en donde se va a encontrar el nivel de la rasante, por tanto no existe un ángulo de algún otro dimensionamiento que se encuentre por encima de la pantalla. Se produce a hacer el cálculo de coeficiente activo de presión de tierras K_A por medio de la teoría de Coulomb, sin incluir el componente cohesivo del suelo ($c = 0 \text{ KN/m}^2$). Cabe mencionar que, aunque la pantalla tiene una inclinación de 10° , para el análisis de deslizamiento, las presiones actúan detrás del bloque de suelo reforzado, en una línea vertical definida por el ancho del bloque B_L . Por lo tanto, el ángulo θ a utilizar en la ecuación es cero:

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 49.

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(30^\circ - 0^\circ)}{\cos^2(0^\circ) \cos(0^\circ + 0^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30^\circ + 0^\circ) \sin(30^\circ - 0^\circ)}{\cos(0^\circ + 0^\circ) \cos(0^\circ - 0^\circ)}} \right]^2}$$

$$K_A = 0.006$$

Ahora se calcula el empuje activo:

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 50.

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 = \frac{1}{2} (0.006) (15.8) (12.05)^2 = 13.77 \text{ KN/m}^2$$

Mayorizando el empuje activante tenemos:

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 51.

$$\gamma_{EH} E_A = (1.50) (13.77) = 20.66 \text{ KN/m}$$

Ahora calculando el componente horizontal y vertical del empuje para el análisis por deslizamiento.

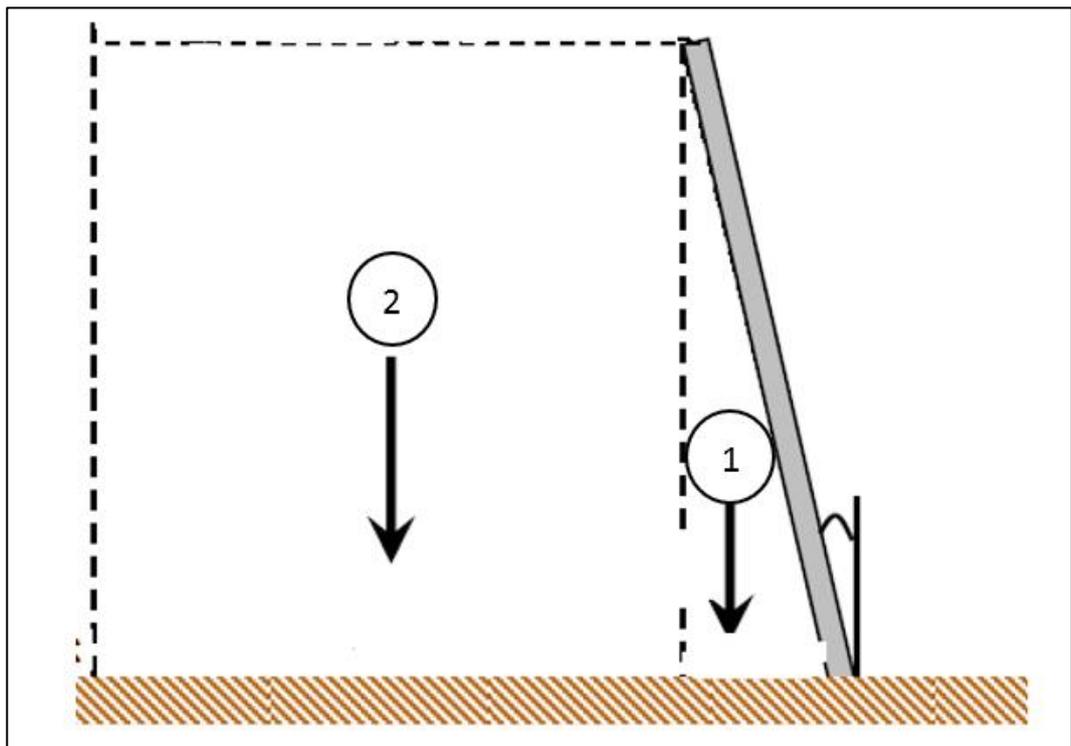
$$E_{AH} = E_A \cos \delta = (13.77)(\cos 0^\circ) = 13.77 \text{ KN/m}$$

$$E_{AV} = E_A \sin \delta (13.77)(\sin 0^\circ) = 0 \text{ KN/m}$$

Ahora, se procede a calcular todas las fuerzas en la dirección vertical que contribuyen a las fuerzas de fricción para resistir las fuerzas deslizantes con base a la geometría del terreno.

Figura 24

Señalización de áreas para tabulación de fuerzas verticales



Nota: Tabulación de fuerzas verticales. Fuente: Dibujo mediante Word (2020).

$$A_1 = 9.27 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 136.54 \text{ m}^2$$

Tabla 21

Tabulación de fuerzas verticales en el sistema

Tabulación de fuerzas verticales en el sistema		
N°	A (m ²)	W = γA
1	9.27	146.51
2	136.54	2157.4
3	$E_{AV} = 0$	-----
Σ		2303.91

Nota: Fuerzas verticales en el sistema. Fuente: Resultados mediante análisis (2020).

De acuerdo con lo anterior, la sumatoria de fuerzas verticales (R_V) queda definida de la siguiente manera: 2303.91

Ahora se calculan las fuerzas resistentes del sistema, que consisten en la cohesión del suelo de la base en donde está apoyado el sistema Soil Nailing, el cual se asume sea el mismo de la masa de suelo reforzada ($c_b = c = 5 \text{ KN/m}^2$) por lo tanto, también tiene el mismo ángulo de fricción interna ($\phi_b = \Phi = 31^\circ$). Además de la cohesión y el ángulo de fricción interna, las fuerzas verticales juegan un papel muy importante dentro de la resistencia al deslizamiento, tal como lo demuestra la siguiente expresión:

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 52.

$$FR = k' c_b B_L + N \tan \Phi_b = - k' c_b (B_L) + (R_V) \tan \Phi_b$$

$$FR = 1/2 (15) (12.95) + (2303.91) (\tan 29.5^\circ) = 6504.3 \text{ KN}/m^2$$

Realizado la comparación:

$$E_{AH} = 13.77 \text{ KN}/m^2$$

$$E_{AH} < \phi d FR$$

$$13.77 \text{ KN}/m^2 < 6504.3 \text{ KN}/m^2 \text{ -----OK}$$

Podemos afirmar que el sistema es adecuado para resistir las acciones de deslizamiento bajo condiciones estáticas.

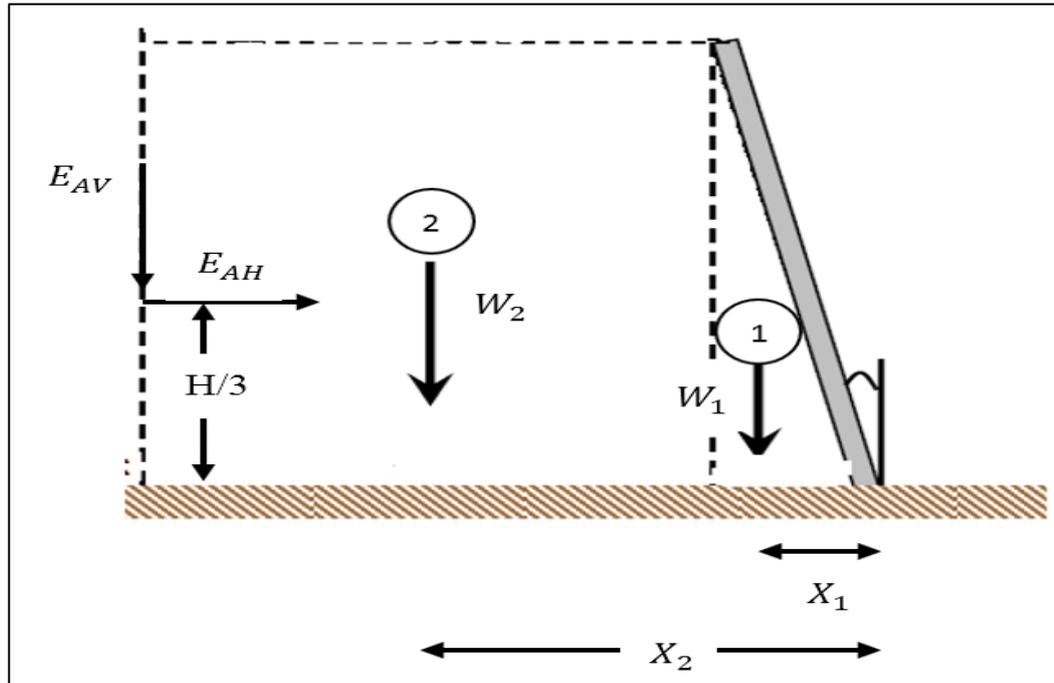
Estabilidad por capacidad de carga

Se usan los mismos valores de condiciones usadas para el análisis por deslizamiento.

En esta acción se deben encontrar los brazos de palaneo de todas las fuerzas verticales generando un momento con respecto al punto “0” del sistema:

Figura 25

Brazos de palanca de las fuerzas actuantes respecto al pie del talud



Nota: Fuerzas actuantes respecto al pie del talud. Fuente: Dibujo mediante Word (2020).

$$x_1 = 2/3 (1.547) = 1.03\text{m}$$

$$x_2 = 1.547 + 1/2 (11.389) = 7.24\text{m}$$

$$x_3 = x_{EAV} = 12.931$$

$$Y_{EAH} = 1/3 (12.05) = 4.01\text{m}$$

Se procede a calcular los momentos respecto a "0" con las fuerzas activantes, las cuales están afectadas por un factor de carga Γ .

Tabla 22

Tabulación de fuerzas y momentos verticales por estabilidad de carga

Tabulación de fuerzas y momentos verticales						
Elemento	Factor de carga, r	Fuerza (KN/m)	Fuerza facturada (KN/m)	Brazo (m)	Momento (KN.m/m)	
1	1.35	146.51	197.79	1.03	203.72	



2	1.35	2157.4	2912.49	7.24	21.086.43
E_{AV}	1.50	---	---	12.931	---
Σ	--	2303.91	3110.28		21290.151

Nota: Fuerzas y momentos verticales. Fuente: Resultados mediante análisis (2020).

Ahora los momentos de fuerza horizontales

Tabla 23

Tabulación de fuerzas y momentos horizontales por estabilidad de carga

Tabulación de fuerzas y momentos horizontales					
Elementos	R	Fuerza (KN/m)	Fuerza facturada (KN/m)	Brazo (m)	Momento (KN- m/m)
E_{AH}	1.50	13.77	20.66	4.01	82.83

Nota. Fuerzas y momentos horizontales por estabilidad de carga. Fuente: Resultados mediante análisis (2020).

Ahora se calcula la posición de la fuerza resultante en dirección "x"

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 53.



$$X_o = \frac{\sum M_R - \sum M_A}{N} = \frac{\sum M_R - \sum M_A}{R_V} = \frac{21290.151 - 82.83}{3110.20} = 6.81m$$

Ahora la excentricidad de dicha fuerza es igual a:

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 54.

$$e = \frac{B_L}{2} X_o = 12.931/2 - 6.81 = - 0.34m$$

(Significa que la carga esta ubicada a la derecha de la mitad del bloque, por su valor, puede considerarse despreciable ($e \approx 0$))

Por tanto, se puede afirmar que la resultante está actuando al centro de la base del bloque del suelo reforzado, haciendo que la carga presión sea uniforme.

Ahora debemos calcular la carga presión máxima activante en la base del muro.

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 55.

$$q_{max} = \frac{N}{B_L} = 310.28/12.0913 = 240.86 \text{ KN /m}^2$$

Cálculo de capacidad de carga ultima

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 56.

$$q_{ult} = cN_c s_c b_c i_c + \frac{1}{2} \gamma B_L N_\gamma s_\gamma b_\gamma i_\gamma + qN_q s_q b_q i_q$$

Ahora calculamos los factores de la ecuación anterior:

Factores de capacidad de carga

Para un ángulo de fricción interna: $\Phi = 30^\circ$, (ver anexo 28)

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 57.



$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right) e^{\pi \tan \Phi} = 18.40$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi = 30.14$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \Phi = 22.40$$

Factores de forma: Están en relación con el área del bloque/longitud del muro y considerado que el ancho del bloque es mayor a la longitud ($B_L/L \rightarrow 0$) entonces estos factores tienen valor de 1.0

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 58.

$$S_q = 1.0, \quad S_c = 1.0, \quad S_\gamma = 1.0$$

Factores de inclinación de la base. Son 1 también ya que la base del muro no considera inclinación.

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 59.

$$b_q = 1.0, \quad b_c = 1.0$$

Factores por inclinación de la carga. Se usan las cargas no facturadas.

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 60.

$$\Psi_1 = \tan^{-1} \left(\frac{E_{AH}}{Rv} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{13.77}{2303.91} \right) = 0.34^\circ$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\Psi_1}{90^\circ} \right) = \left(1 - \frac{0.34}{90^\circ} \right) = 0.997^\circ$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\Psi_1}{\Phi} \right) = \left(1 - \frac{0.34}{30} \right) = 0.989^\circ$$

Considerando que los muros de Soil Nailing tienen profundidad de desplante muy pequeña, entonces el tercer término de la ecuación se considera cero, por tanto:

$$q_{ult} = c N_c S_c b_c i_c + \frac{1}{2} \gamma B_\gamma N_\gamma S_\gamma b_\gamma i_\gamma$$

$$q_{ult} = (15) (30.14) (1) (1) (0.997) + 1/2 (15.8) (12.931) (22.40) (1) (1) (0.989)$$

$$q_{ult} = 2713.67 \text{ KN/m}^2$$

Aplicando el factor de resistencia del diseño correspondiente al análisis de capacidad de carga $\Phi = 0.45$

$$\Phi q_{ult} = (0.45) (2713.67) = 1221.15 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{max} < \Phi q_{ult}$$

$$240.86 \text{ KN/m}^2 < 1221.15 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Estabilidad por volteo. Para evaluar la estabilidad por volteo se debe revisar la excentricidad crítica de la resultante, la cual ocurre cuando se utiliza un factor de carga para previsión vertical de 1.0, con excepción de la componente vertical del empuje activo (E_{AV}), la cual siempre será afectada por el valor de 1.50. En la siguiente tabla se muestra los nuevos factores aplicados.

Tabla 24

Tabulación de fuerzas y momentos verticales por estabilidad de volteo

Tabulación de fuerzas y momentos verticales					
Elemento	Factor de carga, r	Fuerza (KN/m)	Fuerza facturada (KN/m)	Brazo (m)	Momento (KN-m/m)
1	1.00	146.51	146.51	1.03	150.91
2	1.00	2157.4	2157.4	7.24	15619.58
E_{AV}	1.50		---	12.93	---

Σ	--	2303.91	2303.91	15770.48
----------	----	---------	---------	----------

Nota: Fuerzas y momentos verticales por estabilidad de volteo. Fuente: Resultados mediante análisis (2020).

Tabla 25

Tabulación de fuerzas y momentos horizontales por estabilidad de volteo

Tabulación de fuerzas y momentos horizontales					
Elementos	r	Fuerza (KN/m)	Fuerza facturada (KN/m)	Brazo (m)	Momento (KN- m/m)
E_{AV}	1.50	13.77	20.66	4.01	82.83

Nota: Fuerzas y momentos horizontales por estabilidad de volteo. Fuente: Resultados mediante análisis (2020).

Cálculo de la resultante en dirección “x” del muro:

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 61.

$$X_o = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_A}{N} = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_A}{R_V} = \frac{15770.48 - 82.83}{2303.91} = 6.81m$$

Ahora procedemos a calcular de nuevo la excentricidad, con la diferencia que esta debe ser menor a $\frac{1}{4}$ del ancho del bloque de suelo.

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 62.

$$e = \frac{B_L}{2} - X_o < \frac{B_L}{4}$$

$$e = \frac{12.93}{2} - 6.81 < \frac{12.93}{4}$$

$$e = -0.35 < 3.23 \rightarrow \text{OK}$$

Entonces la resultante está dentro del medio central del ancho de la base del muro, por tanto, el sistema es estable contra el volteo.

Revisión del voladizo del muro

Para la evaluación del voladizo en condición estática, bastara con pensar la pantalla inicial o temporal, es más crítica que la permanente por el grosor.

*Inclinación del relleno: $\beta=0^\circ$

*Angulo de fricción interna del suelo: $\Phi = 30^\circ$

*Angulo de inclinación del parámetro frontal: $\theta = 10^\circ$

*Angulo de fricción entre la interfaz suelo-muro: $\delta = 20/3 = 20$

*Peso volumétrico del suelo: $\gamma = 15.8 \text{ KN}/m^3$

*Cohesión del suelo: c' asumir $c^\circ = 0 \text{ KN}/m$

*Altura del voladizo: (distancia de 1er Nail a la corona) = 1.57m

*Separación del Nails: $1.5m = S_H = S_V$

Se calcula el coeficiente activo de presión de tierras:

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta)\cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(30 - (-10))}{\cos^2(-10)\cos(-10+20) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30+20)\sin(30-0^\circ)}{\cos(20-10)\cos(0-(-10))}} \right]^2}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(40)}{\cos^2(-10)\cos(10) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(50)\sin(30)}{\cos(10)\cos(10)}} \right]^2}$$

$$K_A = 0.2317$$

Revisión del voladizo por cortante:

Una vez obtenido K_A , se calcula el empuje activo del suelo.

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 63.

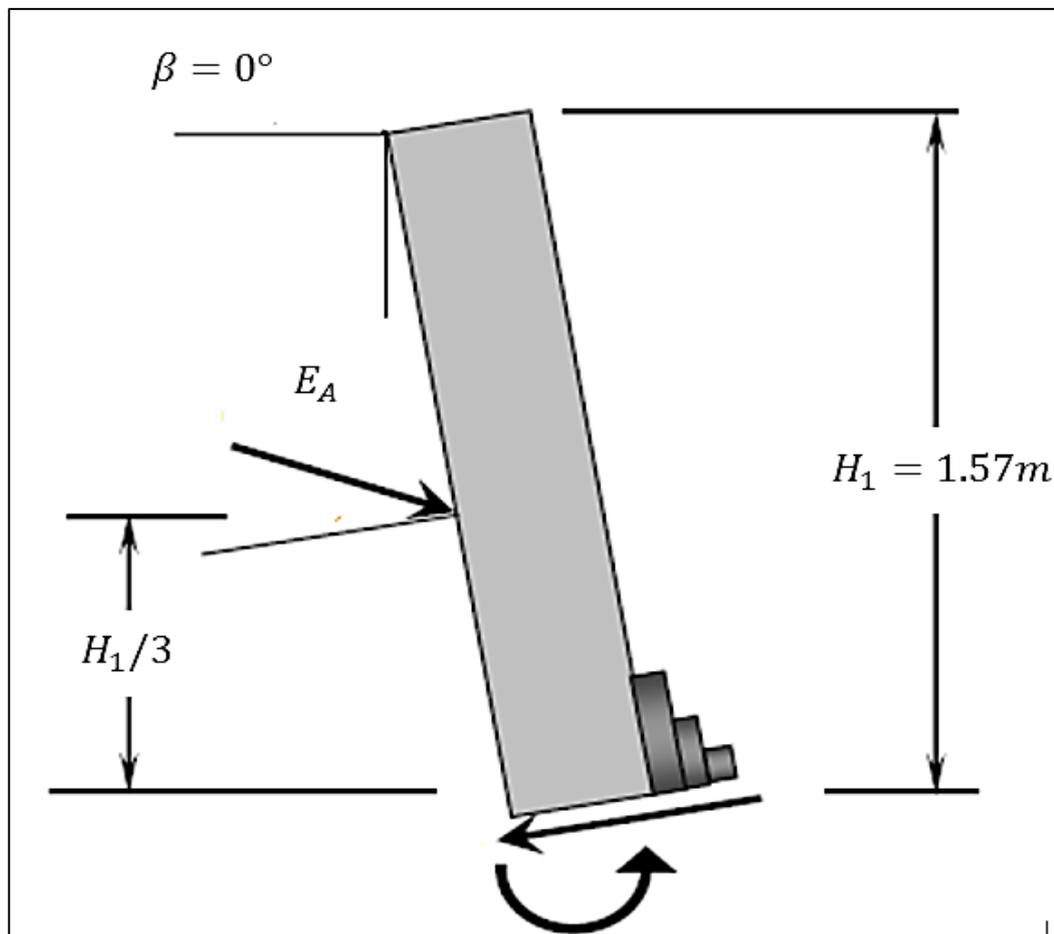
$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H_1^2$$

$$E_A = \frac{1}{2} (0.2517) (15.8) (1.57)^2$$

$$E_A = 4.51$$

Figura 26

Empuje activo del suelo



Nota: Empuje activo del suelo. Fuente: Dibujo mediante Word (2020).

Debido a que la pantalla tiene inclinación, para encontrar el cortante activante bajo condiciones de servicio hacemos un equilibrio de fuerzas con la componente del empuje activo que es L a la longitud del voladizo.

$$V_A = E_A \cos 0$$

$$V_A = (4.51) (\cos 20)$$

$$V_A = 4.23$$

Aplicando un factor de carga de presión activa de tierras $T_{EH} = 1.50$

$$T_{EH} V_A = (1.50)(4.23) = 6.345$$

Ahora calculamos la resistencia nominal al cortante.

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 64.

$$V_{nc} = 166 \sqrt{f_c'} \text{ de } = 166 \sqrt{f_c'} (t_f/2)$$

$$V_{nc} = 166 \sqrt{21} (0.10/2) = 38.04 \text{ KN/m}^2$$

Entonces, la resistencia permisible del concreto se calcula multiplicando la resistencia nominal del concreto por un factor de resistencia de concreto $\Phi_s = 90$

$$V_c = \Phi_s \cdot V_{nc} \rightarrow V_c = (0.9)(38.04) = 34.23 \text{ kn/m}$$

Comparando el cortante activante mayorizando y la resistencia permisible del concreto para resistir al cortante tenemos:

$$V_c > T_{EH} V_A \rightarrow 34.23 \frac{\text{kn}}{\text{m}} > 6.345 \frac{\text{kn}}{\text{m}} \rightarrow \text{OK.}$$

Revisión del voladizo por flexión:

Se calcula el momento de servicio activante:

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 65.

$$m_S = \frac{1}{3} \left(\frac{H_1}{\cos\theta} \right) V_A = \frac{1}{3} \left(\frac{H_1}{\cos\theta} \right) E_A \cos\theta$$

$$m_S = \frac{1}{3} \left(\frac{1.57}{\cos(10)} \right) 4.23 = 2.24 \text{ KN.M/M}$$

Entonces, el momento mayorizado se obtiene:

Realizamos el cálculo mediante la aplicación de la fórmula 66.

$$Mneg = T_{EH} m_S \rightarrow Mneg = (1.5)(2.24) = 3.36 \text{ kn.m/m}$$

El momento permisible está representado por el momento consistente alrededor de los Nails, el cual es incluido en el modo de falla por flexión ($Mneg$)

$$Mneg = 5.76 \text{ KN.m/m}$$

$$\Phi_f Mneg = (0.90) (5.76) = 5.18 \text{ KN.m/m}$$

Entonces comparando momentos tenemos que:

$$\Phi_f Mneg > Mneg$$

$$5.18 \text{ KN.m/m} > 3.36 \text{ KN.m/m} \rightarrow \text{ok.}$$

A manera de contraste y como parte del proceso constructivo de la configuración del muro, se realizó el cálculo de factor de seguridad mediante el software Slide V 6.0 el cual da una idea más clara y general de los resultados obtenidos con el análisis, dicha imagen es presentada (ver anexo 40).

Tabla 26

Tabla resumen de resultados de modos de falla en la pantalla de revestimiento

Evaluación de modos de falla en pantalla de revestimiento				
TEMPORAL	falla por flexión	Acero mínimo ($A_{s\ min}$) (mm^2)	39.29	$A_{s\ pos}; A_{s\ neg}$ $> A_{s\ min}$
		Acero positivo ($A_{s\ pos}$) (mm^2)	184.20	
		Acero negativo ($A_{s\ neg}$) (mm^2)	442.20	
		Momento positivo resistente (M_{pos}) ($KN - m/m$)	2.50	
		Momento negativo resistente (M_{neg}) ($KN - m/m$)	5.76	
	Falla por punzonamiento	Resistencia nominal en cabeza del Nail. (KN)	132.16	
		Resistencia de diseño en cabeza del Nail. (KN)	118.94	
		Resistencia nominal interna al cortante en pantalla de Nail. (KN)	154.40	
		Resistencia de diseño en cabeza del Nail. (KN)	138.96	
		Acero de refuerzo ($A_{NEG}; A_{POS}$) (mm^2)	645.00	
PERMANENTE	Falla por flexión	Acero mínimo (ρ_{min}) (mm^2)	297.00	$A_{s\ POS}; A_{s\ NEG}$ $> \rho_{min}$
		Momento positivo resistente (M_{pos}) ($KN - m/m$)	15.34	
		Momento negativo resistente (M_{neg}) ($KN - m/m$)	15.34	
	Falla por punzonamiento	Resistencia nominal en cabeza del Nail. (KN)	245.44	
		Resistencia de diseño en cabeza del Nail. (KN)	220.90	
		Resistencia nominal interna al cortante en pantalla de Nail. (KN)	124.57	

	Resistencia de diseño en cabeza del Nail. (KN)	112.11	
Falla por tensión	Resistencia nominal interna al cortante en pantalla de Nail. (KN)	650.29	
	Resistencia de diseño en cabeza del Nail. (KN)	430.69	
	CARGA MINIMA DE SERVICIO EN CABEZA DEL NAIL ($r_{EH}T_{min}$)(KN)	76.43	$r_{EH}T_{min} > T_F$
	RESISTENCIA MINIMA DEL DISEÑO EN GENERAL (T_F)(KN)	112.11	

Nota: Modos de falla en pantalla de revestimiento. Fuente: Resultados mediante análisis (2020).

Tabla 27

Tabla resumen de resultados de estabilidad interna

Revisión de estabilidad interna		
	Resistencia a la extracción del diseño (KN/m)	12.313
	Resistencia del diseño a la tensión en el tendón del Nail (KN)	192.78
	Resistencia del diseño en la cabeza del Nail (KN)	112.11
Relación entre fuerzas actuantes y resistentes	Contribución de la resistencia de la superficie de falla "A". (KN/m)	126.971
	Contribución de la resistencia de la superficie de falla "B". (KN/m)	133.58

Contribución de tensión en la superficie de falla "T"	193.00
Relación R/L (debe ser mayor a 1)	4.21

Nota: Resultados de estabilidad interna. Fuente: Resultados mediante análisis (2020).

Tabla 28

Tabla resumen de resultados de estabilidad externa

Revisión de estabilidad externa		
	Empuje activo (KN/m^2)	13.77
Estabilidad por deslizamiento	Empuje activo mayorizado (KN/m^2)	20.66
	Fuerzas resistentes del sistema (KN/m^2)	6408.3
Estabilidad por capacidad de carga	Carga de presión máxima actuante en base del muro (KN/m^2)	240.86
	Capacidad de carga última (KN/m^2)	1221.15

Estabilidad por volteo	Excentricidad	-0.35	$e < B_L$; $B_L/4 = 3.23$
------------------------	---------------	-------	-------------------------------

Nota: Resumen de estabilidad externa. Fuente: Resultados mediante análisis (2020).

Tabla 29

Tabla resumen de resultados de voladizo del muro

Revisión del voladizo del muro			
	Coefficiente activo de presión de tierras	0.2317	
POR CORTANTE	Cortante actuante mayorizado (V_c) (KN/m)	34.23	$V_c > r_{EH} V_A$
	Resistencia del concreto al cortante ($r_{EH} V_A$) (KN/m)	6.345	
	Momento de servicio actuante mayorizado (M_{neg1}) (KN-m/m)	3.36	
POR FLEXIÓN	Momento resistente inducido en el modo de falla por flexión ($\phi_f \cdot M_{neg}$) (KN-m/m)	5.18	$\phi_f \cdot M_{neg} > M_{neg1}$

Nota: Resultados para voladizo de muro. Fuente: Resultados mediante análisis (2020).

Tabla 30

Tabla resumen de datos de empernado

DATOS DEL EMPERNADO	
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN
Perno	Tipo de perno Barra N° 8 (25 en sistema métrico)
	Área de sección del perno 510 mm
	Longitud Superior 12 m
	de Nails Inferior 9 m
Inyección de concreto	Diámetro de perforación 80 mm
	Angulo de inclinación 15°
	Tipo de inyección Grout a gravedad

Nota: Datos de empernado. Fuente: Resultados mediante análisis (2020).

Tabla 31

Tabla resumen de datos de técnicos en pantalla temporal

DATOS TÉCNICOS DE LA PANTALLA TEMPORAL			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN		
General	Espesor	100 mm	
	Tipo de concreto	Concreto lanzado (shotcrete)	
	Resistencia a la compresión	21 Mpa (210)	
Acero de refuerzo	Tipo de refuerzo	Malla de alambre electrosoldado	
	Esfuerzo de fluencia	420 Mpa	
	Denominación	152x 152-MW19XMW19 (6X6-4/4)	
Placa de apoyo	Bastones	2 N° 13M A.S. 420 Mpa (GRADO 60)	
	Tipo	Sistema de 4 pernos, 7/8" x 4 3/16"	
	Esfuerzo de fluencia	250 Mpa (GRADO 36)	
	Dimensiones	Longitud	225 mm
		Espesor	22 mm
	Tuerca de acero	Grado B, diámetro 1 5/16"	
Arandela de acero	diámetro de 60 mm		

Nota: Datos técnicos en pantalla temporal. Fuente: Resultados mediante análisis (2020).

Tabla 32.

Tabla resumen de datos de técnicos en pantalla permanente

DATOS TÉCNICOS DE LA PANTALLA PERMANENTE			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN		
General	Espesor		180 mm
	Tipo de concreto		Concreto lanzado (shotcrete)
	Resistencia a la compresión		21 Mpa (210
Acero de refuerzo	Tipo de refuerzo		Malla de barras de acero corrugadas
	Esfuerzo de fluencia		420 Mpa (GRADO 60)
	Denominación		N° 13M @ 300 mm A.S.
Sistema de pernos	Dimensiones	Tamaño del Perno	7/8" X 4 3/16"
		Longitud Nominal	102 mm
		Diámetro Cabeza	34.90 mm
		Espesor de Cabeza	9.50 mm
		Diámetro Del Eje	22.20 mm
		Separación de los pernos	125. 00 mm

Nota: Datos técnicos de pantalla permanente. Fuente: Resultados mediante análisis (2020).

CAPÍTULO IV. DISCUSION Y CONCLUSIONES

4.1 Discusión

La presente investigación tuvo como objetivo principal diseñar la estabilidad de taludes con la técnica Soil Nailing en el tramo 27 + 145 al Km 27+255 en la zona Mollepata Pallasca. Con esta técnica avanzada de estabilización de taludes se buscó subsanar los problemas de esta zona crítica, como indica (Budania & Arora , 2016) , debido a que si resulta ser la más adecuada para este tipo de suelo limo-arcillosa; ya que el clavado del suelo es un elemento de refuerzo estructural instalado para estabilizar taludes en zonas críticas, los resultados en comparación con el autor reafirman que esta técnica es viable y de alta confiabilidad si el cálculo y el proceso constructivo son realizados correctamente.

La caracterización del macizo rocoso y el suelo que circundan la zona en el tramo 27 + 145 al Km 27+255 Mollepata Pallasca, las cuales se realizaron mediante una exhaustiva evaluación geomecánica y que está expuesta en las tablas resumen (ver tablas 26 a la 32) presentadas en los resultados, exponen que la zona de estudio es inestable, con una clase de RMR tipo 3, un RQD de calidad regular y un límite de plasticidad alto ($IP > 20$) ; al igual que (Sáenz, 2015), se consideraron las condiciones físico- mecánicas de los suelos y las rocas influenciadas principalmente por el tipo de suelo que presentan; así mismo al igual que el autor confirmamos la inestabilidad de los taludes en esta zona crítica después de culminar con la evaluación geomecánica; es por ello que también (Méndez, 2018) menciona que fue necesario realizar un nuevo perfilamiento de los taludes

buscando mejorar el factor de seguridad para posteriormente agregar el diseño de estabilidad mediante el empernado mediante la técnica Soil Nailing.

Para el cálculo del factor de seguridad mediante el uso del software Slide, Excel y las fórmulas propuestas según el método de Factor de carga y resistencia (LRFD) (Sheahan & Carton, 2003), en su investigación hacen referencia al desarrollo de varios paquetes de software para el diseño de la estabilidad de taludes con la técnica Soil Nailing; al igual que; (Cartaya, Mucuta y Watson, 2020) utilizaron para la modelación y cálculo el software Slide v.6.0; lo cual afirmamos con nuestra investigación que es el más indicado; según los valores obtenidos inicialmente del factor de seguridad están muy por debajo de 1.3 que es el valor límite de estabilidad para este tipo de trabajos. Estos resultados indican la necesidad de implementar medidas de estabilización, para lo cual se vio la necesidad del uso de esta nueva técnica muy poco usada en el país para este tipo de zonas críticas como la hemos expuesto. La técnica del Soil Nailing, asimismo, (Figueroa, Rodríguez, Zelada, 2011) describen y analizan las nuevas metodologías de diseño de retención de reciente aplicación como la descrita en el presente proyecto, el uso de estas estructuras de retención es indispensable para mantener los niveles de seguridad adecuados en la protección de cortes de excavaciones o bien la estabilización y protección de taludes en zonas de alto riesgo por deslizamientos.

Para la determinación de los beneficios de la utilización de la técnica Soil Nailing consideramos al igual que (Lazarte & Baecher, 2003), que con el tiempo ha aumentado la necesidad de su uso para suelos críticos como estructuras permanentes, considerablemente en aplicaciones de carreteras de difícil acceso,

esto debido a que cuenta con versatilidad de adaptación a las geometrías de los taludes. (Fernández & Guzmán, 2005) al igual que el presente proyecto de investigación, determinaron que la técnica del Soil Nailing constituye una herramienta segura y veloz para estabilizar en forma permanente el talud; se puede dar seguridad y tranquilidad ante el “riesgo de deslizamiento”, asumiendo además la estabilidad en taludes con cortes de excesiva pendiente. Asimismo, se determinó otro de sus grandes beneficios es que no necesita equipo excesivamente grande lo cual es ventajoso en lugares de difícil acceso y en consecuencia una relativa rapidez de instalación de Nails.

Para determinar los materiales óptimos a utilizar para la estabilización del tramo 27+145 al km 27+255 en la zona de Mollepata-Pallasca, de acuerdo con los parámetros que requiere la técnica, se coincide con lo investigado por (Fernández & Guzmán, 2005), que ante la inestabilidad de la zona de estudio, la solución de estabilización tipo Soil Nailing, suelo reforzado, en este caso mediante inclusiones consistentes en anclajes pasivos inyectados y hormigón proyectado, constituye una herramienta segura y veloz para estabilizar en forma permanente el talud; asimismo se llegó a determinar por (Fernández & Guzmán, 2005), que fue necesario el uso de Nails, malla de barras de acero corrugadas, anclajes autoperforantes con llenado de lechada, malla electrosoldada, soportes de fierro en el enmallado, anticorrosivos, lanzado de concreto y colocación de platinas y tuercas.

Las limitaciones de estudio en el presente trabajo giran en torno a la falta de fuentes bibliográficas referidas a sostenimiento aplicando la técnica Soil Nailing, añadido a esto, cabe resaltar que el procedimiento se vuelve más preciso al usar softwares

que están diseñados para este tipo de diseños como es el SNail, cuya limitación es el elevado costo que estos programas involucran.

Por otro lado, se recomienda a otros tesisistas profundizar la investigación de este tema, pero empleando perforaciones inclinadas en la cara del talud de interés, debido a que el terreno inestable y muchas veces no es conveniente realizar calicatas.

4.2 Conclusiones

De los resultados geológicos obtenidos mediante el trabajo de campo, en el tramo 27+145 al km 27+255, en la zona de Mollepata-Pallasca para el año 2020, se logró diseñar la estabilidad de taludes bajo la técnica de Soil Nailing mediante el método de factor de carga y resistencia (LFRD) para la zona correspondiente al tramo 27+160, siendo el método Soil Nailing el más efectivo, cumpliendo con las comparaciones que el método sugiere, además, arrojando un factor de seguridad de 2.6”. Con estos resultados se responde a la pregunta: ¿Cuál es el diseño de estabilidad de taludes para el tramo 27+145 al km 27+255 en la zona de Mollepata-Pallasca, 2020?. Por lo tanto, esta conclusión valida la hipótesis general que indica “El diseño de estabilidad de taludes en el tramo 27+145 al km 27+255 en la zona de Mollepata-Pallasca 2020, empleará el método Soil Nailing debido a que resultaría ser la más adecuada para dicha zona puesto que arrojaría un Factor de seguridad de 2.6.”

De los resultados obtenidos tras la evaluación geomecánica para la caracterización del macizo rocoso y el suelo que circunda la zona de Mollepata-Pallasca en el tramo 27+145 al km 27+255, 2020, se concluye que presenta de manera general, un RQD

de calidad de roca regular, calidad de roca tipo III según la clasificación de RMR, presentando dentro de su litología areniscas de grano fino con presencia de lutitas, y además, de los análisis de suelos, se determinó que la zona presenta arenas limo-arcillosas de bajo nivel de plasticidad, indicadores suficientes para llegar a la conclusión de que es un terreno inestable con necesidad de sostenimiento. Por tanto, esta conclusión valida la hipótesis que indica: “Las características del macizo rocoso analizadas en el tramo 27+145 al km 27+255 en la zona de Mollepata-Pallasca, 2020 arrojan resultados sobre un tipo de roca inestable con necesidad de sostenimiento y una calidad de roca baja o inexistentes, predominando materiales deslizables o zonas cuaternarias”.

Se concluye que el diseño del método Soil Nailing para la estabilización en la zona 27+160 tiene un factor de seguridad de 2.6 teniendo como cimiento de su construcción la aplicación del método de factor de carga y resistencia (LRFD) el programa Excel y Slide V 6.0. Por lo tanto, esta conclusión valida la hipótesis que indica: “El cálculo del factor de seguridad bajo la propuesta de aplicación del método Soil Nailing para la estabilización de taludes arrojó un factor de seguridad mayor a 1.3, factor de seguridad mínimo para este tipo de trabajos según la metodología de factor de carga y resistencia lo que permitió cortes más verticales en el tramo 27+145 al km 27+255 en la zona de Mollepata-Pallasca,2020”.

De los resultados obtenidos tras analizar las técnicas e instrumentos de análisis de datos, para la determinación de los beneficios de la utilización de la técnica Soil Nailing en el tramo 27+145 al km 27+255 en la zona de Mollepata-Pallasca,2020, concluimos que el uso de esta técnica resulta necesaria y beneficiosa como estructura permanente para suelos críticos como el de la zona de estudio, una zona

de difícil acceso y de alto grado de inestabilidad, asimismo se determinó que la técnica Soil Nailing cuenta con alto grado de versatilidad de adaptación a las geometrías de los taludes, constituye una herramienta segura y veloz para estabilizar en forma permanente el talud; asume además la estabilidad en taludes con cortes de excesiva pendiente y no necesita equipo excesivamente grande lo cual es ventajoso en lugares de difícil acceso, asimismo se concluye que posee una relativa rapidez de instalación de Nails. Por tanto, esta conclusión valida la hipótesis que indica: “La utilización de la técnica Soil Nailing en el tramo 27+145 al km 27+255 en la zona de Mollepata-Pallasca, 2020 presenta beneficios a corto y largo plazo, como la construcción de carreteras en zonas estrechas o con cortes demasiado verticales; así como la estabilización tanto dinámica como estática de estructuras, transitabilidad, más comercio, etc.”

La configuración del diseño para la estabilidad de taludes con la técnica de Soil Nailing en el tramo 27+145 al km 27+255, en la zona de Mollepata-Pallasca, se concluye que los materiales más óptimos a utilizar son : Nails N°8 de 510 mm de área de sección con una longitud de perforación de 12 metros en la mitad superior del muro y 9 en la mitad inferior del mismo, un diámetro de perforación de 80 mm de diámetro, con un ángulo respecto a la horizontal de 15° y una inyección de grout a gravedad; para la pantalla temporal se definió la utilización de : 100 mm de concreto lanzado con una resistencia a la compresión de 21 Mpa , malla de alambre electrosoldado de esfuerzo de fluencia de 420 Mpa de denominación 152x 152-MW19XMW19 además de 2 bastones N° 13M 420 Mpa (GRADO 60) , la placa de apoyo tendrá que llevar un sistema de 4 pernos 7/8" x 4 3/16", un esfuerzo de fluencia de 250 Mpa con una longitud de 225mm y espesor de 22mm, una tuerca

de acero de grado b de diámetro 1 5/16" y una arandela de acero de 60 mm; la pantalla permanente será configurada además con 180mm mínimos de concreto lanzado de 21 Mpa de resistencia, gozará de malla de barras de acero corrugadas de 420 Mpa de denominación N° 13M, los pernos serán de 7/8" x 4 3/16" con una separación de 125 mm entre ellas. ”. Por lo tanto, esta conclusión valida la hipótesis general que indica “Para el diseño de sostenimiento mediante la técnica Soil Nailing en el tramo 27+145 al km 27+255 en la zona de Mollepata-Pallasca,2020 los componentes necesarios para este proyecto en específico resultan ser anclajes autoperforantes con llenado de lechada, malla electrosoldada, soportes de fierro en el enmallado, anticorrosivos, lanzado de concreto y colocación de platinas y tuercas”.

REFERENCIAS

- Alpizar, A. (2012). Metodología de análisis de estabilidad de taludes para proyectos viales. *XI Congreso Nacional de Geotecnia. Vol. 11*, pp. 1-18.
- Arias Pineda, L (2014). Seguridad industrial en la estabilización de taludes por el método de SOIL NAILING según normas OSHA. [Tesis de título profesional]. Repositorio de Universidad de San Carlos de Guatemala. <http://www.repositorio.usac.edu.gt/1678/>.
- Arora, P., Budania, R. (2016). Soil Nailing for Slope Stabilization: An Overview. *International Journal of Engineering Science and Computing. Vol. 6, No. 12*, pp. 3877-3882.
- Baecher, G., Lazarte, C. (2003). LRFD for Soil Nailing Design and Specifications. *International Workshop on Limit State design in Geotechnical Engineering practice*.
- Baptista, M., Fernández, C. Hernández, R. (2014). *Metodología de la investigación 6ta Edición*. MCGRAW-HILL. <https://www.uca.ac.cr/wp-content/uploads/2017/10/Investigacion.pdf>.

Byrne, R., Cotton, D., Porterfield, J., Wolschlag, C., Ueblacker, G. (1998) “*FHWASA-96-069R, MANUAL FOR DESIGN CONSTRUCTION MONITORING OF SOIL NAIL WALLS*”. <https://trid.trb.org/view/697041>.

Castro Fresno, D (2010). Estudio y análisis de las membranas flexibles como elemento de soporte para la estabilización de taludes y laderas de suelos y/o materiales sueltos. [Tesis doctoral]. Repositorio de Universidad de Cantabria. <http://www.tesisenred.net/handle/10803/10712>.

Cartaya, M., Mucuta, H., Watson, R. (2020). Evaluación de estabilidad en taludes del yacimiento Castellano mediante el cálculo del factor de seguridad. *Minería y Geología*. Vol.36, No 4, pp. 441- 450.

Carlton, L., Sheahan, T. (2003). Simplified Trial Wedge Method for Soil Nailed Wall Analysis. *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*. 129(2), 117-124.

Díaz, A., Sobrecases, S., Valiente, R. (2015). Estabilidad de Taludes: Conceptos Básicos, Parámetros de Diseño y Métodos de Cálculo. *CIVILIZATE*. Vol. 7, pp. 50-54.

Fernández, J., Guzmán, A. (2005). Estabilización de deslizamientos en laderas con suelos residuales mediante Soil Nailing. Aplicación a un deslizamiento en concepción (Chile). *VI Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*.

Figueroa Díaz, G., Rodríguez Aguilar, F., Zelada Segundo, E. (2011). Análisis y diseño

de estructuras de retención de aplicación reciente en el salvador [Tesis de título

profesional]. Repositorio de Universidad del Salvador.

<http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/448/1/10136814.pdf>.

Gómez Morales, G. (2018). Análisis de riesgos por inestabilidad de taludes en la

subcuenca Río Canipaco, tramo distrito de Colca Provincia de Huancayo

Departamento de Junín. [Tesis para Maestría]. Repositorio de Universidad

Nacional Federico Villareal.

[http://repositorio.unfv.edu.pe/bitstream/handle/UNFV/2573/GOMEZ%20%20](http://repositorio.unfv.edu.pe/bitstream/handle/UNFV/2573/GOMEZ%20%20MORALES%20GUSTAVO%20FREDDYMAESTRIA.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

[20MORALES%20GUSTAVO%20FREDDYMAESTRIA.pdf?sequence=1&is](http://repositorio.unfv.edu.pe/bitstream/handle/UNFV/2573/GOMEZ%20%20MORALES%20GUSTAVO%20FREDDYMAESTRIA.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

[Allowed=y.](http://repositorio.unfv.edu.pe/bitstream/handle/UNFV/2573/GOMEZ%20%20MORALES%20GUSTAVO%20FREDDYMAESTRIA.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

Lazarte, C., Elías, R., Espinoza, D., Sabatini, P. (2003). *FHWA0-IF-03-017:*

GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 7, SOIL NAIL WALLS.

National Highway institute.

<https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/nhi14007.pdf>.

Oros, L. (2020). Estudio geológico-geotécnico para la estabilidad de taludes en el

Departamento de Potosí-Bolivia. *Revista Ingeniería. Vol. 2, No 3, pp. 85–96.*

Perri, G (2010). Taludes de corte estabilizados en Venezuela mediante pantallas de concreto proyectado ancladas Slope cuts stabilized with anchored shotcrete walls in Venezuela. *Centro Geotécnico Internacional*, pp. 1-14.

Quezada, L (2015). Estabilización de taludes con métodos de bioingeniería. *Sociedad mexicana de ingeniería geotécnica*, pp. 1-8.

Sáenz, E. (2015). Evaluación geotécnica de los taludes en el tramo de carretera el Gavilán –Chigden. *Universidad Nacional de Cajamarca*, pp. 1-6.

Sanhueza, C y Rodriguez, L. (2013). Análisis Comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales. *Revista de la Construcción*. Vol. 12, No. 1, pp.17-29.

Sosa Gutiérrez, E., Vílchez Dávila, R. (2017). Optimización del diseño de anclajes postensados aplicados a la ejecución de muros anclados en el proyecto Centro Comercial Plaza Surco. [Tesis de título profesional]. Repositorio de Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. <https://repositorioacademico.upc.edu.pe/handle/10757/621561>.

ANEXOS

Anexo 1.

Tabla 32

Análisis geomecánico por progresiva de Km 27 + 145 al Km 27 + 255.

ESTACIÓN N°	PROGRESIVA		LITOLOGÍA	VALOR RMR (CALIDAD DE LA ROCA)	FAMILIAS PRINCIPALES (DIP/DIP DIRECTION)
	INICIAL	FINAL			

Nota: Formato de tabla para el análisis geomecánico. Fuente: Datos de campo (2020).

Anexo 2.

CONDICION DE LA EXPOSICIÓN: FRESCA, DESCOMPUESTA, DESINTEGRADA

Tabla 33

Grado de resistencia y valoración en función a los golpes de picota.

Categoría	Calificación	Resistencia a la compresión	Equivalencia con golpes de picota	Valoración
R6	Roca muy resistente	>250 Mpa	Se astilla con golpes de picota	15
R5	Roca resistente	100 - 250 Mpa	Se rompe con varios golpes de picota	12
R4	Roca moderadamente resistente	50 - 100 Mpa	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	7
R3	Roca suave	25 - 50 Mpa	No se raya ni se desconcha con el cuchillo. Se rompe con un golpe fuerte del martillo	4
R2	Roca muy suave	5- 25 Mpa	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Adquiere marcas poco profundas con golpe de martillo.	2
R1	Roca extremadamente suave	1 - 5 Mpa	Deformable con golpes firmes con la punta del martillo	1

Nota: Formato de tabla para el grado de resistencia y valoración en función a los golpes de picota. Fuente: Mapa de clasificación geomecánica usada en campo (2020).

Anexo 3.

Tabla 34

Cálculo del RQD

Descripción del índice de calidad de roca	Valor del RQD (%)	Valoración
Muy pobre	0-25	3
Pobre	25-50	8
Regular	50-75	13
Buena	75-90	17
Excelente	90-100	20

Nota: Formato para el cálculo del RQD. Fuente: Mapa de clasificación geomecánica usada en campo (2020).

Anexo 4.

Tabla 35

Separación de las discontinuidades

Descripción	Espaciado de las juntas	Tipo de macizo rocoso	Valoración
Muy separadas	> 2 m	Solido	20
Separadas	0.6 - 2 m	Masivo	15
Moderadamente juntas	200 - 600 mm	En bloques	10
Juntas	60 - 200 mm	Fracturado	8
Muy juntas	< 60 mm	Machado	5

Nota: Formato para la valorización de separación de discontinuidades. Fuente: Mapa de clasificación geomecánica usada en campo (2020).

Anexo 5.

CONDICIONES DE LAS DISCONTINUIDADES

Tabla 36

Aberturas de las discontinuidades

Grado	Descripción	Separación de las caras	Valoración
1	Abierta	> 5 mm	0
2	Moderadamente abierta	1 - 5 mm	1
3	Cerrada	0.1 - 1 mm	4
4	Muy cerrada	< 0.1 mm	5
5	Ninguna	0	6

Nota: Formato para la toma de discontinuidades. Fuente: Mapa de clasificación geomecánica usada en campo (2020).

Anexo 6.

Tabla 37

Continuidad o persistencia de las discontinuidades

Grado	Descripción	Continuidad	Valoración
1	Muy baja	< 1 m	6
2	Baja	1-3 m	4
3	Media	3 - 10 m	2
4	Alta	10 - 20 m	1
5	Muy Alta	> 20 m	0

Nota: Formato para la toma de la persistencia de las discontinuidades. Fuente: Mapa de clasificación geomecánica usada en campo (2020).

Anexo 7.

Tabla 38

Rugosidad de las discontinuidades

Grado	Descripción	Valoración
1	Muy rugosa	6
2	Rugosa	5
3	Ligeramente rugosa	3
4	Lisa	1
5	Plana	0

Nota: Formato para la rugosidad de las discontinuidades. Fuente: Mapa de clasificación geomecánica usada en campo (2020).

Anexo 8.

Tabla 39

Relleno de las discontinuidades

Grado	Descripción	Valoración
1	Blando > 5 mm	0
2	Blando < 5 mm	1
3	Duro > 5 mm	2
4	Duro < 5 mm	4
5	Ninguno	6

Nota: Formato para el relleno de discontinuidades. Fuente: Mapa de clasificación geomecánica usada en campo (2020).

Anexo 9.

Tabla 40

Alteración de las discontinuidades

Grado	Descripción	Valoración
1	Descompuesta	0
2	Muy alterada	1
3	Moderadamente alterada	3
4	Ligeramente alterada	5
5	No alterada	6

Nota: Formato para la alteración de las discontinuidades. Fuente: Mapa de clasificación geomecánica usada en campo (2020).

Anexo 10.

Tabla 41

Presencia de agua subterránea

Grado	Descripción	Valoración
1	Flujo	0
2	Goteo	4
3	Mojado	7
4	Húmedo	10
5	Completamente seco	15

Nota: Formato para la valorización de la presencia de agua subterránea. Fuente: Mapa de clasificación geomecánica usada en campo (2020).

Anexo 11.

Tabla 42

Tabla de clasificación para la determinación de los buzamientos con respecto al efecto relativo con relación al eje de la obra

Dirección Perpendicular al Eje de la obra		Excav. Contra buzamiento		Dirección Paralelo al Eje de la obra		Buzamiento 0°-20° Cualquier dirección
Excav. Con buzamiento	Excav. Contra buzamiento	Excav. Contra buzamiento	Excav. Contra buzamiento	Excav. Con buzamiento	Excav. Con buzamiento	
Buz. 45° - 90°	Buz. 20° - 90°	Buz. 45° - 90°	Buz. 20° - 90°	Buz. 45° - 90°	Buz. 20° - 90°	
Muy favorable	Favorable	Medio	Desfavorable	Muy desfavorable	Medio	Desfavorable

Nota: Formato para la clasificación de los buzamientos en relación con el eje de obra. Fuente: Mapa de clasificación geomecánica usada en campo (2020).

Anexo 12.

Tabla 43

Valoración para Taludes

Calificativo	valoración
Muy favorable	0
Favorable	-5
Medio	-25
Desfavorable	-50
Muy desfavorable	-60

Nota: Formato para la valorización del talud. Fuente: Mapa de clasificación geomecánica usada en campo (2020).

Anexo 13.

Tabla 44

Valoración final del RMR

CLASE	CALIDAD	VALORACION RMR
I	Muy Buena	100-81
II	Buena	80-61
III	Media	60-41
IV	Mala	40-21
V	Muy mala	< 20

Nota: Formato para la valorización final del RMR de Bieniawski. Fuente: Mapa de clasificación geomecánica usada en campo (2020).

Anexo 14.

Tabla 45

Tabla resumen de análisis de suelos

Km/ Profundidad	Granulometría (tamizado)	Límites de consistencia (Pas N° 40)	Clasificación	DESCRIPCIÓN	HUMEDAD NATURAL (%)	PESO UNITARIO	PESO ESPECIFICO AGREGADO FINO	ENSAYOS QUÍMICOS (ppm)	PH	CORTE DIRECTO
2"										
3/4"										
3/8"										
N°4										
N°10										
N°40										
N°100										
N°200										
LL										
LP										
SUCS										
AASHTO										
						Peso unitario suelto (kg/m^3)				
						Peso unitario compactado (kg/m^3)				
							P.E.Bulk. Aparente (g/cm^3)			
								Sales totales		
								Cloruros		
								Sulfatos		
									Ccohesión (kg/cm^2)	
									Ángulo de fricción (°)	

Nota: Resultados del análisis del suelo en laboratorio. Fuente: Matriz de laboratorio (2020).

Anexo 15.

Tabla 46

Ficha de recolección de datos geométricos del talud

Tramo	Sección analizada	Altura del muro	Relación	Inclinación respecto a la vertical (°)	Inclinación superior respecto a la horizontal (°)	Unidad de peso (kg/m^3)	Característica predominante del suelo	Cohesión (kg/m^2)	Fricción (°)

Nota: Formato de ficha de recolección de datos geométricos del talud. Fuente: Libreta de recolección de datos usada en campo (2020).

Anexo 16.

Tabla 47

Evaluación de modos de falla en pantalla temporal

Modo de falla	Resistencia nominal en cabeza del Nail (KN)	Resistencia De diseño en cabeza del Nail (KN)
Flexión		
Punzonamiento		

Nota: Formato para la evaluación de modos de falla. Fuente: Resultado de análisis (2020).

Anexo 17.

Tabla 48

Evaluación de modos de falla en pantalla permanente

Modo de falla	Resistencia nominal en cabeza del Nail (KN)	Resistencia De diseño en cabeza del Nail (KN)
Flexión		
Punzonamiento		
Tensión en perno		

Nota: Formato para la evaluación de modos de falla. Fuente: Resultado de análisis (2020).

Anexo 18.

Tabla 49

Tabulación de fuerzas verticales en el sistema

N°	A (m ²)	W = JA
1		
2		
3		
4		
Σ		

Nota: Formato para la tabulación de fuerzas verticales. Fuente: Resultado de análisis (2020).

Anexo 19.

Tabla 50

Tabulación de fuerzas y momentos verticales

Elemento	Factor de carga, r	Fuerza (KN/m)	Fuerza facturada (KN/m)	Brazo (m)	Momento (KN.m/m)
1					
2					
E_{AV}					
Σ					

Nota: Formato para la tabulación de fuerzas y momentos verticales. Fuente: Resultado de análisis (2020).

Anexo 20.

Tabla 51

Tabulación de fuerzas y momentos horizontales

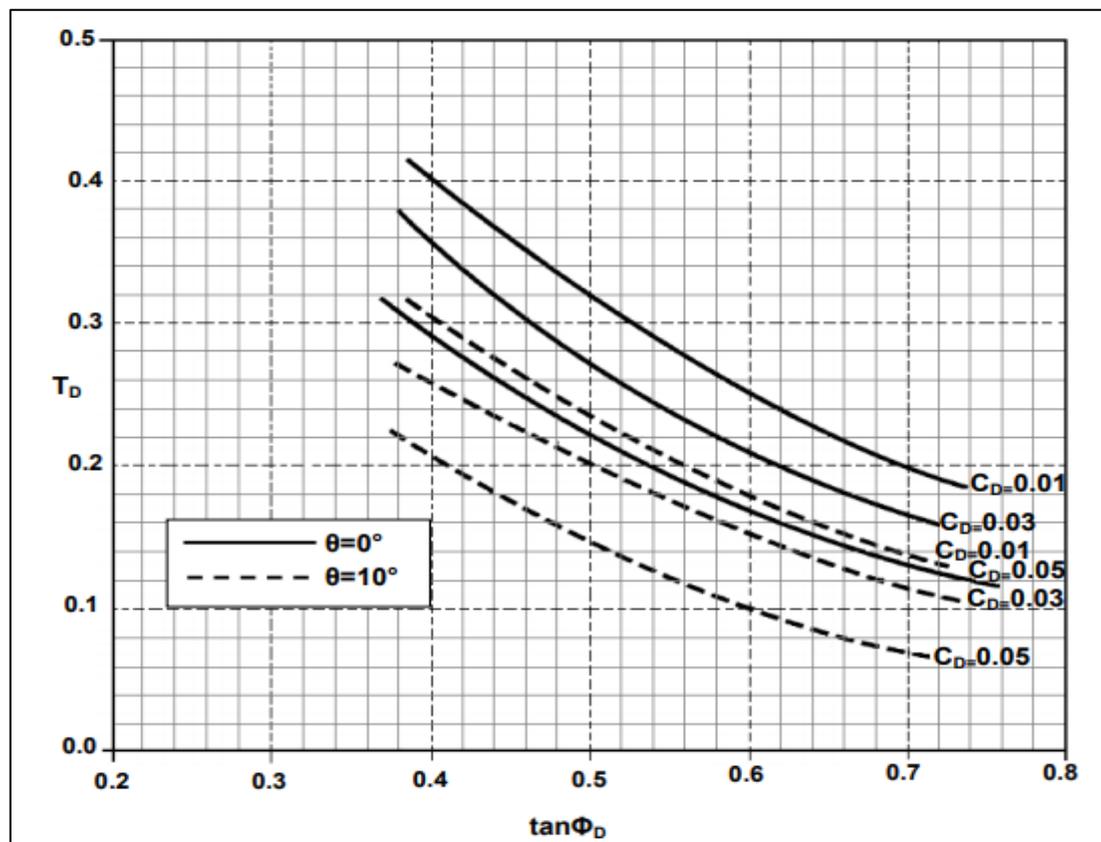
Elementos	r	Fuerza (KN/m)	Fuerza facturada (KN/m)	Brazo (m)	Momento (KN- m/m)
E_{AH}					

Nota: Formato para la tabulación de fuerzas y momentos horizontales. Fuente: Resultado de análisis (2020).

Anexo 21.

Figura 27

Carta para el cálculo del valor $\tan(\Phi_D)$ para $\beta=0$



Nota: Ábaco para el cálculo del valor de la tangente para $\beta=0$. Fuente: Byrne (1998).

Anexo 22.

Tabla 52

Propiedades de barras de refuerzo roscadas (ASTM A-615, GRADO 60 Y 75 (420 y 525 MPa))

Designación de barra		Diámetro Nominal		Área Nominal		Peso Unitario		Diámetro máximo con rosca		Esfuerzo de fluencia		Máxima carga axial	
SISTEMA INGÉS	SISTEMA MÉTRICO	in	mm	in ²	mm ²	Lb/ft	Kg/m	in	mm	Ksi	Mpa	kips	KN
6	19	0.750	19.1	0.44	284	1.50	2.24	0.86	21.8	60	414	26.4	118.0
										75	517	33.0	147.0
7	22	0.875	20.1	0.60	387	2.04	3.04	0.99	25.1	60	414	36.0	160.0
										75	517	45.0	200.0
8	25	1.000	21.1	0.79	510	2.67	3.98	1.12	28.4	60	414	47.4	211.0
										75	517	59.3	264.0
9	29	1.128	22.1	1.00	645	3.40	5.06	1.26	32	60	414	60.0	267.0
										75	517	75.0	334.0
10	32	1.270	23.1	1.27	819	4.30	6.41	1.43	36.3	60	414	76.2	339.0
										75	517	95.3	424.0
11	36	1.410	24.1	1.56	1006	5.31	7.91	1.61	40.9	60	414	93.6	417.0
										75	517	117.0	520.0
14	43	1.693	25.1	2.25	1452	7.65	11.39	1.86	47.2	60	414	135.0	601.0
										75	517	168.8	751.0

Nota: Propiedades de barras de refuerzo. Fuente: Lazarte & Elías (2003).

Anexo 23.

Tabla 53

Esfuerzo último de adherencia en suelos cohesivos

MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN	TIPO DE SUELO	<i>ESFUERZO UNITARIO ÚLTIMO DE ADHERENCIA KN/m² (PSI)</i>
Agujero abierto	Arcilla Rígida	40-60 (6.0 - 8.5)
	Limo Arcilloso rígido	40-100 (6.0 - 14.5)
	Arcilla arenosa rígida	100-200 (16.5 - 29)

Nota: Formato para la determinación del esfuerzo último de adherencia en suelos cohesivos

Fuente: Byrne (1998).

Anexo 24.

Tabla 54

Factores de resistencia del Nail (LRFD)

ELEMENTO	FACTOR DE RESISTENCIA (ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA)	FACTOR DE RESISTENCIA SISMICO
Resistencia en la cabeza	$\Phi_F = \text{anexo 5}$	<i>ver anexo 5</i>
Resistencia a la tensión del tendón	$\Phi_N = 0.90$	1.00
Resistencia a la extracción Suelo - Grout	$\Phi_Q = 0.70$	0.8
Cohesión del suelo	$\Phi_c = 0.90 (0.9^*)$	1.00 (1.0*)
Fricción del suelo	$\Phi_\phi = 0.75(0.65^*)$	1.00 (0.9*)

ELEMENTO	FACTOS DE RESISTENCIA (ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA)	FACTOR DE RESISTENCIA SISMICO
Cohesión del suelo-condición temporal	$\Phi_c = 1.0 (1.0^*)$	N/A
Fricción del suelo- condición temporal	$\Phi_\phi = 0.85 (0.75^*)$	N/A

Nota: Formato para la determinación de los factores de resistencia del Nail. Fuente: Byrne (1998).

Anexo 25.

Tabla 55

Factores de resistencia del Nail-LRFD

MODO DE FALLA	FACTOR DE RESISTENCIA (ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA)	FACTOR DE RESISTENCIA SISMICO
Flexión en la pantalla	$\phi_s = 0.90$	1.00
Punzonamiento en la pantalla	$\phi_f = 0.90$	1.00
Fractura por tensión de pernos		
• ASTM A 307 material del Perno	$\phi_t = 0.67$	1.00
• ASTM A 325 material del Perno	$\phi_t = 0.80$	

Nota: Formato para la determinación de los factores de resistencia del Nail- LRFD. Fuente: Byrne (1998).

Anexo 26.

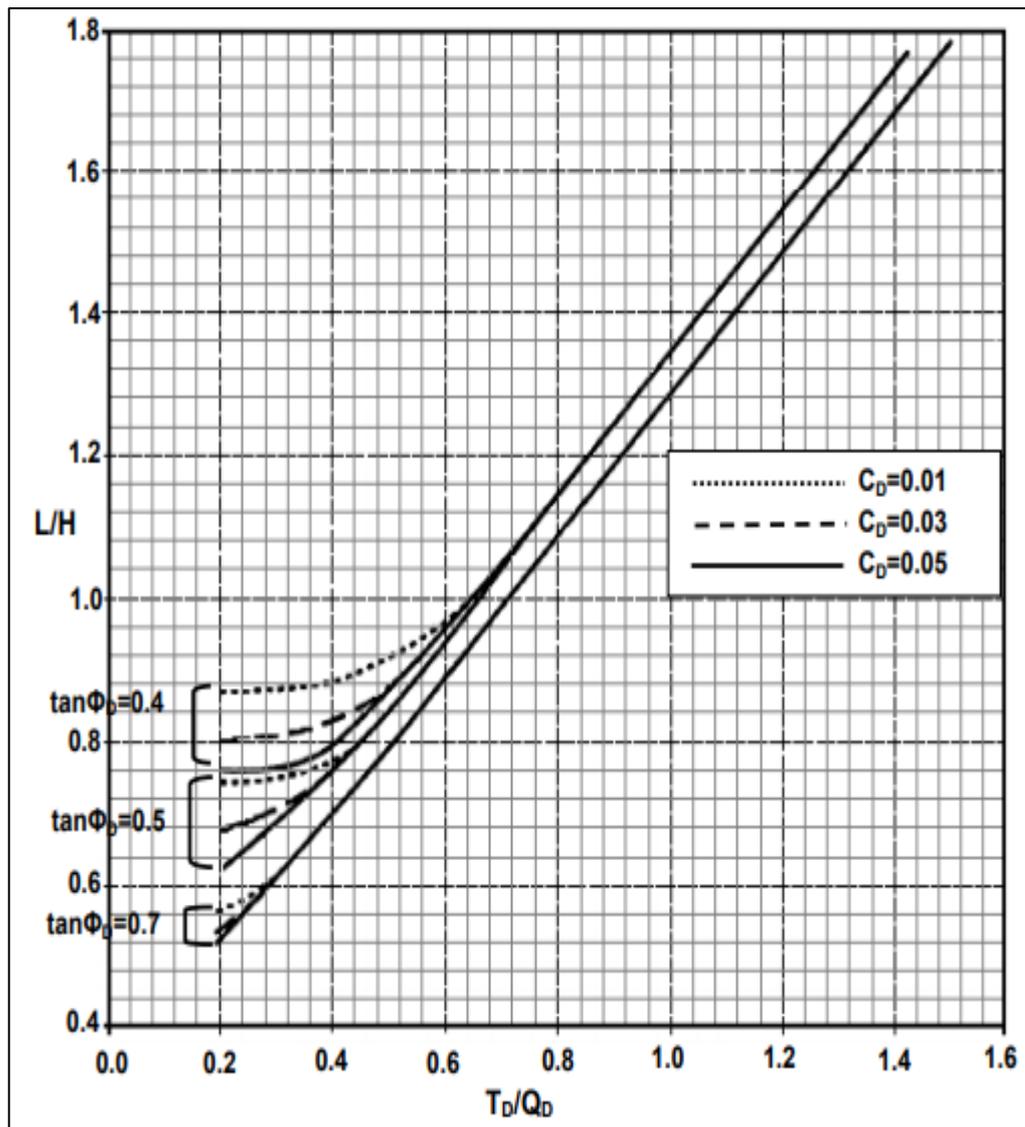


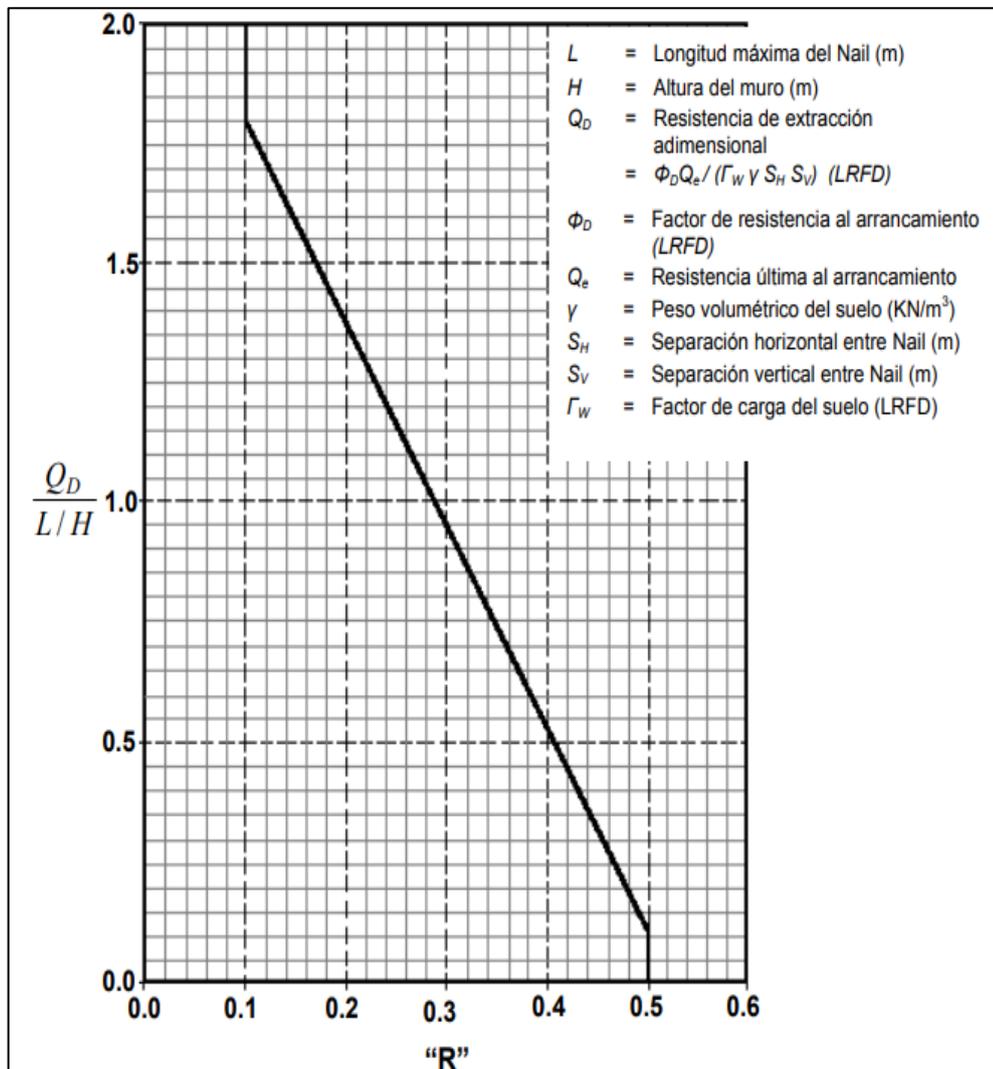
Figura 28. Ábaco para interpolación de $\tan(\phi)$

Fuente: Byrne, 1998

Anexo 27.

Figura 29

Ábaco para la interpolación de reducción de longitudes del Nail



Nota: Ábaco para la interpolación de reducción de longitudes del Nail Fuente: Byrne (1998).

Anexo 28.

Tabla 56

Propiedades de barras de refuerzo; ASTM a-615, grados 60 y 75 (420 Mpa y 525 Mpa)

DESIGNACIÓN DE MALLA		DIÁMETRO NOMINAL		AREA NOMINAL	
SISTEMA MÉTRICO	SISTEMA INLGÉS	in (pulgadas)	mm	(in ²)	(mm ²)
3	10	0.375	9.60	0.11	71.00
4	13	0.500	12.70	0.20	129.00
5	16	0.625	15.90	0.31	199.00
6	19	0.750	19.10	0.44	248.00
7	22	0.875	22.20	0.60	387.00
8	25	1.000	25.40	0.79	510.00
9	29	1.128	28.70	1.00	645.00
10	32	1.270	32.30	1.27	819.00
11	36	1.410	35.80	1.56	1006.00
14	43	1.693	42.00	2.25	1452.00
18	57	2.257	57.30	4.00	2581.00

Nota: Propiedades de barras de refuerzo. Fuente: Byrne (1998).

Anexo 29.

Tabla 57

Propiedades de malla de alambre electrosoldado liso

DESIGNACIÓN DE MALLA		ÁREA DE LA SECCIÓN		PESO POR UNIDAD DE ÁREA	
SISTEMA MÉTRICO ($mm \times mm - mm^2 \times mm^2$)	SISTEMA INGLÉS ($in \times in - in^2 \times in^2$)	SISTEMA MÉTRICO (mm^2/m)	SISTEMA INGLÉS (in^2/ft)	SISTEMA MÉTRICO (Kg/m^2)	SISTEMA INGLÉS (lb/m^2)
102x102-MW 9 x MW 9	4x4-W 1.4 x W 1.4 (10/10)	88.90	0.042	1.51	3.10
102x102-MW 13 x MW 13	4x4-W 2.0 x W 2.0 (8/8)	127.00	0.060	2.15	4.40
102x102-MW 19 x MW 19	4x4-W 2.9 x W 2.9 (6/6)	184.20	0.087	3.03	6.20
102x102-MW 26 x MW 26	4x4-W 4.0 x W 4.0 (4/4)	250.20	0.120	4.30	8.80
152x152-MW 9 x MW 9	6x6-W 1.4 x W 1.4 (10/10)	59.30	0.028	1.03	2.10
152x152-MW 13 x MW 13	6x6-W 2.0 x W 2.0 (8/8)	84.70	0.040	1.46	3.00
152x152-MW 19 x MW 19	6x6-W 2.9 x W 2.9 (6/6)	122.80	0.058	2.05	4.20
152x152-MW 26 x MW 26	4x4-W 4.0 x W 4.0 (4/4)	169.40	0.080	2.83	5.80

Nota: Tabla de propiedades de malla de alambre electrosoldado liso. Fuente: Byrne (1998).

Anexo 30.

Tabla 58

Propiedades de malla de alambre electrosoldado corrugado

DESIGNACIÓN DE MALLA		ÁREA DE LA SECCIÓN		PESO POR UNIDAD DE ÁREA	
SISTEMA MÉTRICO (mm x mm – mm ² x mm ²)	SISTEMA INGLÉS (in x in – in ² x in ²)	SISTEMA MÉTRICO (mm ² /m)	SISTEMA INGLÉS (in ² /ft ²)	SISTEMA MÉTRICO (Kg/m ²)	SISTEMA INGLÉS (lb/m ²)
152x152-MD 11.1 x MD 11.1	6x6-D 1.7 x D 1.7 (9/9)	75.80	0.036	1.20	2.46
152x152-MD 15.9 x MD 15.9	6x6-D 2.5 x D 2.5 (7/7)	108.00	0.051	1.68	3.44
152x152-MD 30.1 x MD 30.1	6x6-D 4.7 x D 4.7 (3/3)	201.30	0.095	3.19	6.54

Nota: Tabla de propiedades de malla de alambre electrosoldado corrugado. Fuente: Byrne (1998).

Anexo 31.

Tabla 59

Dimensiones de arandelas de acero según ASTM a 436 para barras grado 75

DIAMETRO NOMINAL DE LA BARRA	ÁNGULO DEL BISEL	DIAMETRO EXTERNO (B) (in)	DIAMETRO INTERNO (A) (in)	ESPESOR MÁXIMO (C)	ESPESOR MÍNIMO (D)
#6-3/4" (20mm)	9°	2" (50.8mm)	1" (25.4mm)	17/32" (13.5mm)	15/64" (6.1mm)
#7-7/8" (22mm)	9°	2" (50.8mm)	1-3/16" (30.2mm)	9/16" (14.3mm)	1/4" (6.4mm)
#8-1" (25mm)	15°	2-13/16" (71.4 mm)	1-5/16" (33.3mm)	1" (25mm)	5/16" (7.9mm)
#9-1-1/8" (28mm)	15°	2-13/16" (71.4 mm)	1-5/16" (33.3mm)	1" (25mm)	5/16" (7.9mm)
#10-1-1/4" (32mm)	15°	3-3/8" (85.7 mm)	1-9/16" (39.7mm)	1-15/64" (43.9mm)	3/8" (9.7mm)
#11-1-3/8" (35mm)	15°	3-1/2" (88.9 mm)	1-3/4" (44.5mm)	1-1/4" (31.8mm)	3/8" (9.7mm)

Nota: Tabla para las dimensiones de arandelas de acero según ASTM. Fuente: Byrne (1998).

Anexo 32.

Tabla 60

Dimensiones de tuercas hexagonales grado b según AASHT M 291 y ASTM a 563

TAMAÑO NOMINAL (mm)	F			C		H		
	ANCHO DESDE ARISTA (in)			ANCHO DESDE ESQUINAS (in)		ESPESOR (in)		
	BÁSICO	MÁXIMO	MÍNIMO	MÁXIMO	MÍNIMO	BÁSICO	MÁXIMO	MÍNIMO
3/8	9/16	0.562	0.551	0.650	0.628	21/64	0.337	0.320
1/2	3/4	0.750	0.736	0.866	0.840	7/16	0.448	0.427
5/8	15/16	0.938	0.922	1.083	1.051	35/64	0.559	0.535
3/4	1-1/8	1.125	1.088	1.299	1.240	41/64	0.665	0.617
7/8	1-5/16	1.312	1.269	1.516	1.447	3/4	0.776	0.724
1	1-1/2	1.500	1.450	1.732	1.653	55/64	0.887	0.831
1-1/8	1-11/16	1.688	1.631	1.949	1.859	31/32	0.999	0.939
1-1/4	1-7/8	1.875	1.812	2.165	2.066	1-1/16	1.094	1.030
1-3/8	2-1/16	2.062	1.994	2.382	2.273	1-11/64	1.206	1.138
1-1/2	2-1/4	2.250	2.175	2.598	2.480	1-9/32	1.317	1.245

Nota: Tabla de dimensiones de tuercas hexagonales. Fuente: Byrne (1998).

Anexo 33.

Tabla 61

Factores de presión recomendados para flexión (Cf)

ESPESOR NOMINAL DE LA PANTALLA (mm)	PANTALLA TEMPORAL	PANTALLA PERMANENTE
	FACTOR C_f	FACTOR C_f
100	2.0	1.0
120	1.7	1.0
150	1.5	1.0
200	1.0	1.0

Nota: Recomendaciones para los factores de presión. Fuente: Byrne (1998).

Anexo 34.

Tabla 62

Propiedades de pernos de acero

Tamaño de perno (in)	Longitud nominal		Diámetro de cabeza (Dcpe)		Diámetro del eje (Dcpe)		Espesor de la cabeza (Tcpe)	
	mm	in	mm	in	mm	in	mm	In
1/4 x 4 1/8	105	4.125	12.7	0.5	6.4	0.25	4.7	0.19
3/8 x 4 1/8	105	4.125	19.1	0.75	9.7	0.38	7.1	0.28

3/8 x 6 1/8	156	6.125	19.1	0.75	9.7	0.38	7.1	0.28
1/2 x 4 1/8	105	4.125	25.4	1.0	12.7	0.5	7.9	0.31
1/2 x 5 5/16	135	5.3125	25.4	1.0	12.7	0.5	7.9	0.31
1/2 x 6 1/8	156	6.125	25.4	1.0	12.7	0.5	7.9	0.31
5/8 x 6 9/16	162	7.875	31.8	1.3	15.9	0.625	7.9	0.31
3/4 x 3 11/16	89	15.5	31.8	1.3	19.1	0.75	9.5	0.38
3/4 x 4 3/16	106	4.1875	31.8	1.25	19.1	0.75	9.5	0.38
3/4 x 5 3/16	132	5.1875	31.8	1.25	19.1	0.75	9.5	0.38
3/4 x 6 3/16	157	6.1875	31.8	1.25	19.1	0.75	9.5	0.38
7/8 x 4 3/16	102	4.0	34.9	1.4	22.2	0.875	9.5	0.38
7/8 x 5 3/16	127	5.0	34.9	1.4	22.2	0.875	9.5	0.38
7/8 x 6 3/16	152	6.0	34.9	1.4	22.2	0.875	9.5	0.38

Nota: Tabla de propiedades de pernos de acero. Fuente: Byrne (2003).

Anexo 35.

Tabla 63

Factores de seguridad mínimos recomendados para muros anclados de concreto lanzado

MODO DE FALLA	COMPONENTES DE RESISTENCIA	SÍMBOLO	FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS RECOMENDADOS		
			CARGAS ESTATICAS		CARGAS SISMICAS (ESTRUCTURAS TEMPORALES Y PERMANENTES)
			ESTRUCTURA TEMPORAL	ESTRUCTURA PERMANENTE	
ESTABILIDAD EXTERNA	Estabilidad global (largo tiempo)	FSG	1.35	1.5	1.1

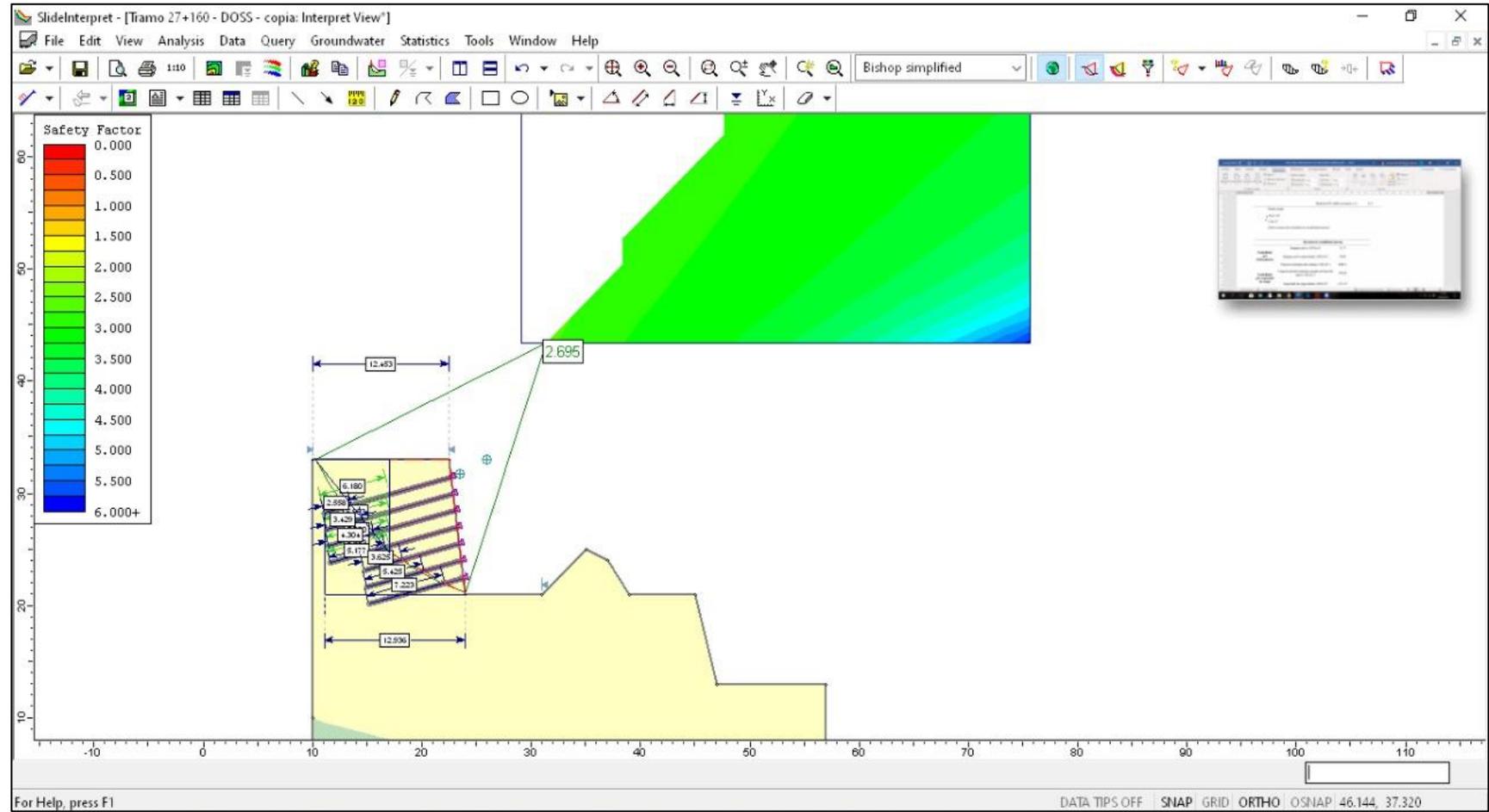
	Estabilidad global (excavación)	FSG		1.2-1.3		N. A
ESTABILIDAD INTERNA	Deslizamiento	FSSL	1.3		1.5	1.1
	Capacidad portante	FSH	2.5		3.0	2.3
	Resistencia al arrancamiento	FSP		2.0		1.5
	Resistencia a la tensión de la barra de anclaje	FST		1.8		1.35
RESISTENCIA DEL REVESTIMIENTO	Flexión del revestimiento	FSFF	1.35		1.5	1.1
	Corte por punzonamiento	FSFP	1.35		1.5	1.1
	Tensión del conector de contante ("headed-stud") (A307)	FSHT	1.8		2.0	1.5
	Tensión del clavo conector de cortante ("headed stud") (A325)	FSHT	1.5		1.7	1.3

Nota: Recomendación de Factores de seguridad mínimos para muros anclados de concreto lanzado. Fuente: Byrne (1998).

Anexo 36.

Figura 30

Simulación del corte del talud



Nota: Diseño del corte del talud mediante Slide. *Fuente:* Slide (2020).

Figura 31

Tramo 27+145 al km 27+255 de la zona de Mollepata-Pallasca



Nota: Toma de datos para el análisis geomecánico del Tramo 27+145 al km 27+255. Fuente: Foto de los investigadores de la tesis (2020).

Figura 32

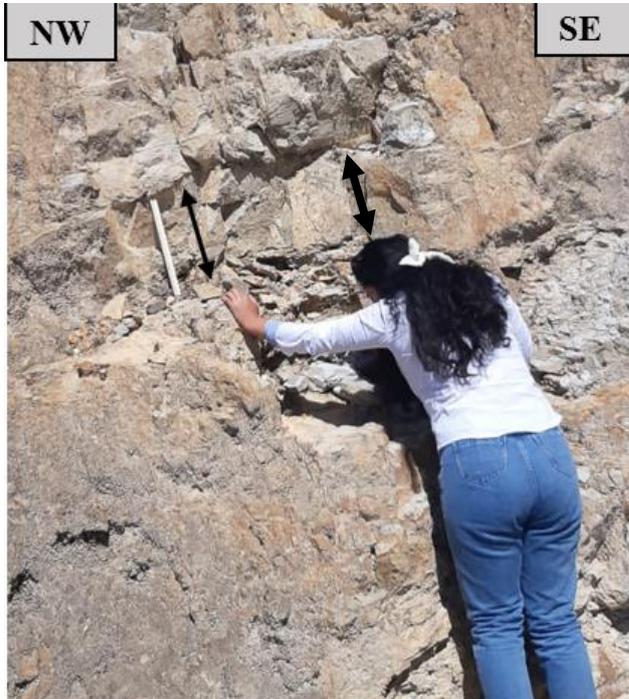
Resistencia a la compresión (la roca se rompe con más de un golpe de martillo)



Nota: Golpes con martillo para la determinación de la resistencia a la compresión en el Tramo 27+145 al km 27+255. Fuente: Foto de los investigadores de la tesis (2020).

Figura 33

Separación de las discontinuidades (200 -600 mm)



Nota: Toma de las medidas de separación de discontinuidades. Fuente: Foto de los investigadores de la tesis (2020).

Figura 34

Apertura de discontinuidades



Nota: Toma de la apertura de discontinuidades. Fuente: Foto de los investigadores de la tesis (2020).

Figura 35

Persistencia de las discontinuidades



Nota: Toma de la persistencia de discontinuidades. Fuente: Foto de los investigadores de la tesis (2020).

Figura 36

Rugosidad



Nota: Evidencia de la rugosidad en el tramo 27+145 al km 27+255. Fuente: Foto de los investigadores de la tesis (2020).

Figura 37

Relleno



Nota: Evidencia del relleno en el tramo 27+145 al km 27+255. Fuente: Foto de los investigadores de la tesis (2020).

Figura 38

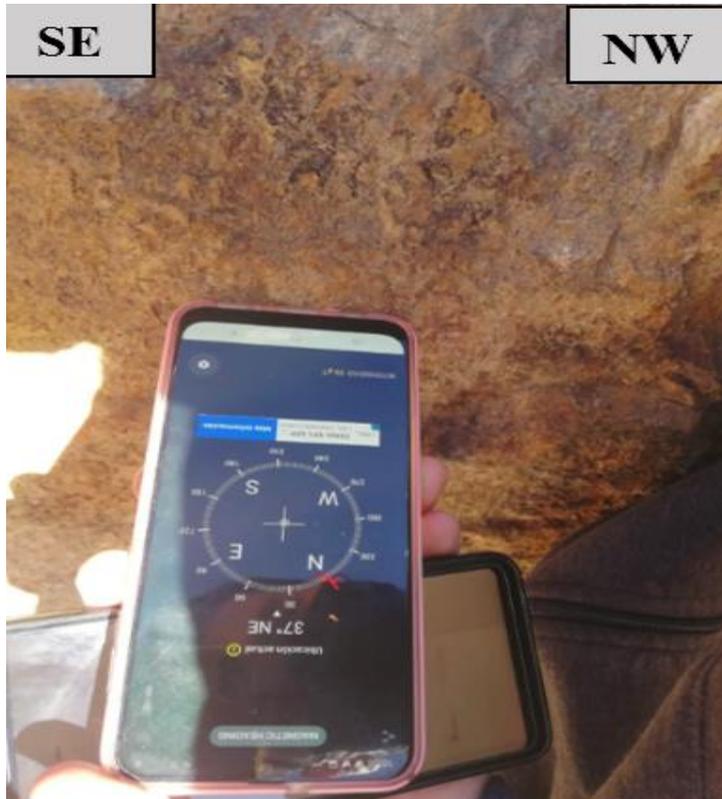
Alteración



Nota: Evidencia del tipo de alteración en el talud. Fuente: Foto de los investigadores de la tesis (2020).

Figura 39

Orientación respecto al eje de la obra



Nota: Toma de la orientación respecto al eje de la obra. Foto de los investigadores de la tesis (2020)