



Universidad de Valparaíso
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

Determinación de las Propiedades Físico-Mecánicas
del Maicillo y su Influencia en el Diseño de Taludes en
3 sectores aledaños a la Ciudad de Valparaíso.

Por

Karime Alejandra Nazer Flores

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en
Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

Profesor Guía: Néstor René Espinoza Guillén

Diciembre, 2022

Dedicado a ...

Mis padres, quienes son mi fuente de protección y amor, y gracias a su esfuerzo fue posible esta oportunidad de crecimiento personal y profesional.

Mi hermana, quien me brinda su cariño y me inspira a seguir adelante.

Mis abuelos que han sido mis segundos padres y un pilar fundamental para mi crecimiento personal.

A todo aquel que siempre creyó y confió en mí e hizo posible mi formación.

Nadie dijo que iba a ser fácil
Nadie dijo que no hay que luchar
Con esfuerzo solo se consigue
Que la vida vaya a prosperar
~ • Dread Mar I • ~

Agradecimientos

Cuando era pequeña siempre me ponía metas en el camino, por ejemplo, cuando iba en la escuela pensaba cómo sería pasar al Liceo, y cuando lo lograba, pensaba en cómo sería estar en la Universidad y ahora que estoy aquí, puedo decir que fue una muy linda experiencia de mucho aprendizaje, no tan sólo de conocimientos prácticos y teóricos, sino que pude conocer mis límites, me di cuenta que todo lo que algún día me dijeron mis padres era real, me di cuenta que yo puedo lograr grandes cosas si me lo propongo, y por eso y mucho más, me agradezco y me aplaudo, porque de pequeña siempre todo lo que me propuse lo logré, porque siempre he buscado y seguido mis sueños, porque a pesar de todo, fui capaz de seguir con la cabeza en alto y sin rendirme.

Me emociona llegar a esta instancia porque es un sueño hecho realidad. En algún momento fue una meta a largo plazo, y ahora, es un hecho.

Por eso agradezco a todos los que hicieron posible este sueño de poder estudiar, tanto a mi familia como a mis profesores, pero no sólo los de mi último proceso formativo, sino que desde mis inicios, desde el jardín hasta la universidad, creo que todos fueron un pilar fundamental; de cada uno de ellos aprendí algo diferente, y no me refiero a la materia del ramo propiamente tal, sino que, aprendí a perseguir mis sueños, a que cada esfuerzo tiene su recompensa, a que la perseverancia me llevaría lejos, a que la disciplina no mató a nadie, a que debo valorar cada segundo de mi vida.

Agradezco a mi familia que siempre estuvo presente en todo este proceso con una palabra de aliento cuando estaba a punto de rendirme, para darme un consejo o tan sólo un abrazo. Les agradezco porque gracias a su esfuerzo puedo estar donde estoy y ser quien soy, les estaré eternamente agradecida por eso y mucho más, todo lo que he logrado, lo hago por mí y para ustedes.

Doy gracias a Dios por haber puesto en mi camino a todas las personas que conocí, entre ellas a mi actual compañero de vida, mi pareja. Nos conocimos hace 7 años atrás, fuimos creciendo y aprendiendo juntos, nos apoyamos, respetamos y cuidamos el uno al otro, siempre ha estado cuando lo necesito, asique no puedo estar más feliz.

Agradezco a mi profesor guía, a quien estimo y admiro mucho, me ha abierto las puertas a un mundo increíble, desde que lo conozco ha sido una gran persona conmigo. Le agradezco porque cuando estuve mal, puso su mano en mi hombro diciendo que todo estaría bien, que no me preocupara, me brindó tranquilidad y confianza en los momentos más difíciles, y eso lo valoro mucho. Me gusta escuchar sus historias, sus anécdotas y reír por tardes enteras. Por eso y mucho más, le agradezco profesor René, usted se ha vuelto parte de mi familia.

No puedo dejar fuera a mis amigos, porque si todo fuera trabajo y estudio, hubiera sido un desastre. Les agradezco por brindarme tan lindos momentos de risas y distracción, palabras de aliento, abrazos, consejos, y mucho más.

No puedo decir que no me costó, pero si puedo decir, que gracias al esfuerzo y perseverancia lo logré y hoy soy, Ingeniero Civil.

Muchas gracias a todos...

Resumen

Las propiedades de los suelos residuales no sólo varían de una región a otra, sino también dentro de la misma región debido a cambios locales en cada sector, por lo que el proceso de formación de un perfil también varía, generando cambios en sus propiedades y características, ya sean químicas, físicas o mecánicas.

Por lo tanto, el objetivo general de este estudio es determinar las propiedades físico-mecánicas de un suelo residual como el maicillo, con muestras de tres sectores aledaños a la ciudad de Valparaíso, a través de ensayos de laboratorio y un análisis probabilístico, con el fin de determinar la estabilidad de los taludes existentes en cada sector.

Es importante tener en cuenta que las pruebas de laboratorio no son totalmente representativas a la hora de realizar un estudio de mecánica de suelos, debido a las limitaciones físicas del equipo, que provocan alteraciones estructurales del suelo durante el muestreo, lo que también ocurre en muestras inalteradas. Por lo tanto, las pruebas de laboratorio no son totalmente representativas del suelo *in situ*.

Debido a esto, con el paso del tiempo, se requirieron avances tecnológicos para generar una mayor representatividad de los resultados de laboratorio, uno de ellos fue el back-análisis.

Por lo tanto, en este trabajo, se realizarán comparaciones entre los sectores estudiados, donde las zonas críticas de concentraciones de esfuerzo cortante se determinarán por métodos numéricos, utilizando el programa RS2. Además, los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio se calibrarán utilizando Slide2, donde se realizará un back-analysis para obtener los parámetros de resistencia al suelo de cada sector, ya sea cohesión y ángulo de fricción interna.

Con las diversas pruebas realizadas, se determinó que los tres sectores estudiados fueron clasificados en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos como suelos granulares con finos de baja plasticidad, donde los sectores El Pangal y Camino La Quebrada tienen un porcentaje de finos que pasa malla #200 de 10,3 y 48, 8%, respectivamente, por lo que se espera que El Pangal tenga un índice de plasticidad menor que Camino La Quebrada. Pero, cuando se realizaron las pruebas de laboratorio, se obtuvo un resultado totalmente diferente a los esperados, por lo tanto, se realizó una caracterización mineralógica para identificar los minerales presentes en las arcillas a través de pruebas de fluorescencia y difracción de rayos X, con el fin de determinar la causa del comportamiento descrito anteriormente, donde se determinaron minerales del grupo silicato pertenecientes a los feldespatos, donde se encontraron óxido de silicio, óxido de aluminio y algunos feldespatos alcalinos como albita y anortita correspondientes a aluminosilicatos de sodio y calcio, respectivamente, que ayudan a la estabilidad del talud, ya que presentan afinidad con el agua generando cohesión entre las partículas.

Índice general

Capítulo I – Antecedentes generales	13
1.1 Introducción.....	13
1.2 Planteamiento del problema.....	14
1.3 Objetivos	15
1.3.1 Objetivo general.....	15
1.3.2 Objetivos específicos	15
1.4 Resultados esperados	16
1.5 Alcances del estudio.....	16
Capítulo II – Marco teórico.....	17
2.1 Antecedentes geológicos	17
2.1.1 Descripción de la zona	17
2.1.2 Descripción de los sectores.....	19
2.2 Ciclo de las rocas y origen del suelo	25
2.3 Formación de los suelos residuales	25
2.4 Propiedades físicas y mecánicas de los suelos	27
2.4.1 Propiedades físicas.....	27
2.4.1.1 Peso específico.....	27
2.4.1.2 Humedad natural.....	27
2.4.1.3 Tamaño de partícula.....	27
2.4.1.4 Forma de partícula	28
2.4.2 Propiedades mecánicas	29
2.4.2.1 Resistencia al corte	29
2.5 Caracterización Mineralógica.....	36
2.5.1 Minerales de arcilla	37
2.5.1.1 Métodos para el análisis de la composición	38
2.6 Estabilidad de taludes.....	40
2.6.1 Análisis de estabilidad.....	40
2.6.1.1 Método determinístico	41
2.6.1.2 Método probabilístico	41
2.6.2 Selección del método de análisis.....	41
2.6.3 Back-analysis (Análisis inverso o retrospectivo).....	43
Capítulo III – Marco metodológico.....	45
3.1 Generalidades	45
3.1.1 Tipo de investigación.....	45
3.2 Diseño metodológico	46
Capítulo IV – Trabajo de terreno.....	47

Capítulo V – Ensayos de laboratorio	49
5.1 Caracterización física.....	49
5.1.1 Densidad de partículas sólidas.....	49
5.1.2 Análisis granulométrico	50
5.1.3 Humedad.....	51
5.2 Caracterización mecánica.....	51
5.2.1 Límites de Atterberg.....	51
5.2.2 Corte Directo.....	52
5.3 Caracterización química – Mineralógica.....	52
5.3.1 Fluorescencia de rayos X (FRX).....	52
5.3.2 Difracción de rayos X (DRX).....	53
Capítulo VI – Presentación e interpretación de resultados	55
6.1 Densidad de partículas sólidas.....	55
6.2 Análisis granulométrico.....	55
6.3 Humedad natural	56
6.4 Límites de consistencia.....	57
6.5 Clasificación de los suelos	59
6.6 Corte Directo (CD).....	61
6.6.1 El Pangal	62
6.6.2 Camino La Quebrada.....	66
6.6.3 Cuncumén	70
Comentarios – Caracterización Física y Mecánica:.....	73
6.7 Fluorescencia de rayos X (FRX)	75
6.8 Difracción de rayos X (DRX)	79
Comentarios – Caracterización mineralógica:.....	82
Capítulo VII – Back-Analysis.....	85
7.1 El Pangal.....	86
7.2 Camino La Quebrada.....	91
7.3 Cuncumén.....	95
Comentarios – Análisis de estabilidad de taludes con Slide2:.....	99
Capítulo VIII – Análisis de esfuerzos y deformaciones.	101
8.1 El Pangal.....	103
8.2 Camino La Quebrada.....	105
8.3 Cuncumén.....	107
Comentarios – Análisis de esfuerzos y deformaciones utilizando RS2:.....	109
Capítulo IX – Catálogo: Diseño de taludes.....	110
Capítulo X – Conclusiones	115

Capítulo XI – Referencias.....	118
Anexos	120
Anexo A – Resultados de ensayo de corte directo.	120
Anexo B – Difractogramas obtenidos en el ensayo de difracción de rayos X (DRX).	123
Anexo C – Resultados de ensayo de corte directo del sector de Cuncumén, “Kuadrante Ingeniería”	126

Índice de figuras

Figura 1.1 - Talud de suelo residual ubicado en a) Canela baja, IV Región y b) Villa Alemana, V Región.....	13
Figura 2.1 - Mapa de Chile destacando a la Región de Valparaíso.....	17
Figura 2.2 - Mapa geológico, Comuna de Valparaíso (Sernageomin).....	18
Figura 2.3 - Ubicación del sector de estudio – El Pangal, Limache.....	19
Figura 2.4 - Mapa geológico del sector de estudio – El Pangal, Limache.....	20
Figura 2.5 - Ubicación sector de estudio – Camino La Quebrada, Puchuncaví.....	21
Figura 2.6 - Mapa geológico del sector de estudio – Camino La Quebrada, Puchuncaví.....	22
Figura 2.7 - Ubicación sector de estudio – Cuncumén, San Antonio.....	23
Figura 2.8 - Mapa geológico del sector de estudio – Cuncumén, San Antonio.....	24
Figura 2.9 - Diagrama esquemático del típico perfil de suelo residual.....	26
Figura 2.10 - Forma de las partículas voluminosas.....	29
Figura 2.11 - Envoltorio de falla y criterio de rotura de Mohr-Coulomb.....	31
Figura 2.12 - Diagrama de un arreglo de prueba de corte directo.....	33
Figura 2.13 - Equipo de prueba de corte directo.....	34
Figura 2.14 - Series de reacción de Bowen.....	36
Figura 2.15 - Microfotografía electrónica de una caolinita bien cristalizada de St. Austell, Cornwall, Inglaterra.....	37
Figura 2.16 - Microfotografía electrónica de illita de Morris, Illinois.....	38
Figura 2.17 - Microfotografía electrónica montmorillonita (bentonita).....	38
Figura 2.18 - Falla de talud.....	40
Figura 2.19 - Gráfico de dispersión – Cohesión v/s ángulo de fricción.....	44
Figura 2.20 - Gráfico de dispersión con valores de cohesión y ángulo de fricción que satisfacen $FS=1$	44
Figura 4.1 - Talud sector de estudio – El Pangal.....	47
Figura 4.2 - Talud del sector de estudio – Camino La Quebrada.....	47
Figura 4.3 - Talud del sector de estudio – Cuncumén.....	48
Figura 5.1 - Determinación de la gravedad específica mediante picnómetro.....	49
Figura 5.2 - Tamices para realizar ensayo de granulometría.....	50
Figura 5.3 - Ensayo: Límites de consistencia.....	51
Figura 5.4 - Ensayo: Corte directo.....	52

Figura 5.5 - Muestras de El Pangal, Camino La Quebrada y Cuncumén, respectivamente, para análisis FRX.....	53
Figura 5.6 - Dirección de rayos X.....	54
Figura 6.1 - Distribución granulométrica.....	56
Figura 6.2 - Curva de flujo para la determinación del límite líquido.....	57
Figura 6.3 - Carta de plasticidad.....	58
Figura 6.4 - Carta de plasticidad de los sectores de estudio.....	59
Figura 6.5 - Ensayo de corte directo en arenas sueltas, medias y densas.....	61
Figura 6.6 - Esfuerzo de corte v/s deformación horizontal, El Pangal.....	62
Figura 6.7 - Envolvente de falla de Mohr-Coulomb, El Pangal.....	63
Figura 6.8 - Análisis de cambio volumétrico de la muestra durante el ensayo, El Pangal.....	64
Figura 6.9 - Razón de vacíos v/s deformación horizontal, El Pangal.....	65
Figura 6.10 - Esfuerzo de corte v/s deformación horizontal, Camino La Quebrada.....	66
Figura 6.11 - Envolvente de falla de Mohr-Coulomb, Camino La Quebrada.....	67
Figura 6.12 - Análisis de cambio volumétrico durante el ensayo, Camino La Quebrada.....	68
Figura 6.13 - Razón de vacíos v/s deformación horizontal, Camino La Quebrada.....	69
Figura 6.14 - Esfuerzo de corte v/s deformación horizontal, Cuncumén.....	70
Figura 6.15 - Envolvente de falla de Mohr-Coulomb, Cuncumén.....	71
Figura 6.16 - Análisis de cambio volumétrico durante el ensayo, Cuncumén.....	72
Figura 6.17 - Razón de vacíos v/s deformación horizontal, Cuncumén.....	72
Figura 6.18 - Análisis cuantitativo de FRX, El Pangal.....	76
Figura 6.19 - Análisis cuantitativo de FRX, Camino La Quebrada.....	76
Figura 6.20 - Análisis cuantitativo de FRX, Cuncumén.....	77
Figura 6.21 - Comparación cuantitativa de la 2 ^{da} medición de cada sector de estudio.....	77
Figura 6.22 - Meteorización de la roca perteneciente al talud del sector Camino La Quebrada.....	83
Figura 7.1 - Sección de cálculo El Pangal – Método de Morgenstern-Price con sismo.....	87
Figura 7.2 - Factor de seguridad correspondiente a la falla del talud del sector El Pangal.....	88
Figura 7.3 - Dispersión de valores relacionados a los parámetros resistentes del suelo, obtenidos en el análisis probabilístico del sector El Pangal.....	89
Figura 7.4 - Análisis de sensibilidad del factor de seguridad respecto a la cohesión y el ángulo de fricción del sector El Pangal.....	90
Figura 7.5 - Sección de cálculo Camino La Quebrada – Método de Morgenstern-Price con sismo.....	91

Figura 7.6 - Factor de seguridad correspondiente a la falla del talud del sector Camino La Quebrada.....	92
Figura 7.7 - Dispersión de valores relacionados a los parámetros resistentes del suelo, obtenidos en el análisis probabilístico del sector Camino La Quebrada.....	93
Figura 7.8 - Análisis de sensibilidad del factor de seguridad respecto a la cohesión y el ángulo de fricción del sector Camino La Quebrada.....	94
Figura 7.9 - Sección de cálculo Cuncumén – Método de Morgenstern-Price con sismo.....	95
Figura 7.10 - Factor de seguridad correspondiente a la falla del talud del sector Cuncumén.....	96
Figura 7.11 - Dispersión de valores relacionados a los parámetros resistentes del suelo, obtenidos en el análisis probabilístico del sector Cuncumén.....	97
Figura 7.12 - Análisis de sensibilidad del factor de seguridad respecto a la cohesión y el ángulo de fricción del sector Cuncumén.....	98
Figura 8.1 - Sección de cálculo con sismo.....	101
Figura 8.2 - Estabilidad global del talud del sector El Pangal, considerando los efectos de un sismo y el peso propio de los materiales.....	103
Figura 8.3 - Análisis de desplazamientos horizontal del sector El Pangal.....	104
Figura 8.4 - Estabilidad global del talud del sector Camino La Quebrada, considerando los efectos de un sismo y el peso propio de los materiales.....	105
Figura 8.5 - Análisis de desplazamientos horizontal del sector Camino La Quebrada.....	106
Figura 8.6 - Estabilidad global del talud del sector Cuncumén, considerando los efectos de un sismo y el peso propio de los materiales.....	107
Figura 8.7 - Análisis de desplazamientos horizontal del sector Cuncumén.....	108

Índice de tablas

Tabla 2.1 - Coordenadas del sector de estudio – El Pangal, Limache.....	19
Tabla 2.2 - Coordenadas del sector de estudio – Camino La Quebrada, Puchuncaví.....	21
Tabla 2.3 - Coordenadas del sector de estudio – Cuncumén, San Antonio.....	23
Tabla 2.4 - Condiciones de equilibrio límite que satisfacen los métodos de equilibrio límite.....	42
Tabla 5.1 - Ensayos de laboratorio para determinar las propiedades físicas con sus respectivas normas.....	49
Tabla 5.2 - Ensayos de laboratorio para determinar las propiedades mecánicas con sus respectivas normas.....	51
Tabla 5.3 - Ensayos de laboratorio para identificar los minerales presentes en las muestras.....	52
Tabla 6.1 - Gravedad específica de los suelos.....	55
Tabla 6.2 - Granulometría sectores de estudio.....	55
Tabla 6.3 - Determinación del contenido de humedad.....	56
Tabla 6.4 - Límites de Atterberg para los diferentes sectores de estudio.....	57
Tabla 6.5 - Resumen tabla de clasificación.....	60
Tabla 6.6 - Valores de tensión peak y residual para diferenes esfuerzos normales, El Pangal.....	62
Tabla 6.7 - Cohesión y ángulo de fricción interna, El Pangal.....	63
Tabla 6.8 - Valores de tensión peak y residual para diferenes esfuerzos normales, Camino La Quebrada.....	67
Tabla 6.9 - Cohesión y ángulo de fricción interna, Camino La Quebrada.....	67
Tabla 6.10 - Valores de tensión peak y residual para diferenes esfuerzos normales, Cuncumén.....	70
Tabla 6.11 - Cohesión y ángulo de fricción interna, Cuncumén.....	71
Tabla 6.12 - Tabla de resumen de cohesión y ángulo de fricción interna de los sectores de estudio..	73
Tabla 6.13 - Análisis cuantitativo de FRX.....	75
Tabla 6.14 - Análisis cualitativo mediante difracción de rayos X, El Pangal.....	79
Tabla 6.15 - Análisis cuantitativo mediante difracción de rayos X, El Pangal.....	80
Tabla 6.16 - Análisis cualitativo mediante difracción de rayos X, Camino La Quebrada.....	80
Tabla 6.17 - Análisis cuantitativo mediante difracción de rayos X, Camino La Quebrada.....	81
Tabla 6.18 - Análisis cualitativo mediante difracción de rayos X, Cuncumén.....	81
Tabla 6.19 - Análisis cuantitativo mediante difracción de rayos X, Cuncumén.....	82
Tabla 7.1 - Peso unitario, cohesión y ángulo de fricción interna, El Pangal.....	86
Tabla 7.2 - Peso unitario, cohesión y ángulo de fricción interna, Camino La Quebrada.....	91
Tabla 7.3 - Peso unitario, cohesión y ángulo de fricción interna, Cuncumén.....	95

Tabla 7.4 - Cohesión y ángulo de fricción interna, considerando el 70 y 20% de los valores de laboratorio.....	99
Tabla 7.5 - Cohesión y ángulo de fricción interna, considerando valores de laboratorio.....	99
Tabla 9.1 – Parámetros de resistencia.....	111
Tabla 9.2 - Factor de seguridad, probabilidad de falla para caso estático y sísmico para diferentes alturas y pendientes, considerando un ancho y alto de banco de 0,5 [m] y 2,0 [m], respectivamente.....	111
Tabla 9.3 - Factor de seguridad, probabilidad de falla para caso estático y sísmico para diferentes alturas y pendientes, considerando un ancho y alto de banco de 2,0 [m] y 2,5 [m], respectivamente	112
Tabla 9.4 – Parámetros de resistencia.....	112
Tabla 9.5 - Factor de seguridad, probabilidad de falla para caso estático y sísmico para diferentes alturas y pendientes, considerando un ancho y alto de banco de 0,5 [m] y 2,0 [m], respectivamente.....	112
Tabla 9.6 - Factor de seguridad, probabilidad de falla para caso estático y sísmico para diferentes alturas y pendientes, considerando un ancho y alto de banco de 2,0 [m] y 2,5 [m], respectivamente	113
Tabla 9.7 – Parámetros de resistencia.....	113
Tabla 9.8 - Factor de seguridad, probabilidad de falla para caso estático y sísmico para diferentes alturas y pendientes, considerando un ancho y alto de banco de 0,5 [m] y 2,0 [m], respectivamente.....	113
Tabla 9.9 - Factor de seguridad, probabilidad de falla para caso estático y sísmico para diferentes alturas y pendientes, considerando un ancho y alto de banco de 2,0 [m] y 2,5 [m], respectivamente	114

Capítulo I – Antecedentes generales

1.1 Introducción

Para estudiar un material complejo como el suelo (con diferentes tamaños, formas de partículas y composición mineralógica) es necesario seguir una metodología con definiciones y sistemas de evaluación de propiedades, que constituya un aporte al conocimiento de estos materiales [1], lo que se hace aún más importante en el caso de un suelo residual formado *in situ* por la fracturación y descomposición química del basamento rocoso.

Un suelo residual es aparentemente un material similar a un suelo transportado, con la gran diferencia que se ha formado por la meteorización y descomposición de la roca *in situ* o de bloques de roca que no han sido transportados en ningún momento de su historia geológica [2] [3].

En Chile, el suelo residual más común y abundante es el maicillo producto de la meteorización de rocas granitoides o ígneas intrusivas del batolito costero, que presenta una extensión importante a lo largo de la Cordillera de la Costa, desde Valparaíso hasta la Cordillera de Nahuelbuta [4] [5].

Las propiedades de los suelos residuales varían no sólo de una región a otra, sino también dentro de una misma región debido a los cambios locales de las condiciones meteorológicas que pueden variar desde climas templados húmedos hasta climas fríos húmedos, por lo que el proceso de formación de un perfil de este tipo de suelo es extremadamente complejo, a veces muy difícil de entender, lo que impide generalizar su comportamiento [2], lo que lleva a variaciones importantes no solo en sus propiedades y características, sino que también en su respuesta esfuerzo-deformación.

La comuna de Valparaíso en su mayoría está situada sobre unidades geológicas graníticas de edad jurásica presentando diferentes grados de alteración, proceso que induce también diferentes tipos de suelos residuales.

En este sector, tanto la meteorización física como química se manifiestan de manera importante dadas las condiciones geomorfológicas y climáticas presentes [6], [7], donde muchos factores favorecen la alta presencia de alteración arcillosa por descomposición de los feldespatos, conocida comúnmente como “maicillo” [8]. En la Figura 1.1 se observan dos taludes ubicados en diferentes regiones, donde el talud mostrado en a) y b) se ubican en la IV y V Región, respectivamente.



Figura 1.1 - Talud de suelo residual ubicado en a) Canela baja, IV Región y b) Villa Alemana, V Región.
Fuente: Elaboración propia.

En la actualidad existen teorías y criterios de diseño geotécnico que podrían no ser completamente válidos para el caso de suelos residuales, dado que existen diferencias en las propiedades y formación de estos, con las de los suelos que sirvieron de modelo para el desarrollo de la mecánica de suelos tradicional. Esto se debe, principalmente, a que puede haber variaciones muy marcadas en el proceso de meteorización, principal agente en la formación de este tipo de suelo que, en algunos casos, crean una cementación importante [4], [9].

En muchas obras de ingeniería civil se necesita ejecutar taludes temporales y permanentes, ya sea para excavaciones para las fundaciones de edificios, cortes abiertos para carreteras y terraplenes, entre otros [10], por lo que, en este trabajo de título se establecerán recomendaciones de estabilidad de taludes contra posibles fallas por corte, a través de propiedades obtenidas mediante distintos ensayos de laboratorio que entregarán parámetros referenciales, los cuales permitirán evaluar y comparar el suelo residual existente en los taludes pertenecientes a 3 sectores de la Región de Valparaíso. Dichos análisis serán contrastados posteriormente con los parámetros que se obtengan de un retro análisis (back-analysis) realizado en modelos a escala natural. Cabe destacar que la ubicación geográfica del sector de estudio es relevante, dado que se ha demostrado que el maicillo presenta diferencias de acuerdo con su ubicación.

1.2 Planteamiento del problema

La palabra suelo se utiliza en la mecánica de suelos para referirse a cualquier material mineral formado naturalmente que no sea roca y esté formado por partículas de tamaño y formas muy variables, cuyo origen puede ser diverso. Por lo tanto, un suelo abarca todo el material suelto que varía en tamaño de partícula desde la arcilla, pasando por el limo y la arena, hasta la grava y los cantos rodados [11]. Los suelos se forman por la meteorización, la cual está controlada por las condiciones climáticas y sus variables de temperatura, humedad, precipitaciones, régimen de vientos, etc., que determinan el tipo y la intensidad de las transformaciones físicas y químicas que afectan a los materiales rocosos en superficie, por ejemplo, en climas fríos o de alta montaña, con precipitaciones medias, predominará la meteorización física controlada básicamente por el hielo y la gravedad, mientras que, en climas tropicales cálidos donde se tienen altas temperaturas y precipitaciones intensas, las acciones químicas serán las dominantes [1].

Dado que existen diversos factores que influyen en la formación de los suelos, es relevante identificar, caracterizar y comparar los suelos pertenecientes a taludes de 3 sectores diferentes. Para ello se realiza un estudio a través de las propiedades físico-mecánicas de los suelos, las cuales serán obtenidas mediante ensayos de laboratorio, entre ellos se encuentra: granulometría, densidad de partículas sólidas, límites de consistencia, humedad y corte directo.

En cualquier proyecto, es de gran importancia tener en cuenta que los ensayos de laboratorio no son del todo representativos al momento de realizar un estudio de mecánica de suelos y más aún, en uno de estabilidad de taludes, debido a que las limitaciones físicas de los equipos han creado un grado de incertidumbre marcado en los valores de los parámetros de resistencia al corte y deformabilidad con respecto a los valores del suelo *in situ* (por una parte, cohesión y ángulo de fricción interna, y por otra, módulo de deformación). El uso de los ensayos de laboratorio convencionales, como los mencionados anteriormente, cuentan con importantes limitaciones, dado que las condiciones reales de terreno son muy difíciles de representar adecuadamente, debido a las modificaciones del estado de esfuerzos de confinamiento que acompañan al proceso de toma de muestras, provocando alteraciones estructurales del suelo durante el muestreo, pérdidas o ganancias de humedad, etc., por lo que es necesario extraer una muestra inalterada. A su vez, debido a la naturaleza de los suelos residuales, no siempre es posible obtener muestras inalteradas representativas, por lo que los ensayos de laboratorio se ven muy limitados.

Cabe destacar que estos ensayos comenzaron como una necesidad para garantizar la seguridad de las obras civiles, pero conforme pasaba el tiempo se iba requiriendo de una mayor y mejor información, lo que ha llevado a incorporar, desde finales de los años 90 [12], avances tecnológicos para mejorar la representatividad de dichos estudios, siendo una de ellos el back-analysis, el cual es un procedimiento común en los países avanzados que permite obtener valores representativos de los parámetros de resistencia al corte y deformabilidad, tanto en suelos como en roca.

Es por ello que, una vez obtenidos los antecedentes físicos y mecánicos del terreno se realizará un análisis probabilístico y de sensibilidad para la estabilidad de los taludes elegidos mediante el software Slide 2, para determinar a través de un modelo con variables aleatorias (proceso de back-analysis) la estimación de los valores medios de los parámetros resistentes de los suelos que constituyen el cuerpo del talud [10], [13].

Por lo tanto, el presente trabajo de título consiste en determinar las propiedades de un maicillo proveniente de 3 sectores aledaños a la ciudad de Valparaíso, donde se obtendrán valores referenciales mediante el método del ensayo de corte directo, los cuales serán calibrados o comparados con los obtenidos mediante el back-analysis, para así establecer el grado de representatividad de los primeros. Con ello se busca establecer una metodología y recomendaciones para el diseño de taludes para obras civiles de forma sencilla y con una seguridad a la falla por corte aceptable, con el objetivo de que sea utilizado de forma referencial ante una construcción futura realizada en sectores que presenten la misma formación geológica.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

El objetivo general de este estudio es determinar las propiedades físico-mecánicas del maicillo con muestras de 3 sectores aledaños a la ciudad de Valparaíso, a través de ensayos de laboratorio y de un análisis probabilístico, para así determinar la estabilidad de los taludes existentes en cada sector.

1.3.2 Objetivos específicos

- Ejecutar, calcular e interpretar los resultados de ensayos de laboratorio.
- Clasificar el suelo de cada sector de estudio mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (U.S.C.S).
- Comparar los resultados de los ensayos realizados de los distintos sectores estudiados entre sí.
- Utilizar el software Slide 2 para obtener los parámetros resistentes de cada sector, a través de un back-analysis para luego compararlos con los valores obtenidos en laboratorio.
- Realizar un análisis de esfuerzos y deformaciones utilizando métodos numéricos para identificar las zonas críticas de concentraciones de esfuerzos de corte.

1.4 Resultados esperados

- La identificación y caracterización de los suelos de los sectores elegidos.
- Proponer un modelo geomecánico para la estabilidad de taludes en suelos residuales (maicillo) de cada sector, de manera de proporcionar una herramienta referencial ante una futura obra civil, siempre y cuando, el suelo que se quiera analizar presente características similares a las de este estudio.
- Determinar la representatividad de los ensayos de corte directo con muestras reconstituidas de maicillo.
- Proponer modelos de taludes con diferentes alturas para los 3 sectores de estudio.
- Encontrar una correlación entre los ensayos de laboratorio (corte directo) con los resultados del back-analysis.

1.5 Alcances del estudio

- El estudio se limitará a 3 sectores aledaños a la ciudad de Valparaíso, mencionados conforme avanza el informe.
- Por limitaciones económicas y de tiempo sólo se excavará una calicata por sector tomándose 2 muestras en cada caso.
- Si las condiciones en sitio lo permiten, se extraerán muestras inalteradas, caso contrario, se determinará la densidad natural (cono de arena) para reconstituir las muestras en laboratorio y consolidarlas a una presión similar a la presión de confinamiento de terreno.

Capítulo II – Marco teórico

2.1 Antecedentes geológicos

2.1.1 Descripción de la zona

La Región de Valparaíso es una región perteneciente a la República de Chile (ver Figura 2.1), con una interesante historia, atractivos lugares turísticos, relieves diversos y un clima único. Con respecto a este último, tiene un clima templado, ya que muy cerca encontramos el océano pacífico que tiene la corriente de Humboldt generando temperaturas bajas [14]. En términos generales existen los 4 tipos de climas que se mencionan a continuación:

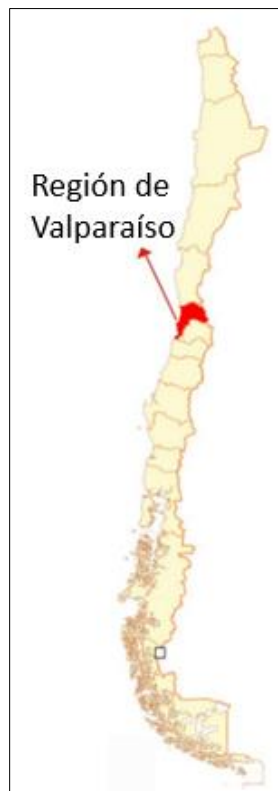


Figura 2.1 - Mapa de Chile destacando a la Región de Valparaíso. Fuente: Geografía de Chile, Región de Valparaíso.

- **Clima cálido con lluvias invernales:** este se encuentra en el norte del río Aconcagua, y en el sector de la Cordillera de la Costa sus temperaturas oscilan entre los 15 °C, su cielo se mantiene despejado con alta nubosidad. Las precipitaciones se dan entre 150 y 200 [mm] al año.
- **Clima templado cálido con lluvias invernales:** se da en la zona costera de la región e influyen hasta el interior de los valles, sus diferencias entre temperaturas del mar más cálido al más frío son de 5 a 6 °C, la humedad atmosférica es de un 78% y las precipitaciones son mayores.

- **Clima templado con gran sequedad atmosférica:** este tipo de clima se presenta en los valles, específicamente en el valle de río Aconcagua, una de sus principales características es que tiene baja humedad atmosférica, es decir, es más seco, los cielos permanecen más despejados y con buena luminosidad, es más probable que se produzcan sequías mayormente en las zonas de Petorca y La Ligua debido a la baja cantidad de lluvias que ocurren, su temperatura anual es de 15,5 °C aproximadamente.
- **Clima frío de altura:** se presenta en la Cordillera de Los Andes, y las temperaturas permanecen bajas.

La comuna de Valparaíso en su mayoría está situada sobre unidades geológicas graníticas de edad jurásica presentando diferentes grados de alteración, tal como se observa en la Figura 2.2, la cual muestra un extracto de la carta geológica del Servicio Nacional y Minería (Sernageomin) [15].

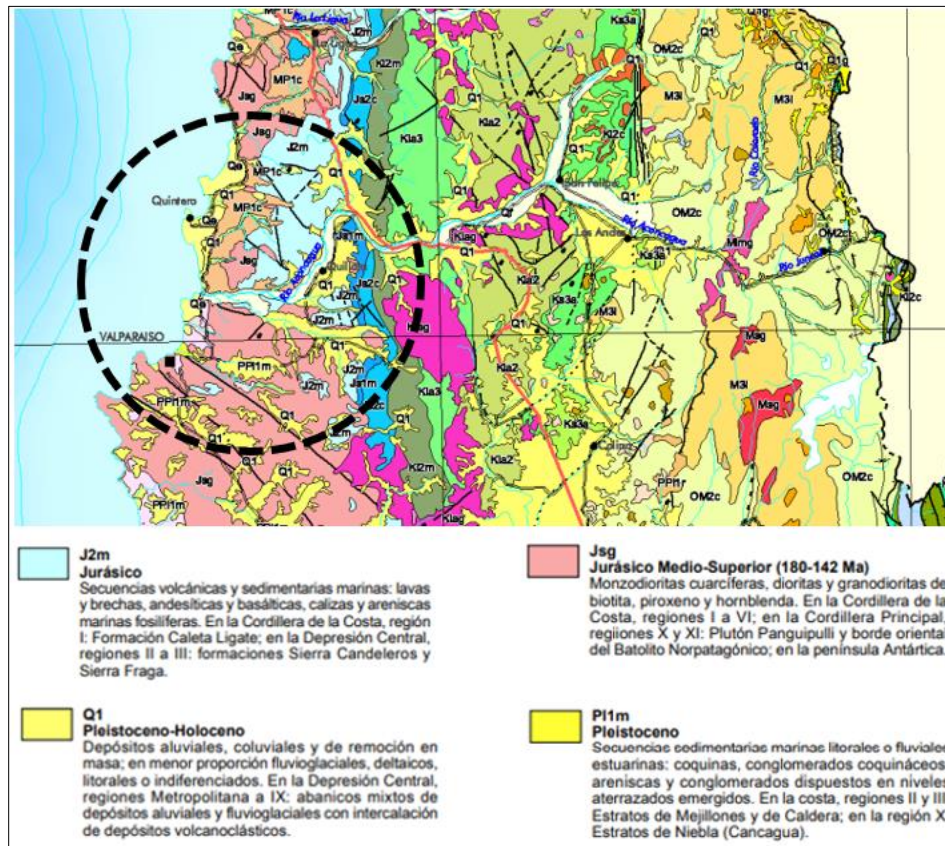


Figura 2.2 - Mapa Geológico, Comuna de Valparaíso. Fuente: Servicio Nacional de Geología y Minería (Sernageomin) [15].

Al pertenecer a la edad jurásica se tendrá presencia de conglomerados, areniscas, limolitas, lavas, brechas, andesíticas y basálticas, entre otros. Para mayores detalles de lo mencionado anteriormente, se presentan las descripciones de cada sector de estudio en la sección 2.1.2.

2.1.2 Descripción de los sectores

- **EL PANGAL, LIMACHE**

- ❖ **Ubicación:**

El sector de estudio se encuentra ubicado en la zona central de Chile, se encuentra cercano a la comuna de Limache y a 43 [km] de Valparaíso.

Limita al norte con la comuna de Quillota, al este con la comuna de Olmué, al oeste con la comuna de Concón y al sur con Villa Alemana y Quilpué.

La Tabla 2.1 presenta las coordenadas específicas del sector de estudio, mientras que la Figura 2.3 muestra la ubicación en planta de este.

Tabla 2.1 - Coordenadas del sector de estudio – El Pangal, Limache.

Coordenadas	
Sur	Oeste
-33.01987	-71.27508

Fuente: Elaboración propia.

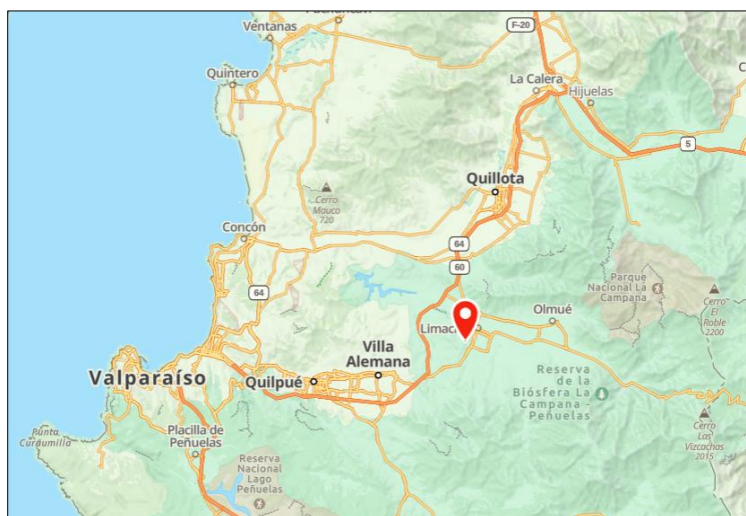


Figura 2.3 - Ubicación del sector de estudio – El Pangal, Limache. Fuente: Mapas topográficos, Gaia GPS.

- ❖ **Clima:**

La ubicación geográfica del sector incide en su clima semi-templado gobernado por la corriente de Humboldt; posee condición de valle interior, cruzando la cuenca del río Aconcagua, y siendo su sistema de presión el conformado por estas características. El régimen térmico de la zona se caracteriza por presentar una temperatura media anual de 15,3 °C, con una máxima media para el mes de enero de 27 °C y una mínima media en el mes de julio de sólo 5,5 °C. En general, la cuenca del río Aconcagua y, por tanto, la subcuenca del Estero Limache se encuentra inserta en la zona de clima mediterráneo y se caracteriza por tener un verano seco y un invierno lluvioso, ambas estaciones bien diferenciadas [16].

- **CAMINO LA QUEBRADA, PUCHUNCAVÍ**

- ❖ **Ubicación:**

El Camino La Quebrada está ubicado en la ruta F-126 e intercepta con la ruta F-30-E. Se encuentra situado en la Comuna de Puchuncaví perteneciente a la Provincia de Valparaíso.

Limita al norte con Maitencillo, al sur con Puchuncaví y al oeste con el océano pacífico.

La Tabla 2.2 presenta las coordenadas específicas del sector de estudio, mientras que la Figura 2.5 muestra la ubicación en planta de este.

Tabla 2.2 - Coordenadas del sector de estudio – Camino La Quebrada, Puchuncaví.

Coordenadas	
Sur	Oeste
-32.68195	-71.38949

Fuente: Elaboración propia, 2022.

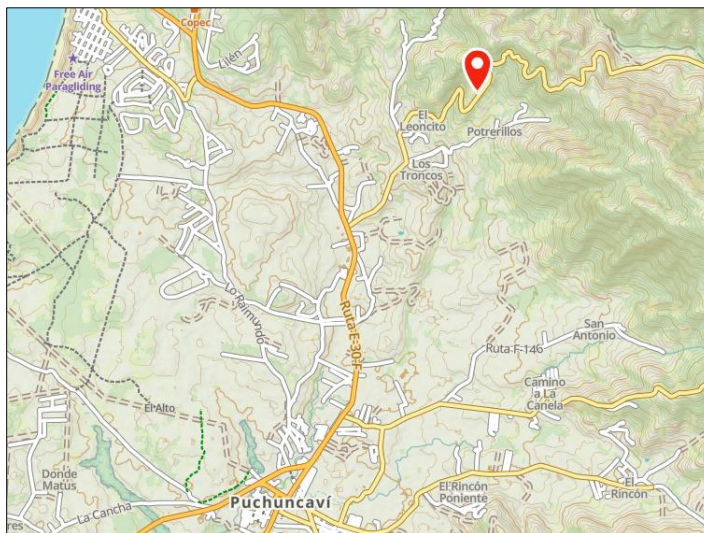


Figura 2.5 - Ubicación del sector de estudio – Camino La Quebrada, Puchuncaví. Fuente: Mapas topográficos, Gaia GPS.

- ❖ **Clima:**

Posee un clima templado, cálido lluvioso con influencia mediterránea, en donde la cercanía del mar influye de manera importante en la moderación de la temperatura.

La temperatura media anual es de 14 °C, el mes más frío es julio con una media de 10 °C y el más caluroso enero con una media de 18 °C.

La lluvia presenta un promedio de 3,6 [mm] durante los meses de verano, 31,1 [mm] durante los meses de invierno, y de 10 [mm] en la primavera. Es una región relativamente seca, con una precipitación promedio anual de 370 [mm] con concentración en los meses de mayo a agosto [18].

❖ **Antecedentes geológicos:**

De acuerdo con el Mapa geológico de Chile, realizado por el Servicio Nacional de Geología y Minería en el año 2003, en el sector de estudio predominan las secuencias volcánicas y sedimentarias marinas, de la era Mesozoica de la época del Jurásico, tal como se muestra en la Figura 2.6. Se caracteriza por estar compuestas de lavas y brechas, andesíticas y basálticas, calizas y areniscas marinas fosilíferas [17].

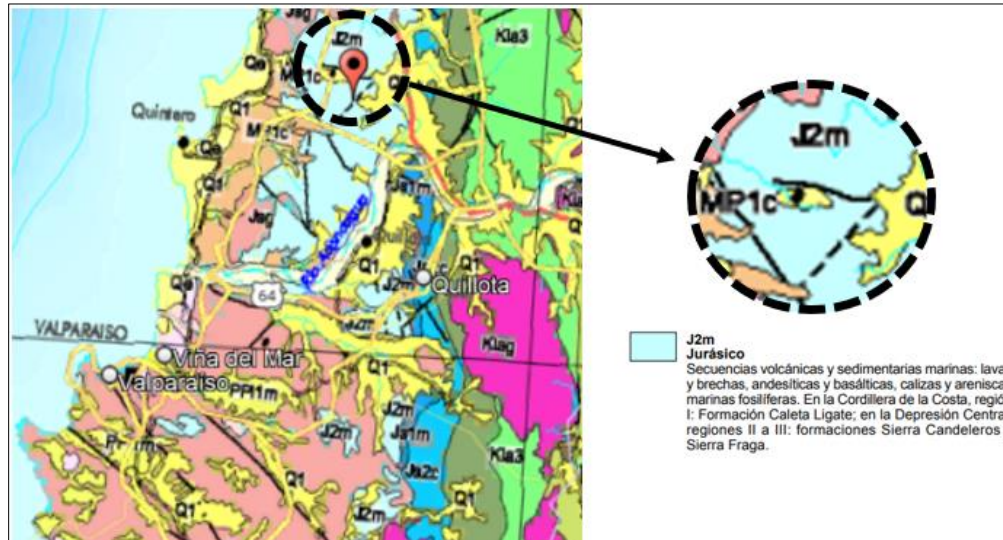


Figura 2.6 - Mapa geológico del sector de estudio – Camino La Quebrada, Puchuncaví. Fuente: Servicio Nacional de Geología y Minería (Sernageomin).

- **CUNCUMÉN, SAN ANTONIO**

- ❖ **Ubicación:**

Es una localidad ubicada en la comuna de San Antonio, emplazada sobre lomajes y dunas costeras al norte de la desembocadura del río Maipo.

Limita al norte con la comuna de Cartagena, al sur con el río Maipo y las comunas de Santo Domingo y San Pedro, al noroeste con San Antonio y al este con la comuna de Melipilla.

La Tabla 2.3 presenta las coordenadas específicas del sector de estudio, mientras que la Figura 2.7 muestra la ubicación en planta de este.

Tabla 2.3 - Coordenadas del sector de estudio – Cuncumén, San Antonio.

Coordenadas	
Sur	Oeste
-33.697690	-71.472844

Fuente: Elaboración propia, 2022.



Figura 2.7 - Ubicación del sector de estudio – Cuncumén, San Antonio. Fuente: Mapas topográficos, Gaia GPS.

- ❖ **Clima:**

Posee un clima mediterráneo con influencia costera. La temperatura media anual es de 13,5 °C con temperaturas medias de 20 °C en enero y de 7 °C en julio.

Las precipitaciones en promedio son de 325 [mm] al año, siendo junio el mes más lluvioso con un promedio de 80 [mm] [19].

❖ **Antecedentes geológicos:**

De acuerdo con el Mapa geológico de Chile, realizado por el Servicio Nacional de Geología y Minería en el año 2003, en el sector de estudio predominan las secuencias sedimentarias marinas litorales o fluviales de la era Triásica y Pleistoceno de la época del Jurásico, tal como se muestra en la Figura 2.8. Se caracteriza por estar compuesta de areniscas, limolitas, conglomerados y arcillolitas.

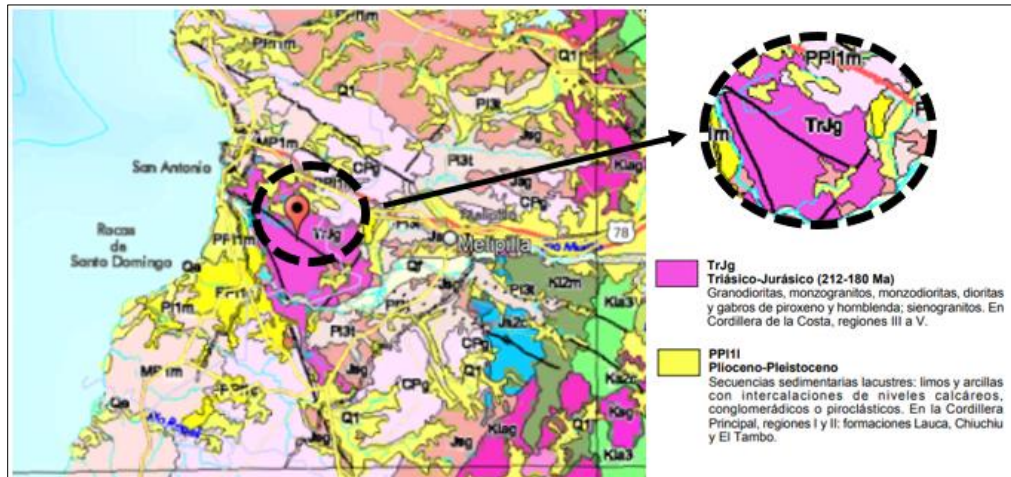


Figura 2.8 - Mapa geológico del sector de estudio – Cuncumén, San Antonio. Fuente: Servicio Nacional de Geología y Minería (Sernageomin).

2.2 Ciclo de las rocas y origen del suelo

Los granos minerales que forman la fase sólida de un agregado del suelo son el producto de la intemperización y la erosión de la roca. El tamaño de los granos individuales varía en un amplio intervalo. Muchas de las propiedades físicas del suelo son dictadas por el tamaño (la superficie específica), la forma y la composición química de los granos, especialmente en los suelos de grano fino y en mezclas de materiales.

Con base en su origen, las rocas pueden dividirse en tres tipos básicos: ígneas, sedimentarias y metamórficas, donde las rocas ígneas son las que se forman por el enfriamiento y solidificación del magma expulsado del manto de la Tierra; las rocas sedimentarias se forman a través de la meteorización, es decir, la roca se somete a una descomposición a través de procesos mecánicos y químicos en fragmentos más pequeños. Y finalmente, cuando la roca sedimentaria es meteorizada y forma sedimentos o puede ser sometido a un proceso de metamorfismo para convertirse en roca metamórfica por acción de altas presiones y temperaturas [3].

2.3 Formación de los suelos residuales

La definición de suelo residual varía de un país a otro, pero una definición razonablemente general sería: "Un suelo residual es un material similar al suelo derivado de la meteorización y descomposición de rocas o fragmentos de rocas que no ha sido transportado desde su ubicación original, ya sea por agentes naturales como los glaciares, el agua y las corrientes de aire" [2],[3].

En esta definición, "roca" se refiere a estratos rocosos continuos, y "fragmentos de roca" a materiales como granos de arena eólica y partículas de ceniza volcánica. Puede haber una gradación continua desde la roca fresca y sana no meteorizada o los fragmentos de roca, pasando por la roca blanda meteorizada y el suelo duro o saprolito, que se reconoce como el producto de la descomposición de la roca madre, hasta el material altamente meteorizado que contiene depósitos secundarios de alúmina, calcio, hierro o sales de sílice y que no tiene parecido con el material original [2].

El término "saprolito" se refiere generalmente a un suelo residual con claros rasgos estructurales heredados de su roca madre, y podría ser de la zona intermedia, aunque los rasgos de la zona superior suelen estar ocultos por la meteorización o la reelaboración por parte de las termitas y otros agentes de perturbación [2]. (Ver Figura 2.9).

La meteorización mecánica puede ser causada por la expansión y contracción de las rocas por la continua ganancia y pérdida de calor, lo que resulta en la desintegración final. Con frecuencia, el agua se filtra por los poros y las grietas existentes en las rocas, donde al bajar la temperatura, el agua se congela y aumenta su volumen, por lo que la presión ejercida por el hielo es lo suficientemente fuerte como para romper, incluso rocas grandes [3]. Otros agentes físicos que ayudan a desintegrar las rocas son el hielo de los glaciares, el viento, el agua de río y de mar.

Los suelos residuales se encuentran en zonas donde la tasa de meteorización es mayor que la velocidad a la que los materiales intemperizados son llevados lejos por los agentes de transporte. Dicha tasa de meteorización es mayor en las regiones cálidas y húmedas en comparación con las regiones más frías y secas y, dependiendo de las condiciones climáticas, el efecto de la intemperie puede variar ampliamente [3].

Las características de los suelos residuales son muy diferentes a las de los suelos transportados. Por ejemplo, el concepto convencional de grano de suelo o tamaño de partícula es inaplicable a muchos suelos residuales, debido a que las partículas de suelo residual con frecuencia consisten en

agregados o cristales de mineral meteorizado que se rompen y se vuelven progresivamente finos, si el suelo es manipulado [2], [7].

Dado que la meteorización se produce desde la superficie hacia abajo y hacia el interior desde las superficies de las juntas y otras vías de percolación, la intensidad de la meteorización generalmente se reduce con el aumento de la profundidad y la reducción de la intensidad de las discontinuidades en el material entre las superficies o labios de las discontinuidades (diaclasas) [2].

El perfil de suelo residual consistirá en 3 zonas como se ilustra en la Figura 2.9. La zona superior corresponde a un suelo muy erosionado o lixiviado, a menudo reelaborado por animales e insectos excavadores o por cultivo, y atravesada por canales de raíces. La zona intermedia también está formada por material altamente meteorizado, pero presenta algunos rasgos de la estructura de la roca madre y puede contener núcleo de calcio o sales de hierro que pueden darle un aspecto manchado [2].

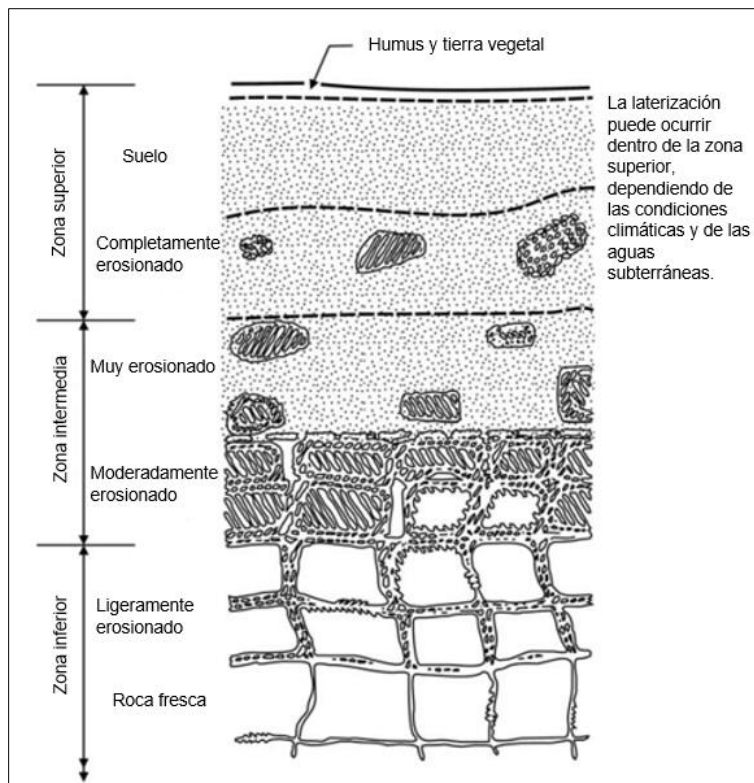


Figura 2.9 - Diagrama esquemático del típico perfil de suelo residual. Fuente: Mecánica de los suelos residuales, G.E. Blight y E.C. Leong [2]

En cualquier proceso de meteorización que convierte la roca en suelo habrá una transición gradual de roca a suelo. En el perfil mostrado anteriormente, las zonas superior e intermedia se comportarán como suelos, mientras que la zona inferior se comportará como roca blanda a dura. Por lo tanto, el término suelo residual debe aplicarse sólo a las dos zonas superiores [2].

En la Región de Valparaíso, la estabilidad de taludes es particularmente complicada debido a que la mayoría de los suelos son residuales, por lo que influye el régimen hidrológico, la humedad ambiental, la temperatura, geología, topografía, entre otros factores ambientales [7].

2.4 Propiedades físicas y mecánicas de los suelos

Existe una serie de parámetros que se emplean para la identificación y descripción cuantitativa de las propiedades básicas de los suelos y permiten, así mismo, establecer una primera clasificación con fines geotécnicos [1]. Entre ellas se encuentran las propiedades físicas y mecánicas, las cuales serán detalladas en las secciones 2.4.1 y 2.4.2, respectivamente.

2.4.1 Propiedades físicas

2.4.1.1 Peso específico

El peso específico de partículas se determina en laboratorio, midiendo el volumen que ocupa una muestra de partículas (seca y disgregada, y de peso conocido) por desplazamiento de un volumen de líquido en un recipiente lleno de agua y previamente tazado [1].

La parte sólida de los suelos está constituida por partículas dispuestas de una manera determinada, formando un cierto tipo de estructura porosa que conforma la masa. El análisis de las partículas del suelo demuestra que su peso específico varía poco (para arenas: $2,65 \text{ [kg/dm}^3\text{]}$ y para arcillas varía entre $2,5$ y $2,9 \text{ [kg/dm}^3\text{]}$), excluyendo los suelos orgánicos. Luego, la variación del peso específico de las partículas contenidas en los suelos no es muy significativa, ni en las propiedades físicas ni en las mecánicas, para determinar el comportamiento del suelo [20].

2.4.1.2 Humedad natural

La humedad natural (%) de la muestra que se quiere ensayar, se determina dividiendo el peso del agua por el peso de las partículas sólidas en un elemento de suelo [21], suele variar entre 5 – 8% en suelos granulares (gravas y arenas) y entre 60 – 70% para suelos arcillosos [1].

2.4.1.3 Tamaño de partícula

Los tamaños de partículas que conforman el suelo pueden variar en un amplio intervalo. Los suelos son generalmente llamados grava, arena, limo o arcilla, dependiendo del tamaño predominante de las partículas dentro del suelo. Para describir los suelos por su tamaño de partícula, varias organizaciones han desarrollado límites de separación de tamaño de suelo, donde, en este informe, se considerará el Sistema Unificado, dado que en la actualidad es casi universalmente aceptado y ha sido adoptado por la Sociedad Americana para pruebas y materiales [3].

- **Gravas:** Las gravas son fragmentos de rocas con partículas ocasionalmente de cuarzo, feldespato y otros minerales, donde su tamaño por lo general se encuentra entre $76,2$ (malla de 3") a $4,75 \text{ [mm]}$ (malla N° 4) [3], se caracterizan porque los granos son observables directamente. No retienen agua, por la inactividad de su superficie y los grandes huecos existentes entre partículas [1].

- **Arenas:** En las partículas de arena predominan el cuarzo y el feldespato. A veces también pueden estar presentes granos de otros minerales, donde su tamaño por lo general se encuentra entre 4,75 a 0,075 [mm] (malla N° 4 y N° 200, respectivamente) [3], todavía son observables a simple vista. Cuando se mezclan con agua no se forman agregados continuos, sino que se separan de ella con facilidad [1].
- **Limos:** Los limos son fracciones microscópicas del suelo que consisten en fragmentos de cuarzo muy finos y algunas partículas en forma laminar que son fragmentos de minerales micáceos, donde su tamaño por lo general es menor a 0,075 [mm] pero mayor a 0,002 [mm] [3], retienen el agua mejor que los tamaños superiores. Si se forma una pasta agua-limo y se coloca sobre la mano, al golpear con la mano se ve cómo el agua se exuda con facilidad [1].
- **Arcillas:** Las arcillas son en su mayoría partículas en forma de láminas microscópicas y submicroscópicas de mica, minerales de arcilla y otros minerales. Las arcillas se definen generalmente como partículas menores de 0,002 [mm] (partículas coloidales). En algunos casos las partículas de tamaño entre 0,002 y 0,005 [mm] también muestran un comportamiento similar al de las arcillas. Esto da lugar a una elevada superficie específica donde se producen interacciones electrostáticas en función de los cationes de intercambio, generando adsorción de agua por los minerales de esta. Lo anterior se debe a que las moléculas de agua se unen a la superficie de las partículas por enlaces dipolares que favorecen la agrupación de las partículas rodeándolas de una película de agua.

2.4.1.4 Forma de partícula

La forma de las partículas presentes en la masa de suelo tiene la misma importancia que la distribución de tamaño de partícula debido a su influencia significativa en las propiedades físicas de un suelo determinado. La forma de la partícula, en general, puede dividirse en tres categorías de importancia: voluminosa, escamosa y nodulosa [3].

- **Voluminosas:** Las partículas voluminosas se forman en su mayoría por intemperismo mecánico. Los geólogos utilizan términos como angular, subangular, subredondeada y redondeada para describir la forma de las partículas voluminosas, tal como se muestra en la Figura 2.10. Pequeñas partículas de arena localizadas cerca de su lugar de origen generalmente son muy angulares. Las partículas de arena acarreadas por el viento y el agua por grandes distancias pueden tener una forma que va de subredondeada o redondeada. La forma de las partículas granulares en la masa de un suelo tienen una gran influencia en las propiedades físicas del suelo, como los radios anulares máximos y mínimos, los parámetros de resistencia al corte, compresibilidad, etc.
- **Escamosas:** Las partículas escamosas tiene una baja esfericidad, generalmente 0,01 o menos. Estas partículas son predominantemente minerales de arcilla o fragmentos de rocas metamórficas con textura laminar como los esquistos cristalinos y las pizarras.
- **Nodulares:** Las partículas nodulares son mucho menos comunes que los otros dos tipos de partículas. Algunos ejemplos de suelos que contienen este tipo de partículas son algunos depósitos de coral y arcillas de atapulgita o normalmente suelos de origen volcánico, flujos piroclásticos (por ejemplo, el suelo trumao).

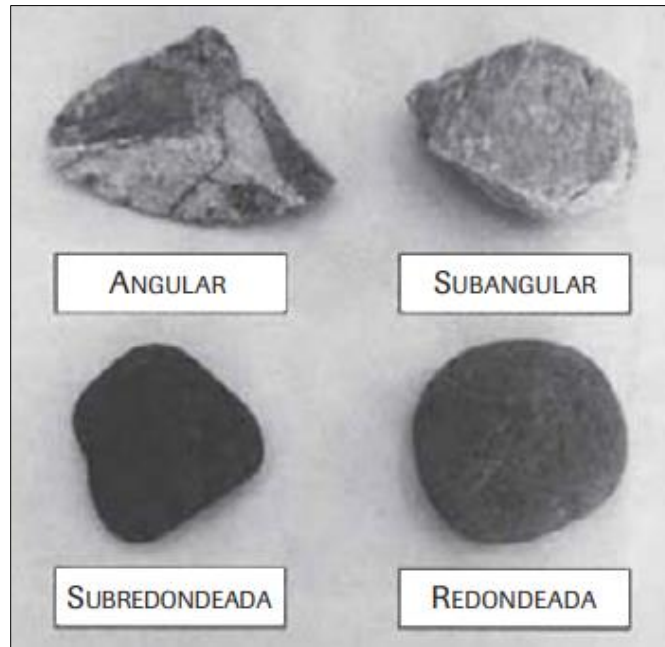


Figura 2.10 - Forma de las partículas voluminosas. Fuente: Principios de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das, 9th edición [3].

2.4.2 Propiedades mecánicas

2.4.2.1 Resistencia al corte

Para realizar un análisis correcto de la estabilidad de un talud es necesario lograr una determinación de los parámetros de resistencia al corte del suelo que proporcione valores representativos de las condiciones de terreno. Aunque aquello es posible en algunas circunstancias, se puede realizar mediciones satisfactorias de la resistencia *in situ* mediante ensayos de campo. Sin embargo, las mediciones de dichos parámetros de resistencia al corte en laboratorio son, con mucho, las más comunes para los suelos de grano fino que pueden ser muestreados mediante métodos especiales de forma fiable (toma de muestras con tubo Shelby o en bloques inalterados). Pero se debe tener en cuenta que los valores de los parámetros de resistencia al corte determinados de los ensayos de laboratorio dependen de muchos factores, especialmente del tipo de suelo, la profundidad de las muestras debajo del nivel freático, la calidad de las muestras de ensayo, el tamaño de estas y los métodos de ensayo [22].

Estas pruebas deberían poder determinar las curvas esfuerzo-deformación para las condiciones previstas del suelo *in situ*, lo que permitiría al ingeniero seleccionar los valores de resistencia compatibles con las deformaciones esperadas en terreno [22], lo cual es difícil de lograr a cabalidad, dado que es difícil mantener dos condiciones o propiedades de forma simultánea en los suelos finos, por lo que se tendrán resultados de la estructura interna y la humedad de origen de forma aproximada pero no realmente representativos.

➤ Generalidades

La resistencia al corte de un suelo es la resistencia interna por unidad de área que la masa de suelo puede ofrecer a la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier superficie en su interior [23].

Se deben entender los principios de resistencia al corte para analizar problemas como:

- Capacidad de carga en fundaciones superficiales.
- Estabilidad de taludes naturales o artificiales (de origen antrópico).
- Estimación de los empujes de tierra para el diseño de estructuras de contención rígida y flexible.
- Capacidad de carga de pilotes hincados y perforados.

Cabe destacar que este trabajo está enfocado en el segundo punto antes mencionado, es decir, a la estabilidad de taludes y, en especial en suelos residuales.

➤ Criterio de falla de Mohr-Coulomb

Mohr (1900) presentó una teoría para la ruptura en los materiales. Esta teoría sostiene que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no de cualquier esfuerzo máximo normal o cortante solo [3]. Por lo tanto, la relación funcional entre el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante en un plano de falla se puede expresar como se muestra en la ecuación (1):

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

Donde:

τ_j : esfuerzo cortante en el plano de falla.

σ : esfuerzo normal en el plano de falla.

La envolvente de falla definida anteriormente es, generalmente, una curva. Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente para aproximarse al esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal y de la cohesión (Coulomb, 1776) [3]. Esta relación puede escribirse como se muestra en la ecuación (2) denominada, "Criterio de falla de Mohr-Coulomb".

$$\tau_j = c + \sigma \cdot \tan \emptyset \quad (2)$$

Donde:

c : cohesión.

\emptyset : ángulo de fricción interna.

En suelo saturado, el esfuerzo efectivo, σ' , se desarrolla a través de los contactos entre las partículas sólidas del suelo. Por lo tanto, para aplicar la ecuación anterior a la mecánica de suelos, es necesario reescribirla como se muestra en la ecuación (3):

$$\tau_j = c' + (\sigma - u) \cdot \tan \emptyset' = c' + \sigma' \tan \emptyset' \quad (3)$$

Donde:

c' : esfuerzo de cohesión efectivo.

ϕ' : ángulo de fricción efectivo.

u : presiones de poros, intersticiales o presiones neutras.

La envolvente de falla es importante dado que, si el esfuerzo normal (σ') y el esfuerzo cortante (τ) son tales que se trazan en el punto A, como se muestra en la Figura 2.11, la falla por corte no ocurrirá a lo largo del plano. En cambio, si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante se representan como el punto B (equilibrio último, factor de seguridad igual a 1), la falla por corte se producirá a lo largo de ese plano. Y, si un estado de esfuerzo sobre un plano está representado por el punto C, no puede existir, dado que se traza por encima de la envolvente de falla, por lo que la falla de corte en un suelo ya habría ocurrido.

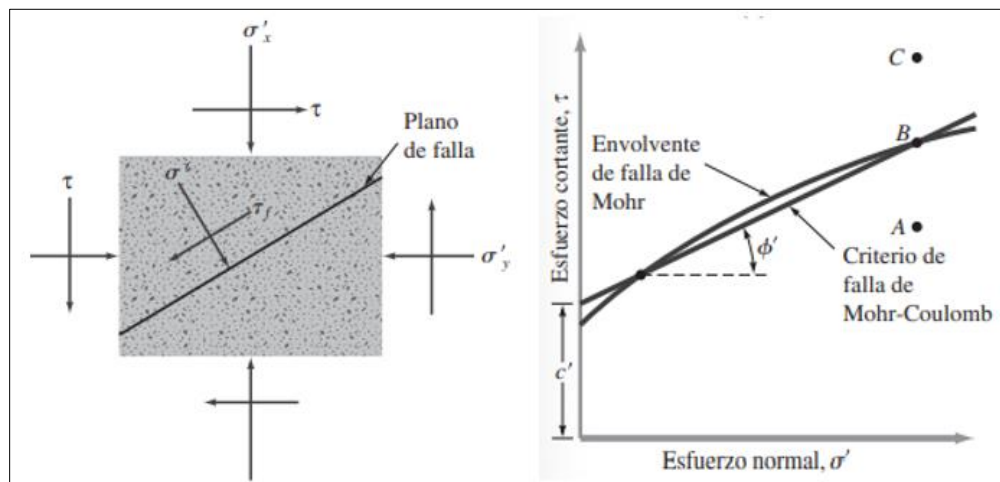


Figura 2.11 - Envolvente de falla y criterio de rotura de Mohr-Coulomb. Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das [23].

- **Resistencia al corte para suelos granulares**

Los suelos granulares se clasifican como materiales que están compuestos predominantemente por arenas y gravas, y no muestran ningún comportamiento cohesivo en condiciones no confinadas.

La resistencia al corte de los suelos saturados sin cohesión se deriva exclusivamente de la fricción entre partículas y es esencialmente una función de la relación de vacíos inicial y del esfuerzo de confinamiento.

Por lo tanto, se prevén altas resistencias para los suelos granulares con bajas relaciones de vacíos (es decir, con altos pesos unitarios) para presiones de confinamiento altas. Durante las típicas operaciones de carga y descarga de suelos granulares saturados, la mayor permeabilidad permite un rápido movimiento del agua en los poros, impidiendo eficazmente el desarrollo de presiones excesivas de agua en los poros. Sin embargo, si la velocidad de carga es muy alta, por ejemplo, durante los terremotos, es posible que los cambios de volumen no se produzcan con la suficiente rapidez como para evitar el incremento de presiones de agua de los poros.

Si un material granular no está saturado, puede existir una pequeña cantidad de cohesión aparente, en condiciones confinadas y no confinadas, debido a las presiones negativas del agua de los poros entre partículas del suelo. La presión negativa se debe a la tensión superficial y a la formación de los meniscos. Sin embargo, dicha cohesión es de naturaleza temporal y no debe ser considerada para el diseño de taludes.

Las muestras inalteradas de suelos granulares por debajo del nivel de las aguas subterráneas son muy difíciles de obtener y, por tanto, rara vez se realizan pruebas de resistencia en laboratorio para determinar su resistencia al corte. Normalmente, la resistencia se asigna sobre la base de pruebas *in situ* como la prueba de penetración estándar (SPT) o la prueba de penetración de cono (DCP) [22], [24].

- **Resistencia al corte para suelos de grano fino**

Los suelos que consisten predominantemente en partículas de arcilla pueden tener una considerable resistencia cohesiva en condiciones no confinadas. Esto se debe a que existe una fuerza de atracción entre estas partículas laminares causada por las fuerzas de Van der Waals, la cual es independiente de las características del agua. Cabe destacar, que tanto las fuerzas de repulsión como las de atracción aumentan con la disminución de la distancia entre las partículas, pero a ritmos diferentes. Cuando el espacio entre las partículas es muy pequeño, la fuerza de atracción es mayor que la fuerza de repulsión, generando una alta concentración de iones provocando cohesión entre las partículas, simulando un efecto de muestra confinada.

La influencia de la diferencia entre la permeabilidad de los suelos granulares y de grano fino es la principal característica que hay que entender para el análisis de estabilidad de los taludes. Si hay un cambio en las tensiones efectivas debido a la construcción, se producirán cambios de volumen en todos los suelos. Sin embargo, como los suelos de grano fino tienen una permeabilidad mucho menor que los suelos granulares, la tendencia del agua a entrar y salir de los poros está muy restringida en los suelos arcillosos. Por lo tanto, estos cambios de volumen tardarán mucho más tiempo en producirse en los suelos arcillosos en comparación con los suelos granulares con sus mayores permeabilidades. Esto se debe a que el agua es fuertemente atraída por las superficies minerales del suelo (actividad de los suelos arcillosos), especialmente de las arcillas, las cuales adsorben agua de la atmósfera incluso con una humedad relativa baja, provocando hinchamiento en el suelo donde influyen los enlaces dipolares que favorecen la agrupación de las partículas rodeándolas de una película de agua (formación de la doble capa difusa) y, para deshacer este efecto (eliminar toda el agua), se necesitan temperaturas superiores a 100 °C (Lambe, 1949) [25] (110° temperatura ideal).

Cabe destacar que a medida que aumenta el contenido de arcilla, el ángulo de fricción entre partículas disminuye y, por lo tanto, la resistencia al corte varía.

- **Determinación en laboratorio de los parámetros de resistencia al corte**

Los parámetros de resistencia al corte de un suelo se determinan en el laboratorio principalmente con dos tipos de pruebas: la prueba de corte directo y la prueba triaxial, donde para el desarrollo de este informe, se trabajará con la prueba de corte directo, debido a que no se dispone de un equipo triaxial operable, tal como se menciona en los alcances del estudio.

- **Prueba de corte directo lento**

El ensayo de corte directo es la forma más antigua y simple para determinar las propiedades de corte de un suelo. En la Figura 2.12 se muestra el equipo de prueba, el cual consta de una caja de corte de metal en la que se coloca la muestra de suelo. El tamaño de las muestras utilizadas generalmente es alrededor de 20 a 25 [cm²] de sección transversal y de 25 a 30 [mm] de altura. La caja se divide horizontalmente en dos mitades. La fuerza normal sobre la muestra se aplica desde la parte superior de la caja de corte. El esfuerzo normal sobre las muestras puede ser tan grande como 1000 [kN/m²]. La fuerza cortante se aplica moviendo una mitad de la caja con respecto de la otra para provocar la falla en la muestra de suelo. [23]

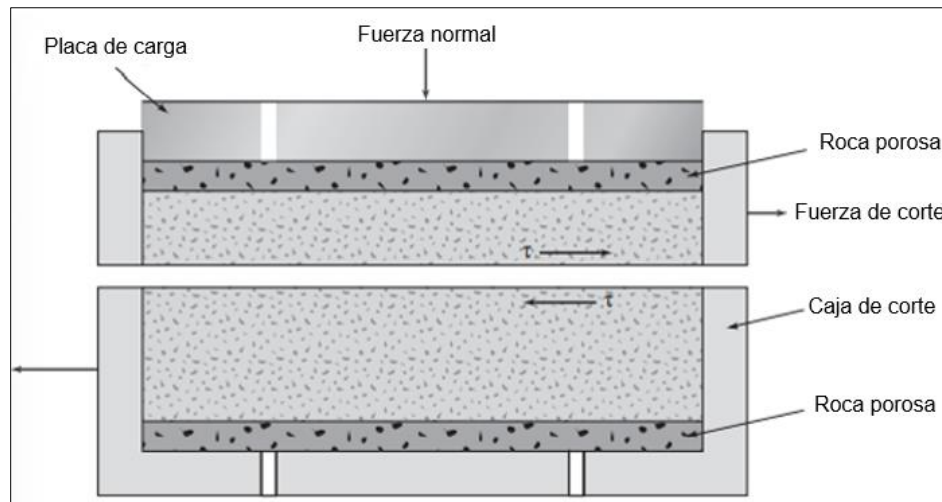


Figura 2.12 - Diagrama de un arreglo de prueba de corte directo. Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das [23]

Dependiendo del equipo, la prueba de corte puede ser de esfuerzo o deformación controlada.

Cabe destacar que en este trabajo de título se utilizará la prueba de deformación controlada, donde por medio de un motor que actúa a través de engranajes se aplica una velocidad constante de desplazamiento de corte a una mitad de la caja. La constante de velocidad de desplazamiento de corte se mide mediante un deformímetro horizontal. La fuerza de resistencia al corte del suelo correspondiente a cualquier desplazamiento de corte se puede medir por un anillo de carga calibrado horizontal. El cambio de volumen de la muestra durante la prueba se obtiene de una manera similar a las pruebas de esfuerzo controlado, es decir, se obtiene a partir de las lecturas de un deformímetro que mide la variación de altura de la probeta [23]. La Figura 2.13 es una fotografía del equipo de prueba de corte directo de deformación controlada.



Figura 2.13 - Equipo de prueba de corte directo. Fuente: Catálogo de Humboldt, corte directo

La ventaja de estas pruebas de deformación controlada es que, en el caso de la arena densa, la resistencia máxima de corte (es decir, a la falla), así como la resistencia mínima al corte (esto es, en un punto después de la falla, denominada resistencia última) se pueden observar y graficar. En cambio, en las pruebas de esfuerzo controlado, sólo se puede observar y graficar la resistencia máxima al corte. [23]

- **Comentarios generales sobre ensayos de corte directo**

La prueba de corte directo es más fácil de realizar, pero tiene algunas limitaciones inherentes. La fiabilidad de los resultados puede ser cuestionada. Esto es debido al hecho de que en esta prueba no se permite que el suelo falle a lo largo del plano más débil, pero se ve obligado a fallar a lo largo del plano de división de la caja de corte. A pesar de estas deficiencias, la prueba de corte directo es la más simple y económica para un suelo arenoso seco o saturado. [23]

- **Ventajas y desventajas del ensayo de corte directo**

El sencillo dispositivo de ensayo descrito cuenta con ventajas, así como también con una serie de limitaciones. Las principales ventajas son:

- Es un ensayo rápido y barato.

- Sus principios básicos son elementales.
- La preparación de las muestras es sencilla.
- Con cajas de corte grandes se pueden ensayar materiales de grano grueso.
- Se puede emplear para medir la resistencia residual en arcillas.

En cuanto a las limitaciones cabe destacar:

- La superficie de rotura es obligada.
- La distribución de tensiones en la superficie de corte no es uniforme.
- El área de contacto del plano de corte disminuye a medida que se produce el desplazamiento horizontal relativo entre ambas mitades de la caja.

Por lo tanto, a pesar de tener varias ventajas, no es muy representativo al momento de realizar el estudio de estabilidad de taludes, debido a que no se pueden representar las condiciones de terreno adecuadamente.

Además, cabe destacar que, para realizar un ensayo de corte directo, la muestra de suelo debe ser tamizada por la malla N°4 (abertura de 5 [mm]), por lo que se eliminan todas las partículas de sobre tamaño, lo cual no es representativo del terreno *in situ*. En otras palabras, es necesario realizar un análisis de estabilidad de taludes considerando las características que presenta el terreno *in situ*, donde además se incluya el factor escala, dado que a medida que aumenta el tamaño de la partícula, aumentan las singularidades existentes en el suelo estudiado. Es por ello que se necesita de avances tecnológicos para mejorar la aproximación de dicho análisis, como, por ejemplo, el back-analysis explicado con más detalle en la sección 2.6.

2.5 Caracterización Mineralógica

El suelo se compone de partículas sólidas, líquidas y gaseosas y va desde depósitos orgánicos muy blandos, pasando por arcillas y arenas menos compresibles, hasta rocas blandas. Las partículas sólidas varían de tamaño, desde grandes rocas hasta partículas diminutas que sólo son visibles con la ayuda del microscopio electrónico. Las formas de las partículas van desde granos casi esféricos y voluminosos hasta placas finas y planas y agujas largas y delgadas. En la mayoría de los suelos naturales de grano fino se encuentra algo de materia orgánica y componentes inorgánicos no cristalinos.

Un suelo puede contener prácticamente cualquier elemento contenido en la corteza terrestre; sin embargo, los más abundantes son el oxígeno, el silicio, el hidrógeno y el aluminio. Estos elementos, junto con el calcio, el sodio, potasio, magnesio y carbono, constituyen más del 99% de la masa sólida de los suelos de todo el mundo. Los átomos de estos elementos se organizan en diversas formas cristalinas para dar lugar a los minerales comunes que se encuentran en el suelo.

Después de realizar varios ensayos de laboratorio, Bowen (1922) fue capaz de explicar la relación de la tasa de enfriamiento del magma con la formación de diferentes tipos de roca, lo que se conoce como "la serie de reacción de Bowen" mostrada a continuación en la Figura 2.14, donde se dividen en 2 grupos: (1) la serie de reacción discontinua ferromagnesiana, en la que los minerales formados son diferentes en su composición química y estructura cristalina, y (2) a serie de reacción continua plagioclasa feldespato, en la que los minerales que se forman tienen diferentes composiciones químicas con estructuras cristalinas similares [23].

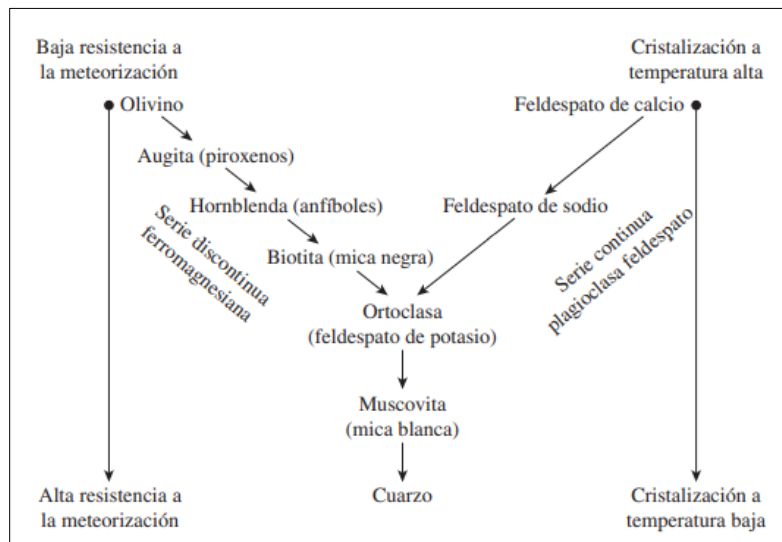


Figura 2.14 - Series de reacción de Bowen. Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das [23].

La meteorización química de feldespatos plagioclasa producen minerales de arcilla, sílice y diferentes sales solubles. El cuarzo es altamente resistente a la intemperie y sólo ligeramente soluble en agua.

Cabe destacar que los minerales de arcilla son producto de la meteorización química de los feldespatos, ferromagnesianos y micas, dan la propiedad plástica para suelos.

2.5.1 Minerales de arcilla

Los minerales de arcilla que constituyen las arcillas representan un importante subgrupo de los silicatos con exfoliación plana o laminares como es la mica y que contienen el grupo de carga negativa. De los numerosos minerales, principalmente silicatos, que se encuentran en rocas ígneas y metamórficas, los agentes de descomposición química llegan a un producto final que es la arcilla. A diferencia de lo señalado para suelos granulares, el comportamiento mecánico de las arcillas se ve decisivamente influido por su estructura cristalina en general y su constitución mineralógica en particular. Esto se refleja en que las arcillas no solo se diferencian en el tamaño de las partículas, sino que en sus propiedades mineralógicas que hacen que tenga un comportamiento distinto al de los suelos granulares [4].

Cabe destacar que los principales grupos de arcillas son:

- **Colinita:**

Consiste en capas repetidas de láminas de sílice-gibbsita elementales. Cada capa es aproximadamente 7,2 Å (donde Å es ángstrom) de espesor, donde el área de la superficie de las partículas por unidad de masa es de aproximadamente 15 [m²/g] [23].

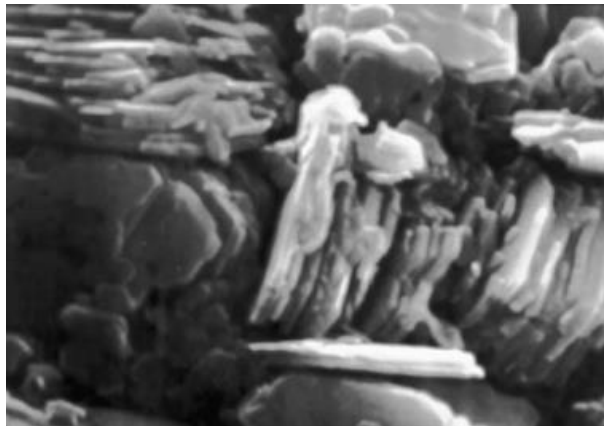


Figura 2.15 - Microfotografía electrónica de una caolinita bien cristalizada de St. Austell, Cornwall, Inglaterra.
Fuente: Fundamentals of Soil Behavior, Mitchell [25].

- **Illita:**

Consiste en una lámina de gibbsita unida a dos láminas de sílice, una de la parte superior y otra en la parte inferior, las cuales están unidas entre sí por iones de potasio. Cada capa tiene espesores de 50 a 500 Å, con una superficie específica de 80 [m²/g] [23].

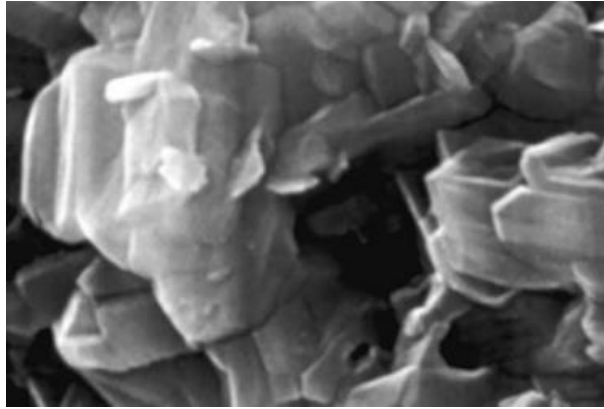


Figura 2.16 - Microfotografía electrónica de illita de Morris, Illinois. Fuente: Fundamentals of Soil Behavior, Mitchell [25].

- **Montmorillonita (esmeclitas):**

La montmorillonita tiene una estructura similar a la de la illita, es decir, una lámina de gibbsita intercalada entre dos láminas de sílice. En la montmorillonita existe sustitución isomorfa de magnesio y hierro para el aluminio en las láminas octaédricas. Aquí no están presentes los iones de potasio, como en el caso de la illita, y una gran cantidad de agua es atraída al espacio entre las capas. Presenta una superficie específica de aproximadamente 80 [m²/g] [23].

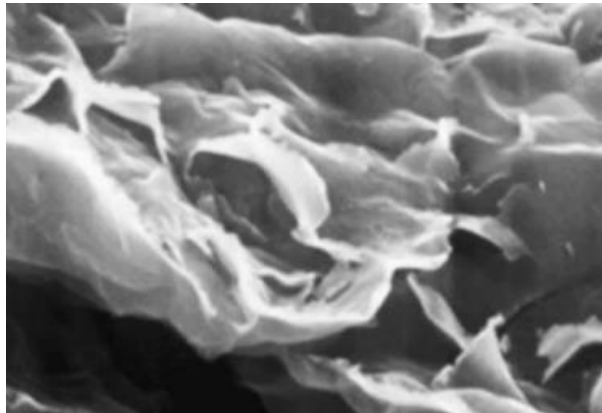


Figura 2.17 - Microfotografía electrónica de montmorillonita (bentonita). Fuente: Fundamentals of Soil Behavior, Mitchell [25].

Además de la caolinita, illita y montmorillonita, otros minerales comunes de las arcillas que se encuentran son generalmente la clorita, haloisita, vermiculita y atapulgita.

2.5.1.1 Métodos para el análisis de la composición

Los métodos y técnicas que pueden emplearse para la determinación de la composición del suelo y el estudio de los granos del suelo incluyen:

1. Análisis y separación del tamaño de las partículas.
2. Diversos pretratamientos previos al análisis mineralógico.
3. Análisis químicos de óxidos libres, hidróxidos componentes amorfos y materia orgánica

4. Estudio con microscopio petrográfico de limos y arenas.
5. Estudio con microscopio electrónico.
6. Difracción de rayos X para la identificación de minerales cristalinos.
7. Análisis térmico.
8. Determinación de la superficie específica.
9. Análisis químico de la carga de la capa, capacidad de capacidad de intercambio catiónico, cationes intercambiables, pH y sales solubles.
10. Pruebas de tinción para la identificación de arcillas.

En este informe se realizará el ensayo de difracción de rayos X (DRX) para identificar los minerales presentes en cada muestra siempre y cuando estos, se encuentren presentes en un porcentaje superior al 1 a 3%, el cual es útil para el análisis de estructuras cristalinas, dado que las longitudes de onda de aproximadamente 1 \AA son del mismo orden que la separación de los planos atómicos en los materiales cristalinos. Cuando los rayos X inciden en un cristal, penetran hasta una profundidad de varios millones de capas antes de ser absorbidos. En cada plano atómico, una pequeña parte del haz es absorbida por átomos individuales que oscilan como dipolos e irradian ondas en todas las direcciones. Las ondas radiadas en determinadas direcciones estarán en fase y pueden interpretarse de forma simplificada como una onda resultante de una reflexión del haz incidente. Las radiaciones en fase surgen como un haz coherente que puede ser detectado en una película o por un dispositivo de recuento de radiación. La orientación de los planos atómicos paralelos, respecto a la dirección del haz incidente, en la que las radiaciones están en fase depende de la longitud de onda de los rayos X y de la distancia entre los planos atómicos [25].

Esta técnica consiste en pulverizar una muestra que contiene partículas en todas las orientaciones posibles, se enfrenta con un haz de rayos X paralelos, y haces difractados de varias intensidades son escaneados por un detector PSD, que registra automáticamente las señales para producir un gráfico que muestra la intensidad del haz o rayo difractado en función del ángulo 2θ . Por lo tanto, cada mineral producirá un conjunto característico de reflexiones en valores correspondientes a las separaciones interatómicas entre los planos prominentes. Las intensidades de las diferentes reflexiones varían en función de la densidad del empaquetamiento atómico, entre otros factores [4].

La mineralogía es el principal factor que controla el tamaño, forma y propiedades de las partículas del suelo. Estos mismos factores determinan los posibles rangos de propiedades físicas y químicas de cualquier suelo; por lo tanto, el conocimiento a priori de los minerales presentes en un suelo proporciona una visión intuitiva de su comportamiento [25].

Por lo tanto, en este trabajo se realiza un estudio mineralógico de los suelos donde el efecto del agua en los suelos juega un papel importante al momento de conocer el tipo de mineral presente en la muestra, ya que dicho efecto puede manifestarse como cambios de volumen, cohesión, estabilidad mecánica y en las presiones efectivas.

2.6 Estabilidad de taludes

A una superficie de suelo expuesta que se sitúa en un ángulo con la horizontal se le llama talud, donde la pendiente puede ser natural o construida. Si la superficie del suelo no es horizontal, un componente de la gravedad hará que el suelo se mueva hacia abajo [3], como se muestra en la Figura 2.18.

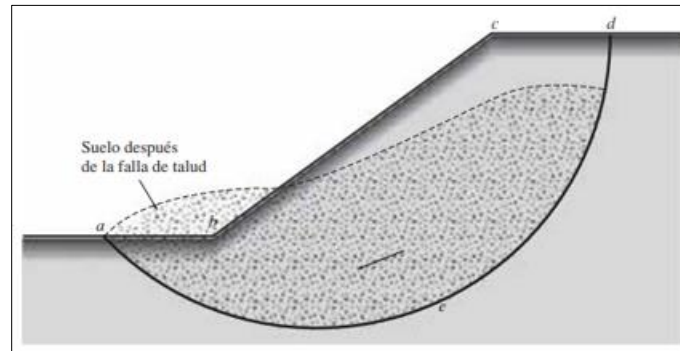


Figura 2.18 - Falla de talud. Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das [23].

En muchos casos se espera que se compruebe la seguridad de los taludes naturales, taludes de excavaciones y terraplenes compactados. Este proceso se llama, análisis de estabilidad del talud, lo cual implica la determinación y la comparación del corte desarrollado a lo largo de la superficie de ruptura más probable con la resistencia del suelo al corte, donde esta última depende de dos componentes, la cohesión y la fricción interna [23].

2.6.1 Análisis de estabilidad

El análisis de estabilidad se aplica al diseño de taludes cuando éstos presentan problemas de inestabilidad potencial. Se debe elegir un coeficiente de seguridad adecuado, dependiendo de la finalidad de la excavación y del carácter temporal o definitivo del talud, combinando los aspectos de seguridad, costes de ejecución, consecuencias o riesgos que podría causar su rotura, etc.

Los análisis permiten definir la geometría de la excavación o las fuerzas externas que deben ser aplicadas para lograr el estado de equilibrio deseado con el factor de seguridad adecuado. En caso de taludes inestables, los análisis permiten diseñar las medidas de corrección o estabilización adecuadas para evitar nuevos movimientos.

Las muestras alteradas de suelos finos no pueden ser utilizadas para la ejecución de ensayos de consolidación, conductividad hidráulica y/o resistencia al corte. Para estas pruebas de laboratorio se deben obtener muestras inalteradas [23], pero debido a las características de los suelos residuales, en este caso, *el maicillo*, no es posible extraer este tipo de muestras, por lo que para determinar los parámetros de resistencia al corte del suelo en estudio se realizarán ensayos de corte directo de muestras reconstituidas que luego se calibrarán mediante un proceso controlado de back-analysis, para posteriormente, caracterizar mediante criterios geomecánicos los diferentes maicillos analizados de cada caso en particular, que permitan un diseño de taludes seguros (catálogo de taludes).

El back-analysis de taludes se realiza considerando un estado de equilibrio último o un estado de equilibrio deseado a fin de determinar el mecanismo de falla probable a ser considerado en taludes

bajo condiciones y suelos similares. Este procedimiento permite, además, determinar el grado de representatividad de los valores obtenidos en laboratorio mediante muestras reconstituidas, para así poder respetar el factor escala impuesto por los ensayos de laboratorio. Por otro lado, mediante el back-analysis se tiene la gran ventaja de estar trabajando con un modelo 1:1 (escala natural) que incluye directamente el factor escala mencionado anteriormente, dado que no se elimina ninguna partícula, bloque o masa de material que no pueda ser considerada debido a las dimensiones de una probeta de laboratorio.

Los métodos de análisis de estabilidad se basan en un planteamiento fisicomatemático en el que intervienen las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras que actúan sobre el talud y que determinan su comportamiento y condiciones de estabilidad. Además, cabe destacar que la elección del método a utilizar permite estimar un factor de seguridad medio determinístico y el factor de seguridad probabilístico incluyendo la probabilidad de una falla por corte del sistema analizado. Dicho factor de seguridad suele definirse como la relación entre la resistencia al corte real y la resistencia al corte mínima necesaria para evitar la falla.

Dichos métodos pueden ser determinísticos o probabilísticos y se describen brevemente en 2.6.1.1 y 2.6.1.2, respectivamente.

2.6.1.1 Método determinístico

Conocidas o supuestas las condiciones en que se encuentra un talud, estos métodos mediante parámetros aleatorios permiten determinar si el talud presenta un grado de estabilidad basado en una seguridad a la falla por corte, el factor de seguridad mínimo admisible. En otras palabras, estos métodos se basan en la determinación del factor de seguridad mínimo del sistema analizando varias superficies de deslizamiento probables, sin considerar una variación aleatoria de los parámetros de resistencia.

2.6.1.2 Método probabilístico

Consideran la probabilidad de rotura de un talud bajo condiciones determinadas. Es necesario conocer las funciones de distribución de los diferentes valores considerados como variables aleatorias en los análisis (lo que supone su mayor dificultad por la gran cantidad de datos necesarios, dadas las incertidumbres sobre las propiedades de los materiales), realizándose a partir de ellas los cálculos del factor de seguridad mediante procesos iterativos. Se obtienen las funciones de densidad de probabilidad y distribución de la probabilidad del factor de seguridad, y curvas de estabilidad del talud, con el factor de seguridad asociado a una determinada probabilidad de ocurrencia. Entonces, el método probabilístico comúnmente usado determina la confiabilidad de un talud basándose en el cálculo de la probabilidad de falla e índice de confiabilidad, correspondientes a la superficie de deslizamiento crítica.

2.6.2 Selección del método de análisis

La elección del método de análisis más adecuado en cada caso dependerá de:

- Las características geológicas de los materiales.

- Los datos disponibles del talud y su entorno (geométricos, geológicos, geomecánicos, hidrogeológicos, etc.).
- Alcance y objetivos del estudio, grado de detalle y resultados que se espera obtener.

Estos factores son, a su vez, interdependientes entre sí; no se podrá efectuar un análisis detallado si no se dispone de los datos necesarios y suficientes, al igual que un caso de estabilidad complejo no podrá ser abordado con un método simple por el hecho de disponer de pocos datos de campo o laboratorio. Asimismo, hay que tener en cuenta que, tanto los datos de campo como los de laboratorio, deberían ser obtenidos en función del método de análisis de estabilidad que se vaya a emplear y del tratamiento que se les vaya a dar. Es importante recalcar que a partir del tamaño del talud se van a determinar las dimensiones de la sección de cálculo.

Existen numerosos métodos de dovelas más modernos, y que intentan reproducir mejor el fenómeno de inestabilidad, estableciendo diversas hipótesis entre las fuerzas existentes en los contactos entre dovelas (que el método de Bishop desprecia suponiendo que no dan momentos). Incluso consideran superficies no circulares (como el método de Janbu), sustituyéndola por una espiral logarítmica (que quizás se ajuste mejor a lo observado en el campo) o una superficie poligonal. Cabe destacar, en este sentido, los métodos de Morgenstern-Price y de Spencer, conducen a soluciones más aproximadas a la realidad [1].

Para el análisis se considerará el método de Morgenstern-Price, dado que puede utilizarse para satisfacer el equilibrio de fuerzas y momentos, es decir, cumple con las tres condiciones de equilibrio básicas de la estática.

En la Tabla 2.4 se pueden observar los métodos antes mencionados y las condiciones de la estática que cumple cada uno.

Tabla 2.4 - Condiciones de equilibrio límite que satisfacen los métodos de equilibrio límite.

Método	Equilibrio de fuerzas		Equilibrio de momento
	x	y	
Ordinario de cortes (OMS)	No	No	Si
Simplificado de Bishop	Si	No	Si
Simplificado de Janbu	Si	Si	No
Lowe y Karafiath	Si	Si	No
Cuerpo de ingenieros	Si	Si	No
Spencer	Si	Si	Si
Riguroso de Bishop	Si	Si	Si
Generalizado de Janbu	Si	Si	No
Sarma	Si	Si	Si
Morgenstern-Price	Si	Si	Si

Fuente: Estabilidad de taludes y métodos de estabilización [22].

2.6.3 Back-analysis (Análisis inverso o retrospectivo)

Para cualquier análisis de estabilidad de taludes, deben conocerse en detalle la topografía, la geología, la resistencia al corte, la deformabilidad, las condiciones de las aguas subterráneas, las cargas externas y la curvatura en planta del talud, e interpretarse con criterio para obtener el modelo del subsuelo más representativo para los análisis.

Es importante recalcar que el back-analysis es aplicable para cualquier tipo de estudio o evento geotécnico, ya sea, taludes, fundaciones, túneles, etc. Sin embargo, en este trabajo de título se abordará el back-analysis para la estabilidad de taludes.

Debido a las dificultades inherentes al enfoque clásico de diseño de taludes, el análisis retrospectivo o back-analysis a menudo proporciona información valiosa para un futuro diseño, dado que es una herramienta de estudio que determina propiedades representativas, de verificación de datos de laboratorio, de calibración de modelos geomecánicos, entre otras.

Con la ayuda de los métodos de análisis retrospectivos, se pueden obtener parámetros relevantes de resistencia al corte que, de otro modo, no se obtendrían mediante las pruebas de laboratorio convencionales [22]. Sin embargo, hay que recordar que estos parámetros sólo son aplicables a una formación geológica específica en una ubicación geográfica determinada, ya que son producto de la topografía, la geología y el clima de ese lugar.

Cabe destacar que tanto como la geometría de deslizamiento, presiones de agua de los poros en la superficie, cargas externas que actúan sobre el talud en el momento de la falla y los pesos unitarios de los materiales implicados en el evento geotécnico, pueden evaluarse con una aproximación razonable a partir de investigaciones de campo y de laboratorio. El back-analysis se utiliza a menudo para determinar aproximadamente la resistencia de los materiales a lo largo de la superficie de rotura, en otras palabras, la resistencia del suelo, donde para ello se supone un factor de seguridad adecuado para el momento que ocurre la falla [22].

En resumen, el proceso de back-analysis también es llamado retro análisis, dado que se realiza un análisis inverso, donde por lo general, se utiliza un factor de seguridad igual a 1 o estado de equilibrio último para que así, se logre un factor de seguridad mínimo de diseño. Entonces, se retrocede para determinar los parámetros resistentes del suelo de forma aproximada (cohesión y ángulo de fricción interna) que satisfagan la condición del factor de seguridad que se esté utilizando, entregando como resultado un gráfico de dispersión estadístico, tal como se muestra en la Figura 2.19 (a modo de ejemplo), la cual muestra todos los posibles valores de los pares de cohesión y ángulo de fricción. Cabe destacar que para este ejemplo se consideró un factor de seguridad igual a 1.

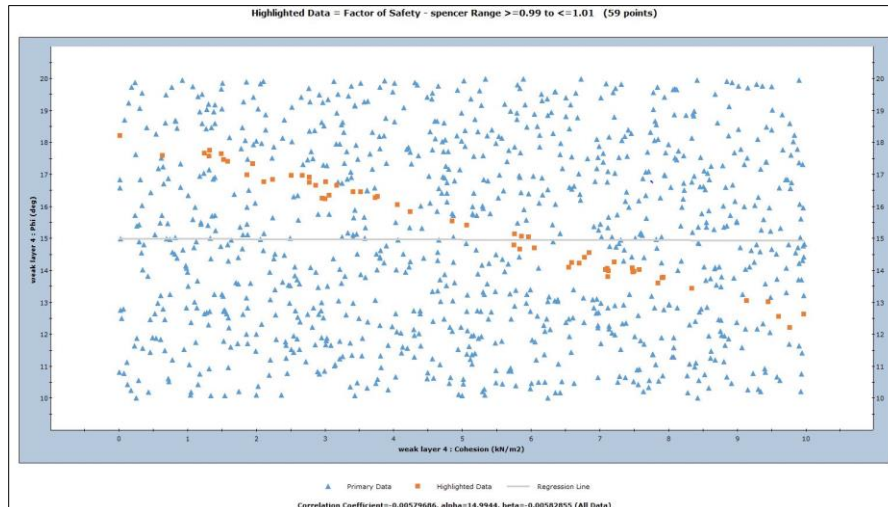


Figura 2.19 - Gráfico de dispersión – Cohesión v/s ángulo de fricción. Fuente: Software Slide2.

Los puntos resaltados en rojo representan los valores probables de las variables buscadas, en este caso, cohesión y ángulo de fricción interna, con un margen de error impuesto en un principio, lo cual no es posible con los ensayos de laboratorio. En la Figura 2.20 se puede observar lo antes mencionado.

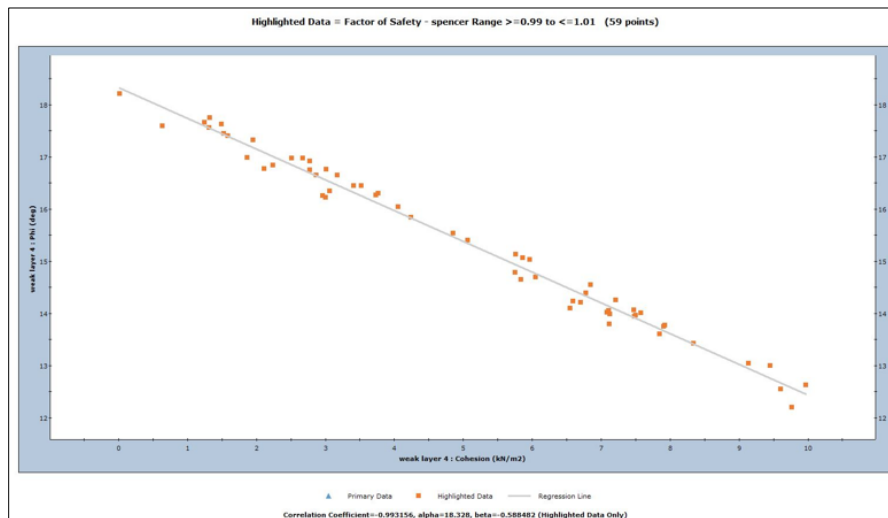


Figura 2.20 - Gráfico de dispersión con valores de cohesión y ángulo de fricción que satisfacen FS=1. Fuente: Software Slide2.

Cabe destacar que cualquier par de valores cohesión, ángulo de fricción que pertenezca a los puntos mostrados en rojo, debería entregar un factor de seguridad aproximadamente 1, dado que, tal como se muestra en la imagen, el FS entregado se encuentra entre 0,99 y 1,01.

Capítulo III – Marco metodológico

3.1 Generalidades

Balestrini (2000) señala que el marco metodológico “es el conjunto de procedimientos a seguir con la finalidad de lograr los objetivos de la información de forma válida y con una alta precisión” [26]. En otras palabras, es la estructura sistemática para la recolección, ordenamiento y análisis de información, que permite la interpretación de los resultados en función del problema que se investiga.

3.1.1 Tipo de investigación

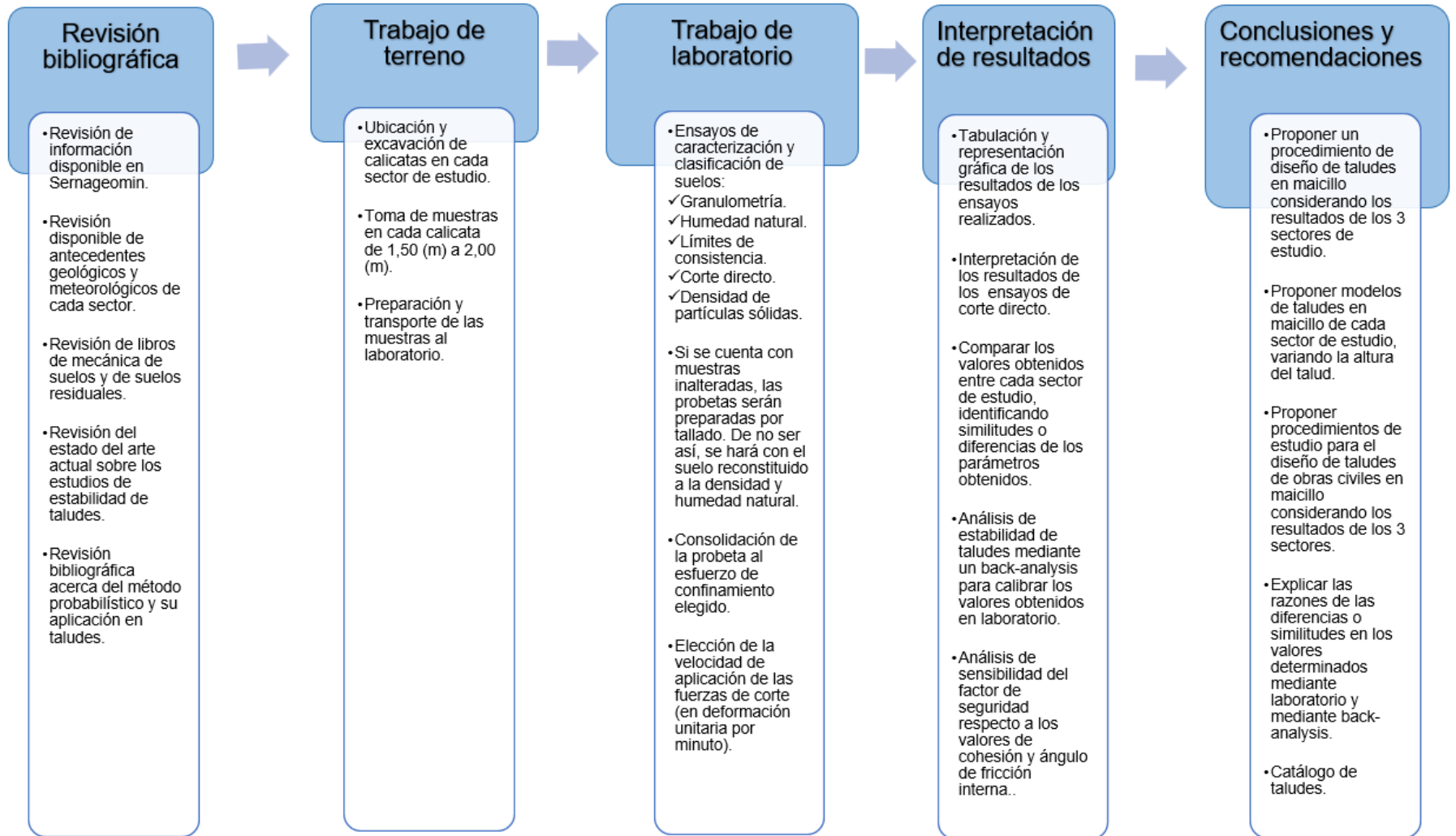
Dado que el objetivo del estudio es determinar las propiedades de resistencia al corte del maicillo mediante ensayos de laboratorio de las muestras extraídas *in situ* de los taludes existentes en cada sector de estudio, para posteriormente compararlas con las propiedades obtenidas a través de un análisis probabilístico aplicando un proceso de back-analysis, se utilizará el diseño no experimental, dado que se observan los fenómenos tal y como se dan en su contexto natural para después analizarlos [26], es decir, se realiza sin manipular deliberadamente las variables. Además, se aplicará de manera transversal descriptiva, dado que se recolectan datos en un solo momento, en un tiempo único, donde tiene como propósito describir variables y analizar su incidencia e interrelación.

Cabe destacar que la investigación se realizará bajo el planteamiento metodológico cuantitativo, puesto que éste es el que mejor se adapta a las características y necesidades planteadas en este trabajo de título. Dicho enfoque utiliza la recolección y el análisis de datos para contestar preguntas de investigación, y confía en la medición numérica, el conteo y frecuentemente en el uso de la estadística para establecer con exactitud patrones de comportamiento en una población [26], en otras palabras, este método pretende acotar la información midiendo con precisión las variables de estudio.

El proceso se aplica secuencialmente: se comienza con una idea que va acotándose y, una vez delimitada, se establecen objetivos, se revisa la literatura y se construye un marco o una perspectiva teórica. Después se analizan objetivos, se elabora o selecciona un plan para probar las hipótesis (diseño de investigación) y se determina una muestra. Por último, se recolectan datos utilizando uno o más instrumentos de medición, los cuales se estudian (la mayoría de las veces a través del análisis estadísticos), y se reportan los resultados [26].

El proceso o diseño metodológico implementado en este trabajo de título será mostrado con mayor detalle a continuación, en la sección 3.2.

3.2 Diseño metodológico



Capítulo IV – Trabajo de terreno

Se realizaron 3 salidas a terreno donde se identificaron los taludes que serán estudiados.

En terreno y para cada talud se define un lugar representativo del mismo donde se tomarán muestras para realizar análisis de laboratorio a través de diversos ensayos mencionados en el capítulo V.

A continuación, en las Figuras 4.1, 4.2 y 4.3 se observan los taludes correspondientes a cada sector de estudio.



Figura 4.1 - Talud del sector de estudio – El Pangal. Fuente: Elaboración propia.



Figura 4.2 - Talud del sector de estudio – Camino La Quebrada. Fuente: Elaboración propia.



Figura 4.3 - Talud del sector de estudio – Cuncumén. Fuente: Elaboración propia.

Los taludes mostrados anteriormente presentan las siguientes características geométricas:

- El Pangal:
 - Altura = 5,3 [m]
 - Ángulo de Inclinación = 68°
 - Cargas sobre el talud = No presenta cargas externas.

- Camino La Quebrada:
 - Altura = 7,5 [m]
 - Ángulo de Inclinación = 56°
 - Cargas sobre el talud = No presenta cargas externas.

- Cuncumén:
 - Altura = 34,11 [m]
 - Ángulo de Inclinación = 56°
 - Cargas sobre el talud = No presenta cargas externas.

Cabe destacar que para los análisis de estabilidad sólo se considera el talud que presente características más desfavorables, es decir, el que presente mayor altura y pendiente, por lo que se trabaja con las características geométricas del talud de Cuncumén.

Capítulo V – Ensayos de laboratorio

Se pueden obtener dos tipos de muestras de suelo durante la exploración del subsuelo: alteradas y no alteradas. Las muestras alteradas, pero representativas, generalmente se pueden utilizar para los ensayos de laboratorio que se mencionan a continuación, con sus respectivas normas y/o manuales asociados.

5.1 Caracterización física

En la Tabla 5.1 se muestra el programa de ensayos realizados para determinar las propiedades físicas del maicillo presente en cada sector de estudio con su respectiva norma utilizada.

Tabla 5.1 - Ensayos de laboratorio para determinar las propiedades físicas con sus respectivas normas.

Ensayo	Norma
Densidad de partículas sólidas	NCh 1532 Of. 80 – Mecánica de suelos – Determinación de partículas sólidas [27].
Análisis granulométrico	ASTM D2487-06 – Método de ensayo estándar para el Análisis Granulométrico [28].
Humedad	NCh 1515 Of. 79 – Determinación de humedad [29].

Fuente: Elaboración propia.

5.1.1 Densidad de partículas sólidas

Se realizó el ensayo a las muestras de cada sector según la normativa indicada en la Tabla 5.1.



Figura 5.1 - Determinación de la gravedad específica mediante picnómetro. Fuente: Elaboración propia.

Con este ensayo se determina la gravedad específica de dichas muestras, donde es la razón entre la masa unitaria de las partículas de suelo y agua. Este parámetro es utilizado para determinar la relación peso-volumen y se determina como se muestra en la ecuación (4):

$$G_s = \frac{M_s}{M_s + M_a - M_m} \quad (4)$$

Donde:

M_s : masa del suelo seco.

M_a : masa del matraz con suelo seco y agua sin aire.

M_m : masa del matraz lleno sólo con agua sin aire.

La importancia de este ensayo para la caracterización del suelo es su aporte de información sobre las partículas que componen el suelo y así determinar su densidad, además de ser un parámetro esencial para el cálculo de relación de vacíos de los suelos, siendo este ensayo fundamental para el estudio del comportamiento del cambio volumétrico de estos.

5.1.2 Análisis granulométrico

El análisis granulométrico determina la gama de tamaños de partículas presentes en un suelo, expresados como un porcentaje del peso seco total.

Para llevar a cabo dicho análisis, se debe primero secar al horno el suelo y luego romper todos los grumos en pequeñas partículas. A continuación, se agita el suelo a través de una pila de tamices con abertura decreciente de arriba abajo tal como se muestra en la Figura 5.2.



Figura 5.2 - Tamices para realizar ensayo de granulometría. Fuente: Elaboración propia.

5.1.3 Humedad

La determinación del contenido de humedad o también conocido como contenido de agua, es importante al igual que los ensayos antes mencionados, dado que es un parámetro esencial para la relación peso-volumen, y se define como la razón del peso de agua al peso de los sólidos en un volumen dado de suelo.

5.2 Caracterización mecánica

Análogamente a la caracterización anterior, en la Tabla 5.2 se muestra el programa de ensayos realizados con su respectiva norma utilizada.

Tabla 5.2 - Ensayos de laboratorio para determinar las propiedades mecánicas con sus respectivas normas.

Ensayo	Norma
Límites de Atterberg	NCh 1517/1 Of. 79 y NCh 1517/2 Of. 79 – Mecánica de suelos – Límites de consistencia [30], [31].
Corte directo	ASTM 3080-98 – Método de ensayo de Corte Directo de suelos bajo condiciones consolidadas drenadas [32].

Fuente: Elaboración propia.

5.2.1 Límites de Atterberg

La determinación de índice de plasticidad a través de los límites líquido y plástico son necesarios para la clasificación del suelo, dado que describe la consistencia de los suelos de grano fino con diferentes contenidos de humedad. Por lo tanto, sobre una base arbitraria, dependiendo del contenido de humedad, la naturaleza del comportamiento del suelo puede ser dividido en cuatro estados básicos: sólido, semisólido, plástico y líquido.



Figura 5.3 - Ensayo: Límites de consistencia. Fuente: Elaboración propia.

5.2.2 Corte Directo

El ensayo de corte directo es esencial para la determinación de los parámetros resistentes del suelo, como el ángulo de fricción interna y la cohesión entre las partículas del suelo. En la Figura 5.4 se muestran las probetas de muestreo, donde se puede observar la falla por corte.



Figura 5.4 - Ensayo: Corte directo. Fuente: Elaboración propia.

5.3 Caracterización química – Mineralógica

En la Tabla 5.3 se muestra el programa de ensayos realizados para determinar las propiedades mecánicas del maicillo presente en cada sector de estudio, además se indica su respectiva norma utilizada.

Tabla 5.3 - Ensayos de laboratorio para identificar los minerales presentes en las muestras.

Ensayo	Norma o Referencia
Fluorescencia de rayos X	Fluorescencia de rayos X, Universidad de Burgos [33]
Difracción de rayos X	Manual de mineralogía, Cornelis, Kein [34].

Fuente: Elaboración propia.

5.3.1 Fluorescencia de rayos X (FRX)

La FRX es una técnica espectroscópica que utiliza la emisión secundaria o fluorescente de radiación X generada al excitar una muestra con una fuente de radiación X, la cual puede ser incidente o primaria donde expulsa electrones de capas interiores del átomo. Los electrones de capas más externas ocupan los lugares vacantes, y el exceso energético resultante de esta transición se disipa en forma de fotones, radiación X fluorescente o secundaria, con una longitud de onda característica que depende del gradiente energético entre los orbitales electrónicos implicados, y una intensidad directamente relacionada con la concentración del elemento en la muestra.

Tiene como finalidad el análisis químico elemental, tanto cualitativo como cuantitativo, de los elementos comprendidos entre el flúor (F) y el uranio (U) de muestras sólidas (filtros, metales, rocas, muestras en polvo, tejidos, etc.) y líquidas porque permite hacerlos sin preparación de la muestra. El único requisito es que ésta tenga un tamaño inferior al del porta muestras [33].

Cabe destacar que este análisis fue realizado en el laboratorio de la Universidad de Valparaíso, donde se utilizaron muestras que debían ser previamente tamizadas por la malla #200 para así obtener el porcentaje de finos requerido para el análisis, el cual correspondía a 100 [gr] aproximadamente, tal como se muestra a continuación en la Figura 5.5.



Figura 5.5 - Muestras de El Pangal, Camino La Quebrada y Cuncumén, respectivamente, para análisis FRX.
Fuente: Elaboración propia.

5.3.2 Difracción de rayos X (DRX)

La difracción es un método que permite identificar los minerales por su estructura cristalina. La utilidad de este método ha crecido y su campo se ha extendido con la introducción del difractor de rayos X [34].

Lo anterior es posible gracias a que los minerales son cristalinos y la distribución regular en el espacio de sus componentes se describe por medio de las redes cristalinas, que manifiestan la repetición periódica de la celda del mineral.

El instrumento para la medida del difractor es el difractor en polvo como el que se muestra en la Figura 5.6. Está formado por una fuente de rayos X, un porta muestras montado sobre un goniómetro giratorio y un detector. El porta muestras, situado en posición, gira según la trayectoria de un haz colimado de rayos X, mientras que un detector de estos rayos, que se encuentra montado en un brazo, gira alrededor para captar las señales difractadas de los mismos.

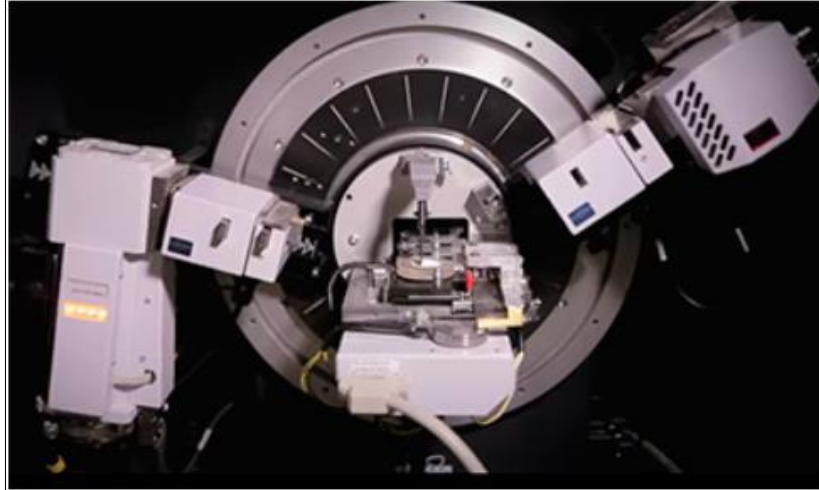


Figura 5.6 - Difracción de rayos X. Fuente: Servicio Geológico Mexicano [34].

El método de polvo cristalino permite obtener una lista de espaciados e intensidades (datos de difracción) de una forma rápida y sencilla. La muestra de mineral o de roca para análisis difractométrico se prepara reduciéndose a polvo fino, y se extiende sobre un porta muestras, usando una pequeña cantidad de aglomerante adhesivo. El resultado de la pulverización es la obtención de un número muy elevado de pequeños cristalinos, los cuales pueden reflejar los rayos X [34].

Capítulo VI – Presentación e interpretación de resultados

6.1 Densidad de partículas sólidas

Para la determinación de la gravedad específica de los sólidos se utilizó un matraz con agua a temperatura constante de 20 °C y un plato evaporador, obteniendo un valor de 2,71 para el sector de El Pangal y Camino La Quebrada, y un valor de 2,64 para el sector de Cuncumén, tal como se muestra en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1 - Gravedad específica de los sólidos.

Ubicación	El Pangal	Camino La Quebrada	Cuncumén
Peso frasco + agua + suelo [gr]	1337,0	1373,9	1336,5
Temperatura [°C]	20,0	20,0	20,0
Peso frasco + agua [gr]	1268,2	1305,8	1269,1
Peso plato evaporador + suelo seco [gr]	552,6	512,8	513,4
Peso plato evaporador [gr]	443,8	405	405
Peso suelo seco [gr]	108,8	107,8	108,4
Gs	2,71	2,71	2,64

Fuente: Elaboración propia.

Para la mayor parte de los suelos, la gravedad específica (Gs) se encuentra dentro del rango de 2,65 a 2,80, por lo que los valores mostrados en la Tabla 6.1 se encuentran dentro del rango aceptable. Además, se observa que los valores de este ensayo son muy similares entre sí, por lo que esta propiedad es relativamente invariable entre las zonas de estudio.

6.2 Análisis granulométrico

El análisis granulométrico realizado se resume en la Tabla 6.2, donde se muestran los resultados de este ensayo indicando los porcentajes que pasan los respectivos tamices, donde, además, en la Figura 6.1 se muestran las diferentes curvas granulométricas asociadas a cada muestra.

Tabla 6.2 - Granulometría sectores de estudio.

Malla ASTM	Tamiz [mm]	% Pasa		
		El Pangal	Camino La Quebrada	Cuncumén
2"	50	100,0	100,0	100,0
1 1/2"	37,5	100,0	95,4	96,4
1"	25	100,0	92,5	92,3
3/4"	20	100,0	90,1	90,0
3/8"	10	100,0	85,8	82,5
N°4	5	96,5	81,4	70,8
N°10	2	66,0	77,0	58,2

N°40	0,5	28,0	61,8	37,9
N°200	0,08	10,3	48,8	25,0

Fuente: Elaboración propia.

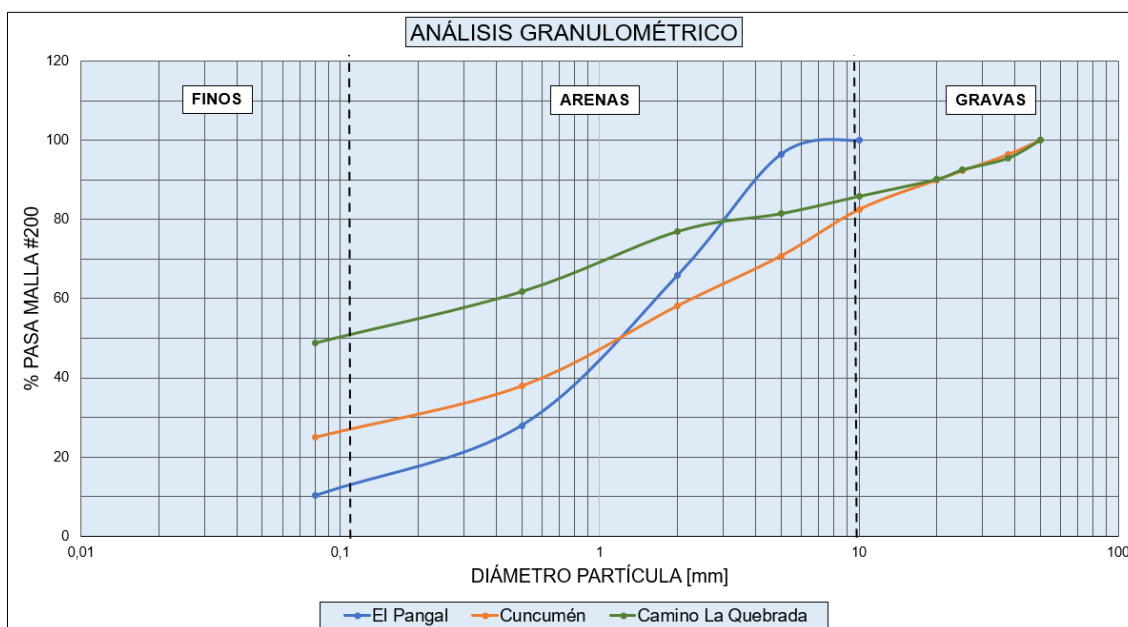


Figura 6.1 - Distribución granulométrica. Fuente: Elaboración propia.

Se observa que los suelos asociados a dichas curvas corresponden a un suelo bien gradado, donde, por ejemplo, en los sectores El Pangal y Cuncumén se tiene una arena bien gradada con poco porcentaje de finos, en cambio en Camino La Quebrada se tiene un comportamiento similar, pero con la diferencia que presenta un mayor porcentaje de finos, dado que la curva (verde) se desplaza hacia arriba.

6.3 Humedad natural

Para determinar la humedad natural existente en cada muestra, se consideró el peso del suelo húmedo y el peso del suelo seco para así encontrar el contenido de agua existente en dichas muestras, el cual se encuentra expresado en porcentaje en la Tabla 6.3.

Tabla 6.3 - Determinación del contenido de humedad.

Ubicación	Cap. + S. Hum [gr]	Cap. + S. Seco [gr]	Peso cápsula [gr]	Suelo húmedo [gr]	Suelo seco [gr]	Humedad (%)
El Pangal	604,5	589,8	301,3	303,2	288,5	5,10%
Camino La Quebrada	707,2	670,5	302,1	405,1	368,4	9,96%
Cuncumén	709,7	674,3	303,5	406,2	370,8	9,55%

Fuente: Elaboración propia.

El contenido de humedad varía en cada sector debido al clima asociado a las fechas que fueron extraídas las muestras, dado que, por ejemplo, en el sector El Pangal la exploración se realizó en el mes de mayo, y en los sectores de Cuncumén y Camino la quebrada se realizó en los meses de Junio – Julio, por lo que presenta un porcentaje de humedad mayor debido a las precipitaciones acontecidas a la fecha.

6.4 Límites de consistencia

Los resultados de los límites de consistencia o también llamados límites de Atterberg (límite líquido y plástico) para los diferentes sectores de estudio se presentan en la Tabla 6.4, los cuales fueron obtenidos mediante la curva de flujo mostrada en la Figura 6.2, la cual entrega el contenido de humedad (en porcentaje) con respecto al número de golpes.

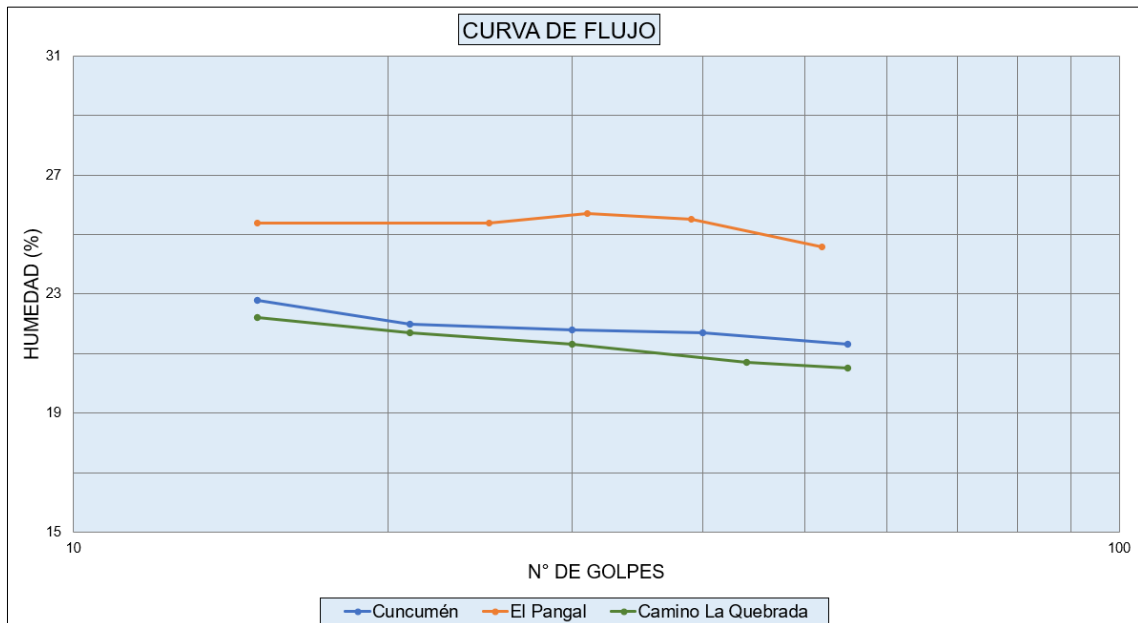


Figura 6.2 - Curva de flujo para la determinación del límite líquido. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6.4 - Límites de Atterberg para los diferentes sectores de estudio.

	El Pangal	Camino La Quebrada	Cuncumén
Límite Líquido (%)	25,4	21,5	21,9
Límite Plástico (%)	16,6	15,6	15,9
Índice de Plasticidad (%)	8,8	5,9	6,0

Fuente: Elaboración propia.

Si se determina el contenido de humedad correspondiente al número de golpes $N=25$, es posible determinar el límite líquido, tal como muestra en la Figura 6.2, donde posteriormente, se le resta el límite plástico para finalmente obtener el índice de plasticidad.

Casagrande estudió la razón del índice de plasticidad con el límite líquido de una amplia variedad de suelos naturales [3], y sobre la base de los resultados de la prueba se propuso una carta de plasticidad como la que se muestra a continuación en la Figura 6.3.

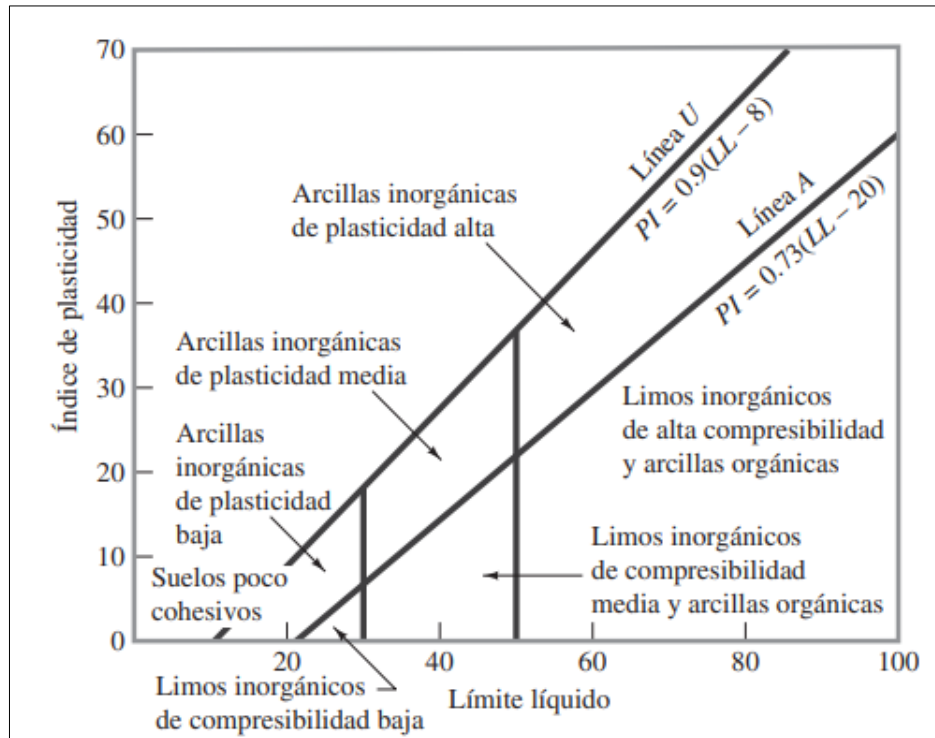


Figura 6.3 - Carta de plasticidad. Fuente: Fundamentos de Ingeniería geotécnica, Braja M. Das [23].

La información proporcionada en la carta de plasticidad es de gran valor y es la base para la clasificación de los suelos de grano fino en el Sistema de Clasificación Unificado de Suelos, donde la línea A separa las arcillas inorgánicas de los limos inorgánicos, donde se encuentran por encima y por debajo de esta línea, respectivamente.

Es por ello que se relaciona el índice de plasticidad con el límite líquido de cada sector de estudio, entregando la carta de plasticidad mostrada en la Figura 6.4.

En ella se puede observar que la relación del límite líquido con el índice de plasticidad de los tres sectores se encuentran sobre la línea A, por lo que se tienen arcillas inorgánicas de baja plasticidad, por lo que se caracterizan por ser suelos poco cohesivos, es decir, se tendrá una baja cohesión en los tres sectores.

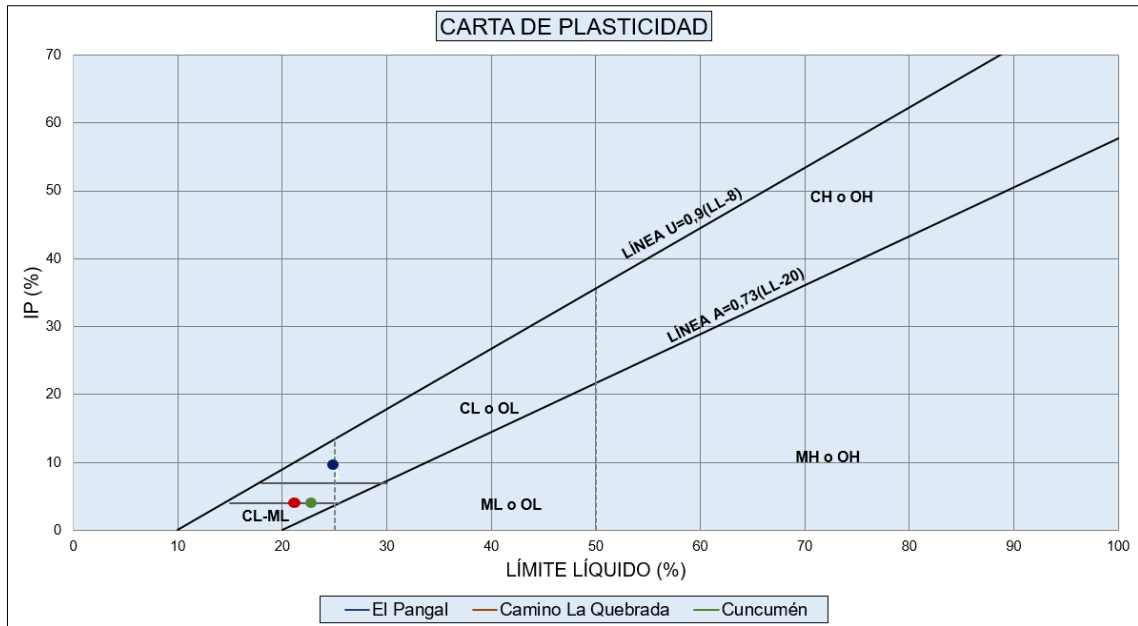


Figura 6.4 - Carta de plasticidad de los sectores de estudio. Fuente: Elaboración propia.

Para determinar el valor de la cohesión asociada a cada sector, se realiza el ensayo de corte directo, donde sus resultados se muestran en la sección 6.6, donde posteriormente, serán calibrados y verificados con un análisis de estabilidad mediante el back-analysis.

6.5 Clasificación de los suelos

Para la clasificación de los suelos se realiza de acuerdo a las consideraciones propuestas por la ASTM D2487-11 – “Práctica estándar para la clasificación de suelos con fines de ingeniería (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos)”. Para ello se consideran los parámetros obtenidos anteriormente, ya sea, la granulometría, el contenido de agua, límites de consistencia y con ello, el índice de plasticidad.

Los tres sectores de estudio; El Pangal, Camino La Quebrada y Cuncumén, tienen un suelo granular, específicamente arenas, dado que el 50% o más de la fracción gruesa pasa el tamiz N°4 y es retenida en el tamiz N°200, además, presentan un porcentaje de finos de baja plasticidad entre 5 y 12%, por lo que su clasificación requerirá de simbología doble.

Por lo tanto, dado que se tiene un suelo granular con finos de baja plasticidad y, además, considerando el comportamiento que presenta la curva granulométrica, se tendrán las siguientes clasificaciones:

- **El Pangal:** SW-SC – Arena arcillosa bien gradada.
- **Camino la quebrada:** SM-SC – Arena limo arcillosa bien gradada.
- **Cuncumén:** SM-SC – Arena limo arcillosa bien gradada.

A continuación, en la Tabla 6.5 se muestra un resumen de los resultados obtenidos en laboratorio, correspondientes a la humedad natural, límites de consistencia, índice de plasticidad, gravedad específica y la clasificación asociada a cada sector de estudio.

Tabla 6.5 - Resumen tabla de clasificación.

Ubicación	Humedad Natural W_n	Límite líquido W_l	Límite plástico W_p	Índice de plasticidad I_p	G_s	Clasificación
El Pangal	5,10%	25,4	16,6	8,8	2,71	SW-SC
Camino La Quebrada	9,96%	21,5	15,6	5,9	2,71	SM-SC
Cuncumén	9,55%	21,9	15,9	6,0	2,64	SM-SC

Fuente: Elaboración propia.

6.6 Corte Directo (CD)

El ensayo de corte directo se efectuó en el Laboratorio de mecánica de suelos de la Universidad de Valparaíso, en el equipo de Humboldt.

Cabe destacar que este ensayo sirve para determinar dos componentes de resistencia, los cuales son el ángulo de fricción interna y la cohesión, tal como se explicó en la sección 2.4.2.1.

En el ensayo se comienza por aplicar una carga vertical de compresión, leyéndose las deformaciones verticales con el cuadrante correspondiente. A continuación, se introducen esfuerzos horizontales, según el plano de separación de las dos armaduras, que debe coincidir sensiblemente con el plano horizontal, y se anotan las deformaciones horizontales producidas. Cabe destacar que las muestras fueron analizadas considerando una saturación de 24 hrs y una velocidad de 1 [mm/s].

Puesto que la muestra rompe por el plano horizontal, las tensiones en dicho plano proporcionan un punto de la curva de la resistencia.

El ensayo se repite 3 veces por cada muestra donde se irán incrementando las cargas verticales, es decir, se comenzará con un esfuerzo normal de 0,5 [kg/cm²], luego 1,0 [kg/cm²], finalizando con 2,0 [kg/cm²]. Las tablas de resultados del ensayo realizado se muestran en el Anexo A.

Se debe tener en cuenta que los suelos pueden presentar cualquiera de los 3 comportamientos que se muestran en la Figura 6.5, es decir, la arena puede ser densa, media o suelta, dependiendo de los resultados obtenidos en los ensayos, los cuales serán mostrados a continuación.

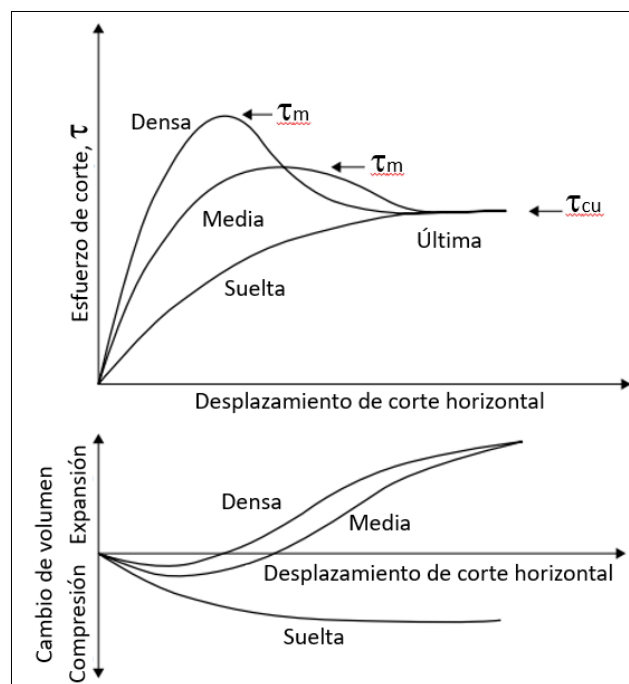


Figura 6.5 - Ensayo de corte directo en arenas sueltas, medias y densas. Fuente: Advanced Soil Mechanics, Braja M. Das [35].

6.6.1 El Pangal

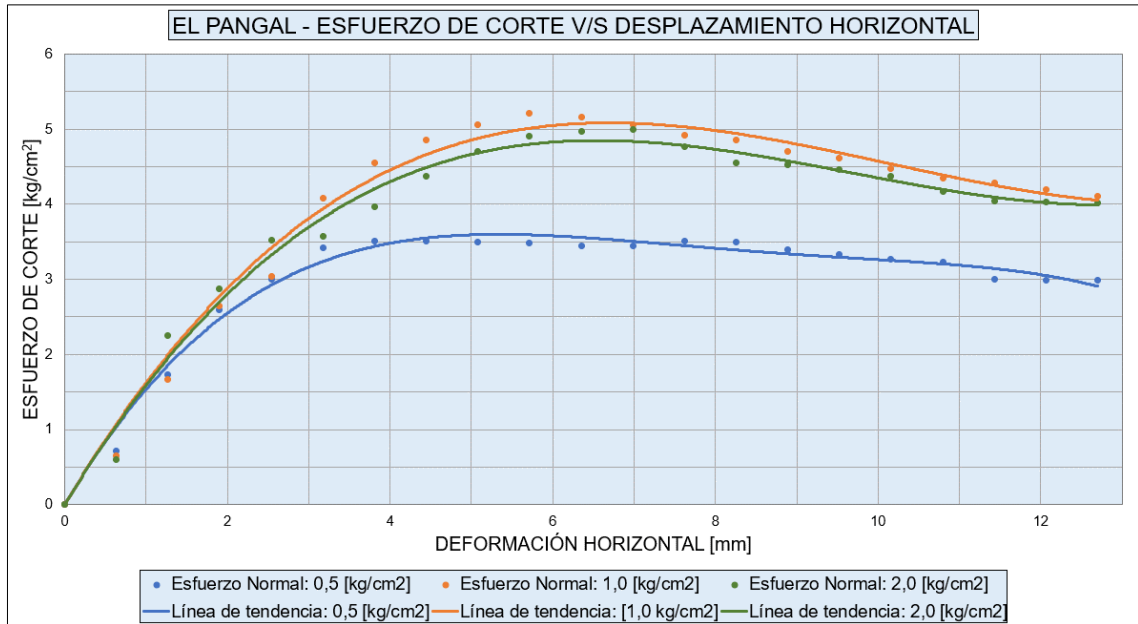


Figura 6.6 - Esfuerzo de corte v/s deformación horizontal, El Pangal. Fuente: Elaboración propia.

En la gráfica mostrada en la Figura 6.6 no se observan peak muy pronunciados, donde los valores del esfuerzo de corte máximo y residual presentan diferencias entre un 15 y 21%, por lo que se tiene un comportamiento de arena suelta a media según el gráfico mostrado anteriormente en la Figura 6.4.

Se debe tener en cuenta que el comportamiento de arena suelta a media es cuando la curva esfuerzo-deformación alcanza un valor máximo y luego disminuye levemente hasta alcanzar una deformación a carga constante, tal como se muestra en la figura anterior.

Por lo tanto, los valores de los esfuerzos de corte máximo y peak mencionados anteriormente, se muestran a continuación en la Tabla 6.6, los cuales se encuentran asociados a su respectivo esfuerzo normal.

Tabla 6.6 - Valores de tensión peak y residual para diferentes esfuerzos normales, El Pangal.

Esfuerzo Normal [kg/cm ²]	Tensión peak [kg/cm ²]	Tensión residual [kg/cm ²]	Diferencia
0,5	3,51	2,99	15%
1,0	5,00	4,02	20%
2,0	5,21	4,11	21%

Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente dichos valores se grafican para obtener la envolvente de falla de Mohr-Coulomb, la cual se muestra a continuación en la Figura 6.7, donde en el eje X se consideran los esfuerzos normales y, por ende, en el eje Y, los esfuerzos de corte.

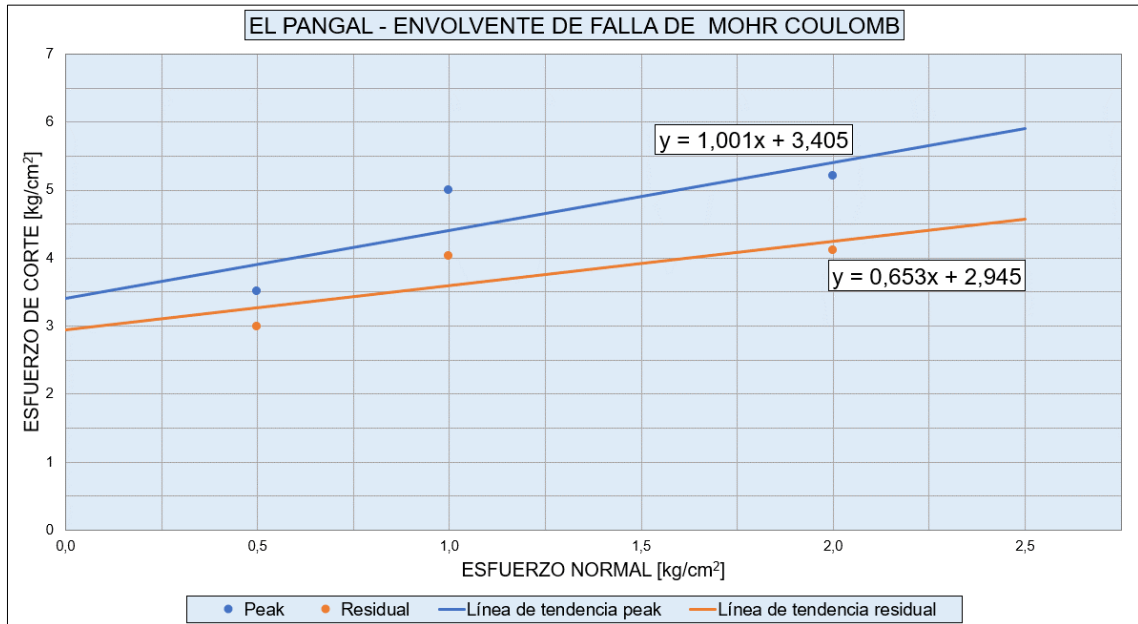


Figura 6.7 - Envoltura de falla de Mohr-Coulomb, El Pangal. Fuente: Elaboración propia.

De la gráfica se obtienen las ecuaciones asociadas a la línea de tendencia para cada caso, de las cuales se pueden obtener los valores de cohesión y ángulo de fricción interna del suelo, tanto para la tensión máxima como para la residual, lo cual se obtiene determinando la intersección con el eje vertical y la pendiente de la recta, respectivamente, donde dichos valores se muestran a continuación en la Tabla 6.7.

Tabla 6.7 - Cohesión y ángulo de fricción interna, El Pangal.

	C [kg/cm ²]	ϕ [°]
Peak	3,4	45,0
Residual	2,9	33,1

Fuente: Elaboración propia.

Luego, con las mediciones de la deformación vertical y horizontal realizadas durante el ensayo, se puede realizar un análisis del cambio volumétrico asociado a la muestra, lo cual se observa gráficamente a continuación en la Figura 6.8.

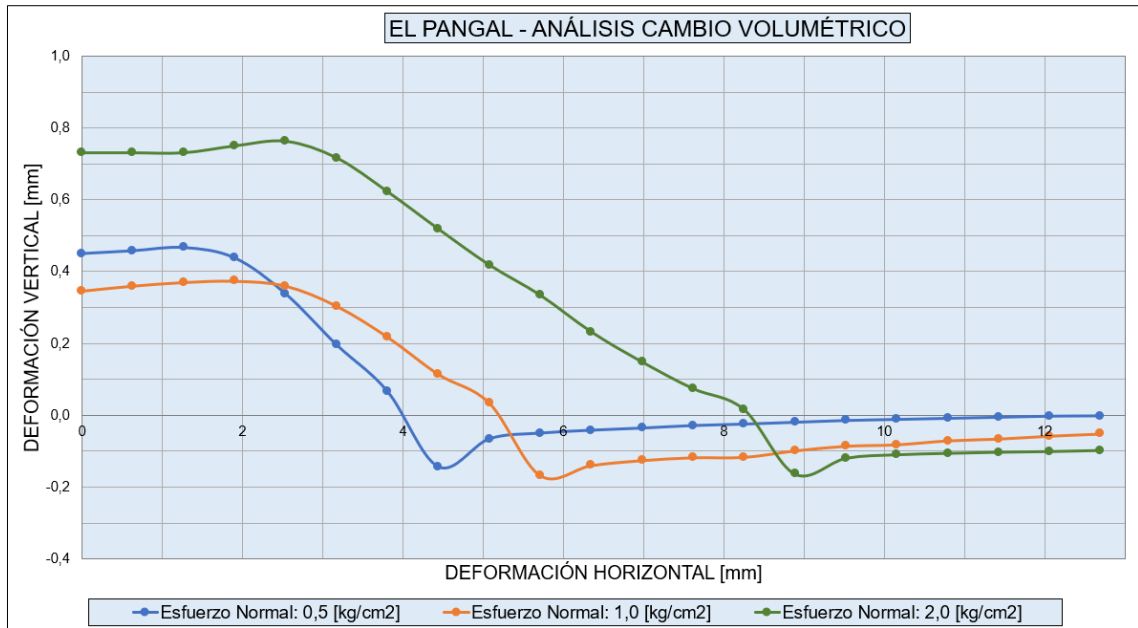


Figura 6.8 - Análisis de cambio volumétrico de la muestra durante el ensayo, El Pangal. Fuente: Elaboración propia.

Se observa que para los diferentes esfuerzos normales se tiene una disminución de volumen debido a que las partículas se van densificando a medida que avanza el ensayo hasta alcanzar el valor residual, por lo que el respectivo suelo presenta un comportamiento contractante hasta aproximadamente una deformación de 5, 6 y 9 [mm], para una presión de confinamiento de 0,5, 1,0 y 2,0 [kg/cm²], respectivamente.

A dicho comportamiento también se le llama rigidización por corte o dilatancia negativa, el cual provoca un aumento en la resistencia al corte de dicho suelo. Cabe destacar que cuando se alcanza el valor residual deja de existir una variación de volumen en la muestra, es decir, se tiende a una horizontal.

Se puede observar que, a mayor presión de confinamiento, en este caso 2,0 [kg/cm²], se tienen mayores deformaciones, dado que las partículas tienden a reacomodarse por completo generando una disminución de volumen de 91,44 a 88,81 [cm³], es decir, disminuye un 2,87% con respecto al volumen inicial.

Por lo tanto, aumenta la densidad del suelo disminuyendo el espacio entre partículas, es decir, se reduce la razón de vacíos, lo cual es observable en el primer tramo de las curvas presentes en la Figura 6.9 mostrada a continuación.

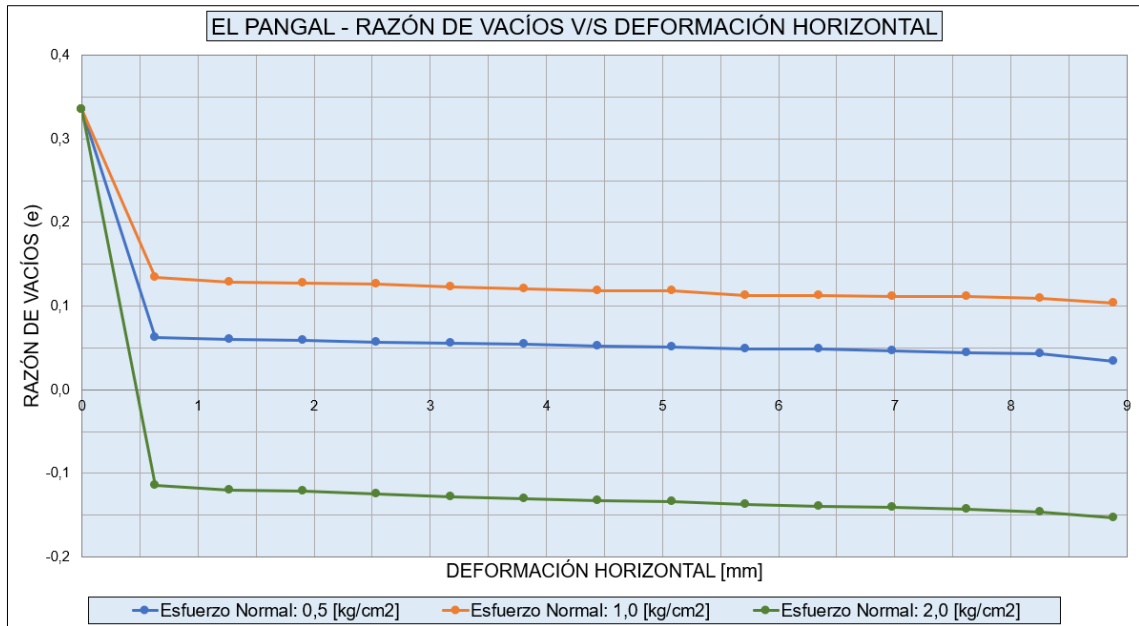


Figura 6.9 - Razón de vacíos v/s deformación horizontal, El Pangal. Fuente: Elaboración propia.

Se puede observar que la razón de vacíos disminuye, dado que las partículas se van acomodando conforme avanza el ensayo, hasta que llega a un punto donde la curva se mantiene relativamente constante, debido a que las partículas ya se han ordenado completamente, es decir, se ha alcanzado el máximo contacto entre partículas para la respectiva presión de confinamiento.

6.6.2 Camino La Quebrada

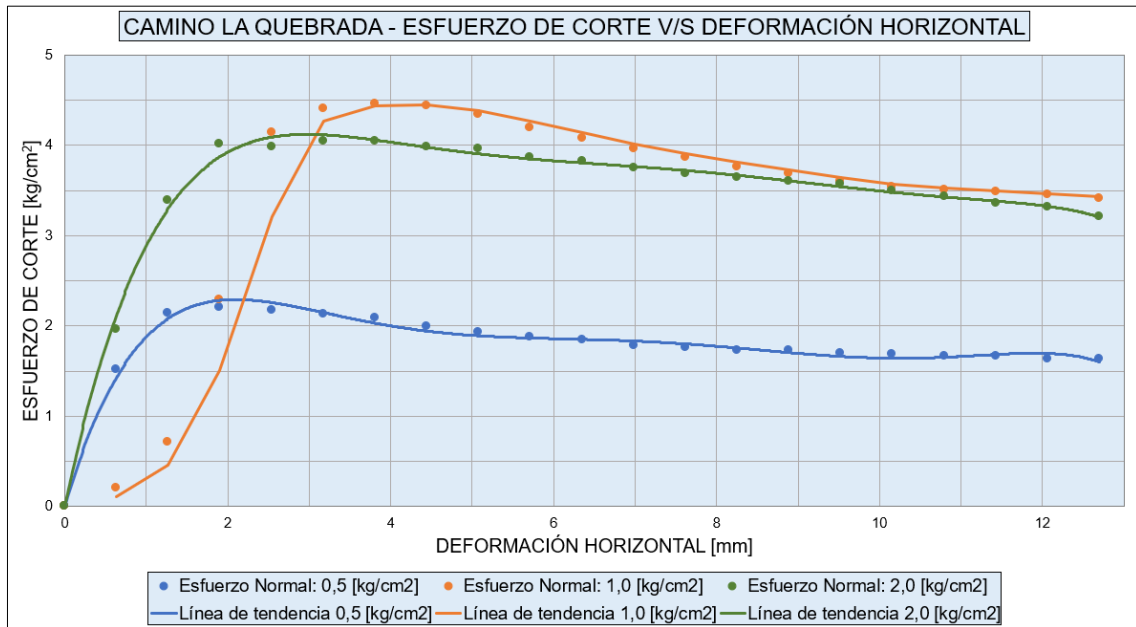


Figura 6.10 - Esfuerzo de corte v/s deformación horizontal, Camino La Quebrada. Fuente: Elaboración propia.

Análogamente al caso anterior, en la Figura 6.10 no se observan peak pronunciados, por lo que los valores del esfuerzo de corte máximo y residual presentan diferencias entre un 21 y 25%, presentando un comportamiento de arena suelta a media.

Se observa que el peak está desplazado, lo cual se puede deber a:

- La fabricación de la probeta, dado que se utilizó una muestra remoldeada compactada a la densidad natural, por lo que en algunos casos se pudo haber compactado más de lo requerido.
- Contenido de feldespatos presentes en la muestra dado que, al tener un mayor contenido de minerales de arcilla, este presentará una mayor resistencia, dado que aumenta la ligazón entre partículas y, en consecuencia, el peak de la curva esfuerzo-deformación.
- La velocidad de confinamiento, dado que a mayor confinamiento como se muestra en la curva verde, se tendrán menores vacíos, por lo tanto, la velocidad del ensayo tiene una mayor importancia, porque al haber menos vacíos hay más probabilidad de que se tenga un comportamiento no drenado.

A continuación, en la Tabla 6.8 se muestran las tensiones peak y residuales asociadas al sector de Camino La Quebrada, con sus respectivos porcentajes de error, donde en ella se observa que la tensión peak es mayor para una presión de confinamiento de 1,0 [kg/cm²] que para una presión de 2,0 [kg/cm²], lo cual puede estar asociado a lo mencionado anteriormente, es decir, a la fabricación de las probetas, contenido de feldespatos o velocidad de confinamiento.

Tabla 6.8 - Valores de tensión peak y residual para diferentes esfuerzos normales.

Esfuerzo Normal [kg/cm ²]	Tensión peak [kg/cm ²]	Tensión residual [kg/cm ²]	Diferencia
0,5	2,2	1,64	25%
1,0	4,46	3,41	24%
2,0	4,05	3,21	21%

Fuente: Elaboración propia.

Una vez determinadas las tensiones peak y residual asociadas a cada presión de confinamiento, se procede a mostrar en la Figura 6.11 la envolvente de falla asociada a este sector.

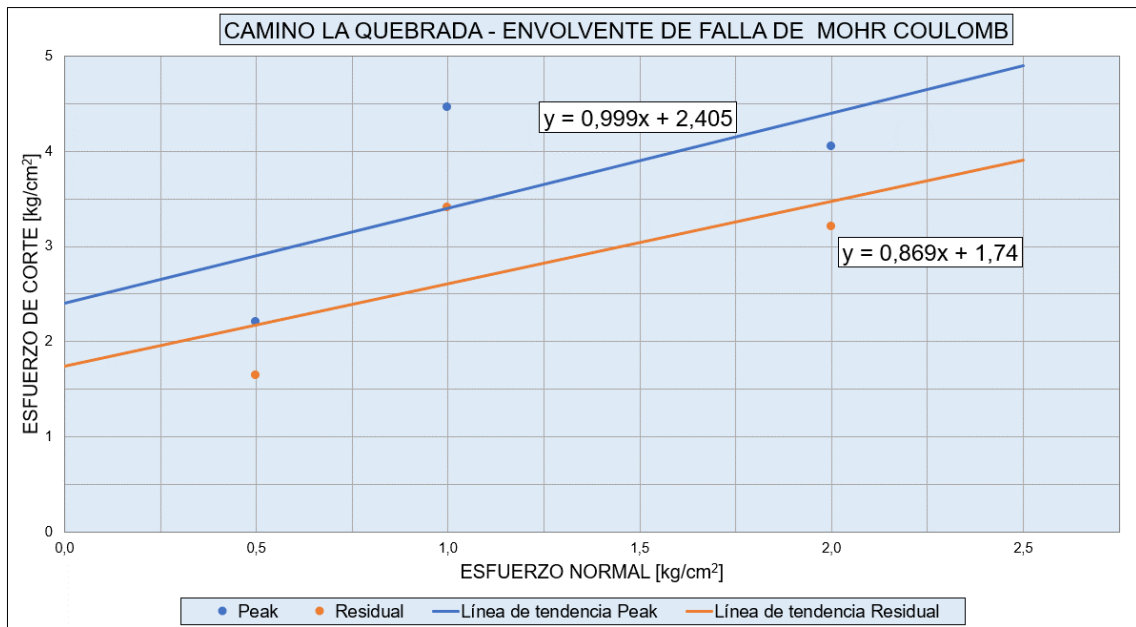


Figura 6.11 - Envolvente de falla de Mohr-Coulomb, Camino La Quebrada. Fuente: Elaboración propia.

Luego, análogamente al caso anterior, en la Tabla 6.9 se muestran los valores de cohesión y ángulo de fricción interna del suelo, tanto para la tensión máxima como para la residual.

Tabla 6.9 - Cohesión y ángulo de fricción interna, Camino La Quebrada

	C [kg/cm ²]	ϕ [°]
Peak	2,4	45
Residual	1,7	41

Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente, en la Figura 6.12 se muestra el análisis de cambio volumétrico asociado a esta muestra, donde se puede observar el mismo comportamiento al sector anterior, es decir, ocurre una disminución en el volumen de la muestra lo cual se puede deber a la densificación de las partículas o al acomodamiento de estas. Pero en comparación al sector anterior, la muestra confinada a 0,5

[kg/cm²] no alcanza a llegar al estado residual debido a limitaciones de tiempo establecidas en el laboratorio, por lo que se tuvo que suspender el ensayo antes del tiempo requerido.

A pesar de ello, si se prolonga la curva de 0,5 [kg/cm²] se tiende a un comportamiento similar al caso anterior, es decir, se hará paralela al eje horizontal, al igual como ocurre en las curvas de 1,0 y 2,0 [kg/cm²].

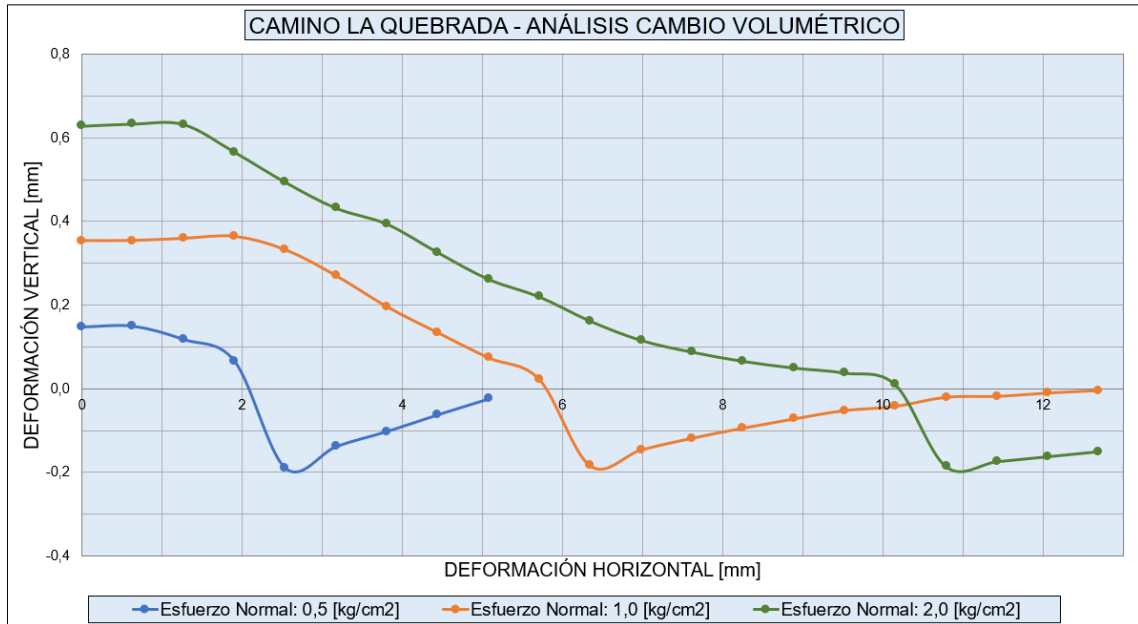


Figura 6.12 - Análisis de cambio volumétrico durante el ensayo, Camino La Quebrada. Fuente: Elaboración propia.

Se observa que la arena de este sector presenta al momento de realizar el ensayo presenta un comportamiento contractante hasta una deformación de 3, 6 y 11 [mm] aproximadamente, para una presión de confinamiento de 0,5, 1,0 y 2,0 [kg/cm²], respectivamente.

Al momento de acomodarse las partículas, estas se van densificando por lo que se tiene una disminución de volumen de 91,44 a 89,18 [cm³], es decir, disminuye un 2,47% con respecto al volumen inicial.

Por lo tanto, al disminuir el volumen, disminuye la razón de vacíos o el espacio entre partículas, lo cual se puede observar en el primer tramo de las curvas mostradas a continuación en la Figura 6.13.

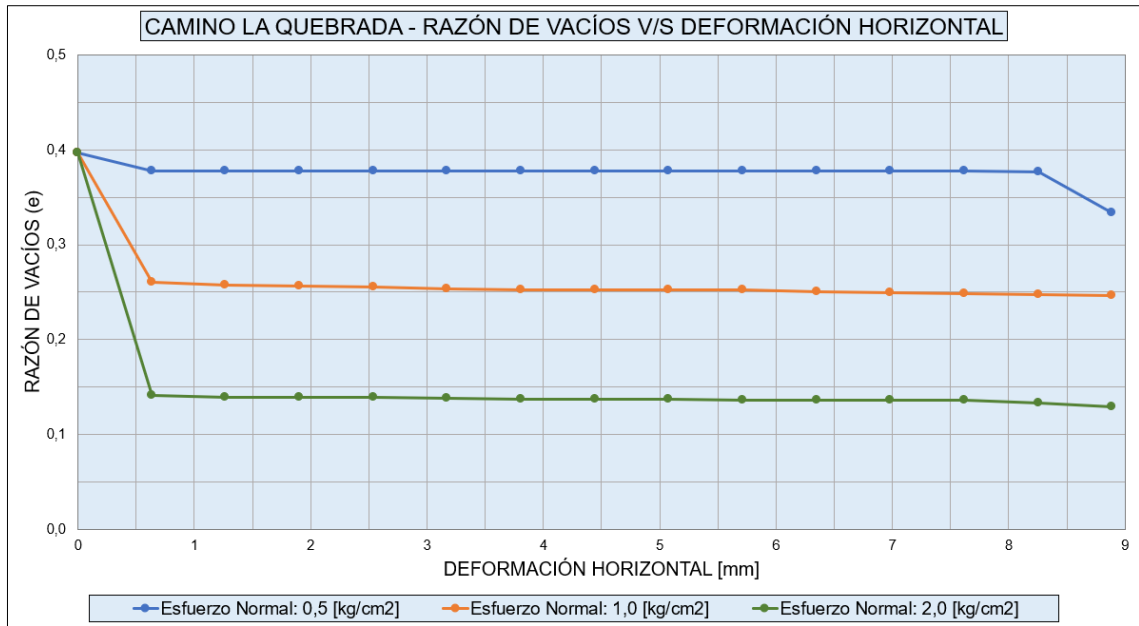


Figura 6.13 - Razón de vacíos v/s deformación horizontal, Camino La Quebrada. Fuente: Elaboración propia.

Tal como se mencionó anteriormente, en los primeros tramos de las curvas se tiene una disminución en la razón de vacíos que, conforme avanza el ensayo, se va manteniendo constante debido a que las partículas ya se han acomodado completamente, excepto para la curva de 0,5 [kg/cm²], dado que la deformación vertical a las 24 [hrs] aumenta de forma abrupta en comparación a la medición anterior, por lo que resulta más notoria dicha disminución.

6.6.3 Cuncumén

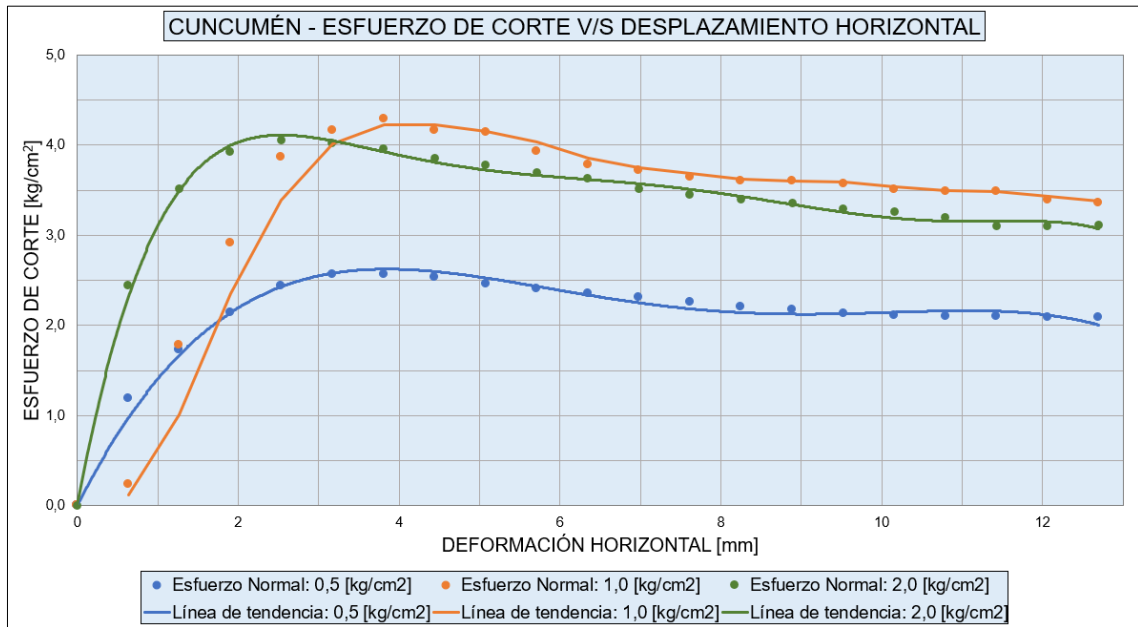


Figura 6.14 - Esfuerzo de corte v/s deformación horizontal, Cuncumén. Fuente: Elaboración propia.

Análogamente a los casos anteriores, la arena presenta una compacidad suelta a media, debido a que las curvas que se muestran en la Figura 6.14 no presentan peak pronunciados.

En la Tabla 6.10 se muestran las tensiones peak y residual asociadas a este sector, donde al igual que el caso anterior, se tiene el peak desplazado, es decir, el peak es mayor para una presión de confinamiento de 1,0 [kg/cm²] que para una presión de 2,0 [kg/cm²], donde este comportamiento puede estar asociado tanto a la velocidad de confinamiento, como al contenido de feldspatos o a la fabricación de las probetas, tal como se mencionó anteriormente.

Tabla 6.10 - Valores de tensión peak y residual para diferentes esfuerzos normales.

Esfuerzo Normal [kg/cm ²]	Tensión peak [kg/cm ²]	Tensión residual [kg/cm ²]	Diferencia
0,5	2,56	2,13	17%
1,0	4,29	3,36	22%
2,0	4,05	3,11	23%

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se muestra la Figura 6.15 donde se tiene la envolvente de falla de Mohr-Coulomb asociada a la tabla anterior. En ella se observan las ecuaciones que describen el comportamiento de la curva, para que posteriormente se puedan obtener los valores de cohesión y ángulo de fricción.

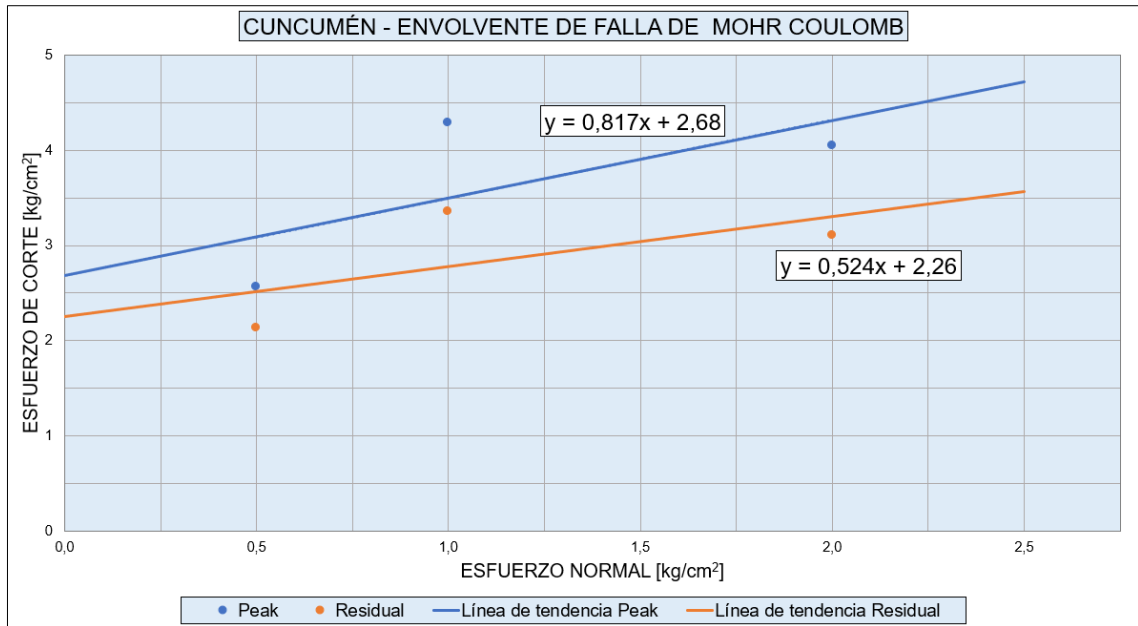


Figura 6.15 - Envolvente de falla de Mohr-Coulomb, Cuncumén. Fuente: Elaboración propia.

Tal como se explicó anteriormente, en la Tabla 6.11 se muestran los valores de cohesión y ángulo de fricción interna del suelo, tanto para la tensión máxima como para la residual.

Tabla 6.11 - Cohesión y ángulo de fricción interna, Cuncumén.

	C [kg/cm²]	φ [°]
Peak	2,7	45
Residual	2,3	41

Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente, en la Figura 6.16 se muestra el análisis de cambio volumétrico asociado a esta muestra, donde se puede observar el mismo comportamiento de los sectores anteriores, es decir se observa una disminución de volumen notoria en los primeros tramos, por lo que también se tiene un comportamiento contractante.

Y al igual que el sector anterior (Camino La Quebrada), la muestra confinada a 0,5 [kg/cm²] no alcanza a llegar al estado residual debido a limitaciones de tiempo establecidas en el laboratorio, pero al observar el comportamiento de las otras curvas, se puede decir que ésta también tenderá a una paralela al eje horizontal.

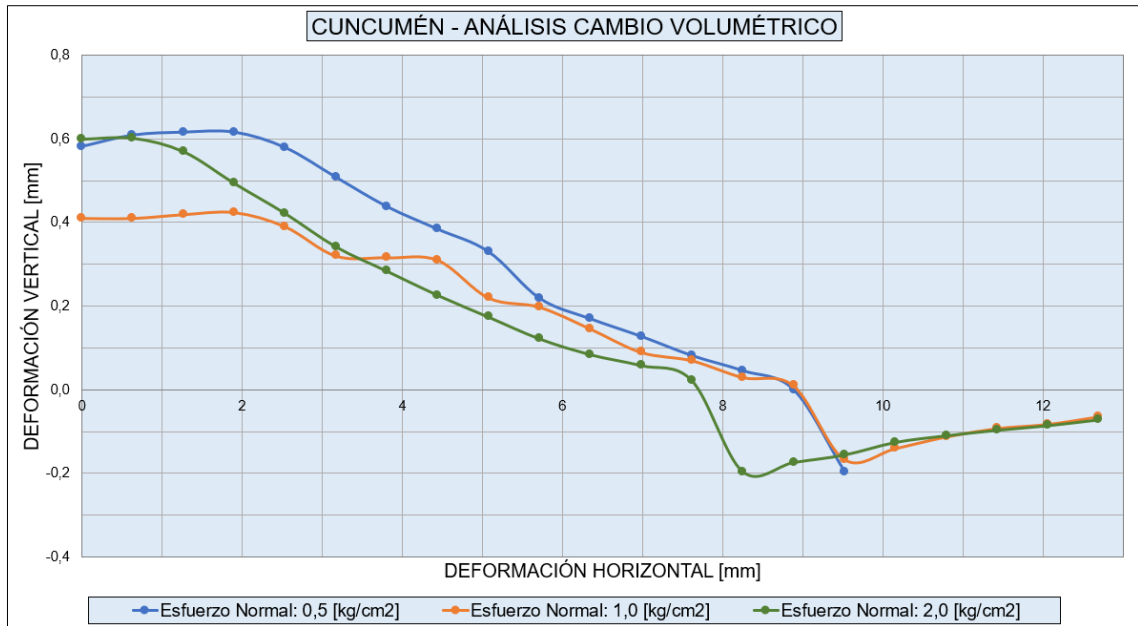


Figura 6.16 - Análisis de cambio volumétrico durante el ensayo, Cuncumén. Fuente: Elaboración propia.

La disminución de volumen mencionada anteriormente se visualiza a continuación en la Figura 6.17, donde se observa que para las tres presiones de confinamiento utilizadas se tiene una disminución en la razón de vacíos en los primeros tamos hasta alcanzar una deformación de 6 [mm] aproximadamente.

Y, análogamente a los casos anteriores, cuando alcanza dicha deformación la curva tiende a mantenerse constante, debido a que las partículas ya se han acomodado completamente alcanzando el máximo contacto entre ellas.

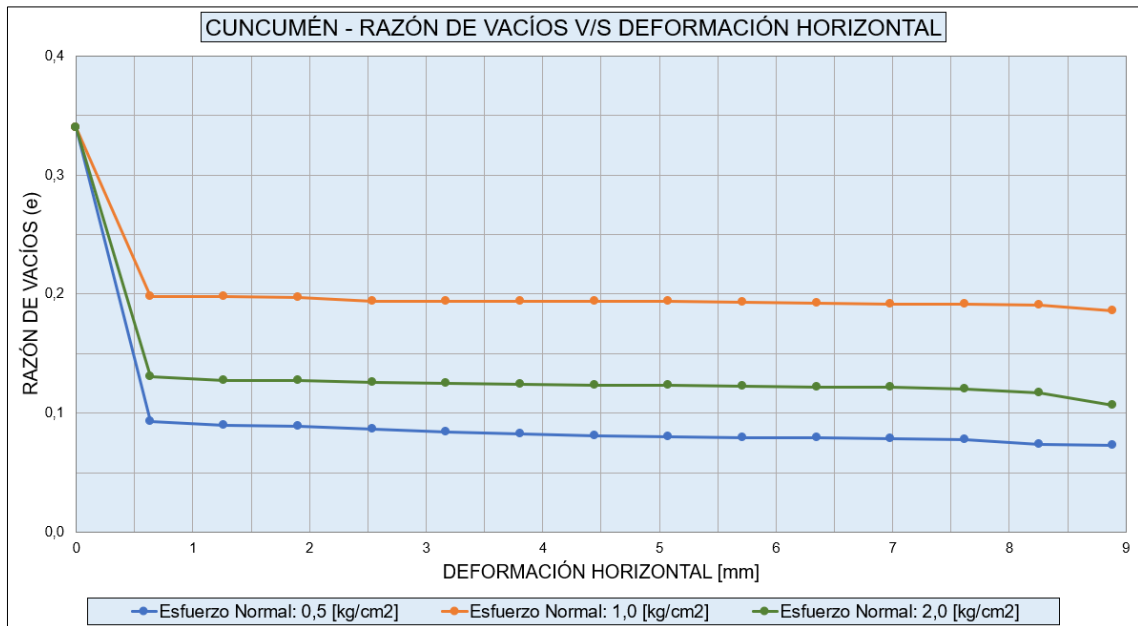


Figura 6.17 - Razón de vacíos v/s deformación horizontal, Cuncumén. Fuente: Elaboración propia.

Comentarios – Caracterización Física y Mecánica:

- En la Tabla 6.12 se muestra un resumen de los valores de cohesión y ángulo de fricción de cada sector de estudio, obtenidos en laboratorio:

Tabla 6.12 - Tabla de resumen de cohesión y ángulo de fricción interna de los sectores de estudio.

N° de muestra	Ubicación	$\phi_{\text{peak}} [^\circ]$	$C_{\text{peak}} [\text{kg/cm}^2]$	$\phi_{\text{residual}} [^\circ]$	$C_{\text{residual}} [\text{kg/cm}^2]$
1	El Pangal	45,0	3,4	33,1°	2,9
2	Camino La Quebrada	45,0	2,4	41°	1,7
3	Cuncumén	39,3	2,7	27,7°	2,3

Fuente: Elaboración propia.

- Si se observan los valores obtenidos, se puede apreciar que son muy elevados en comparación a los valores que aparecen en la literatura o a los mostrados en el Anexo C. Por lo tanto, para el diseño de taludes se utilizará el 20 y 70% de la cohesión y ángulo de fricción interna, respectivamente, para que así sea más representativo de un suelo residual, como el maicillo, así como también, más conservador.
- Se concluye que la muestra de El Pangal, Camino La Quebrada y Cuncumén, tiene un suelo arenoso de compacidad suelta a media, por lo que las partículas se densifican a medida que transcurre el ensayo disminuyendo el volumen de la muestra y, por consiguiente, disminuye el volumen de vacíos entre las partículas.
- Cabe destacar que, a pesar de ser un suelo arenoso, el ensayo arroja que las muestras presentan una cohesión peak de 3,4 [kg/cm²], 2,4 [kg/cm²] y 2,7 [kg/cm²], tal como se muestra en la Tabla 6.12, lo cual se puede deber al porcentaje de finos que pasa malla #200, al mineral presente en ella o a la fabricación de la probeta.
- El ángulo de fricción de cada muestra de suelo correspondiente a El Pangal y Camino La Quebrada es igual a 45°, en cambio, para Cuncumén baja a 39,3°, lo que se debe a la forma de las partículas que tiene cada muestra, donde influye la angulosidad y la granulometría de esta. Se espera que las partículas angulares encajen más perfectamente que las redondeadas y, por tanto, las arenas formadas por partículas angulares tendrán un mayor ángulo de fricción [36], como es el caso de los sectores de El Pangal y Camino La Quebrada. Por lo tanto, en el sector de Cuncumén se tienen partículas sub-angulares, dado que se tiene un ángulo de fricción menor que los otros sectores, pero no tan bajo como para presentar partículas sub-redondeadas, dado que, en ese caso se tendría un ángulo de fricción entre 30 a 35°.
- Por lo tanto, la forma de las partículas es relevante, ya que influye en la resistencia al corte del suelo estudiado, debido a que, si las partículas de arena son angulares, tendrán una mayor trabazón generando una mayor resistencia al corte.

- Con respecto a la cohesión, se puede observar en el análisis granulométrico, que la muestra de Camino La Quebrada presenta el mayor porcentaje de finos siendo 48,8%, y la del sector El Pangal el menor porcentaje siendo 10,3%, por lo que debería presentar una mayor y menor cohesión, respectivamente. Pero al realizar el ensayo de corte directo, se obtienen valores de cohesión totalmente diferentes al esperado, dado que el sector de Camino La Quebrada presenta una cohesión más alta que la de El Pangal, siendo 2,4 [kg/cm²] y 3,4 [kg/cm²], respectivamente. Lo anterior, se puede deber a los minerales existentes en las muestras, por lo que es necesario realizar una caracterización fisicoquímica de las muestras del suelo, donde se obtendrá mineralogía indicando los minerales asociados con sus respectivos componentes o elementos químicos. Por lo tanto, en la sección 6.7 y 6.8 se mostrarán los ensayos de difracción de rayos X (DRX) y fluorescencia de rayos X (FRX), respectivamente con los resultados asociados a la caracterización química de las muestras.
- Cabe destacar que, si los ensayos antes mencionados no entregan información relevante que describa o justifique lo antes mencionado en el punto anterior, en el back-analysis se realizará un análisis de sensibilidad que describa la influencia en el comportamiento del suelo de las partículas finas, es decir, se hará variar el factor de seguridad para diferentes valores de ángulo de fricción y cohesión, donde al ser suelos granulares, específicamente, arenosos, se debe tener una mayor variación en el ángulo de fricción que en la cohesión, debido a que son suelos poco cohesivos, tal como se determinó en la sección 6.4.

6.7 Fluorescencia de rayos X (FRX)

El ensayo de FRX será realizado con el método de la arcilla, el cual tiene elementos o compuestos químicos estandarizados por lo que, al momento de realizar el análisis cualitativo y cuantitativo, sólo se mostrarán los elementos que reconozca el programa.

Cabe destacar que se realizaron 3 mediciones por muestra para luego correlacionar los valores obtenidos en cada sector de estudio y así determinar el comportamiento de la variable en función de los resultados de las mediciones, lo cual se muestra a continuación en la Tabla 6.13.

Tabla 6.13 - Análisis cuantitativo de FRX.

		El Pangal			Camino La Quebrada			Cuncumén		
Medición		1	2	3	1	2	3	1	2	3
Elemento		%	%	%	%	%	%	%	%	%
1	MgCO ₃	4,05	3,65	4,25	3,26	3,16	4,06	7,38	6,70	6,46
2	Al ₂ O ₃	14,06	14,92	14,69	11,12	11,23	10,98	11,88	11,68	11,75
3	SiO ₂	57,37	57,91	57,53	67,13	67,11	66,83	59,86	59,93	59,90
4	P ₂ O ₅	0,26	0,13	0,11	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02
5	SO ₃	0,26	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,24	0,25	0,24
6	K ₂ O	2,11	2,01	2,02	1,43	1,42	1,41	1,92	2,02	2,04
7	CaCO ₃	7,39	6,41	6,33	3,30	3,29	3,18	7,23	7,74	7,89
8	TiO ₂	1,52	1,60	1,54	1,43	1,41	1,42	1,14	1,14	1,14
9	MnO	0,75	0,77	0,80	0,18	0,22	0,18	0,39	0,37	0,38
10	Fe ₂ O ₃	12,24	12,36	12,48	11,90	11,91	11,69	9,95	10,18	10,20

Fuente: Elaboración propia.

Se puede observar que para las muestras de los 3 sectores se tiene una predominancia de los siguientes elementos, considerados de mayor a menor, con respecto al porcentaje obtenido en el análisis cuantitativo:

- Óxido de silicio (SiO₂)
- Óxido de aluminio (Al₂O₃)
- Carbonato de calcio (CaCO₃)
- Óxido férrico (Fe₂O₃)

Tanto en El Pangal, Camino La Quebrada y Cuncumén predomina el óxido de silicio también conocido como sílice, el cual es un mineral que aparece en las arenas por lo que está asociado al cuarzo, siendo el más abundante de la naturaleza y se puede presentar en forma de granito, cuarcitas, etc. [37]

El segundo compuesto químico predominante en los tres sectores de estudio es el óxido de aluminio, donde junto con la sílice son el componente más importante en la constitución de las arcillas, y de acuerdo con el resultado obtenido, el mayor porcentaje de alúmina lo tiene el sector El Pangal, por lo que la arcilla presente en dicho sector puede presentar una mayor resistencia cohesiva [38].

A continuación, en las Figuras 6.18, 6.19 y 6.20 se puede observar lo descrito anteriormente, dado que se muestra gráficamente el análisis cuantitativo obtenido del ensayo.

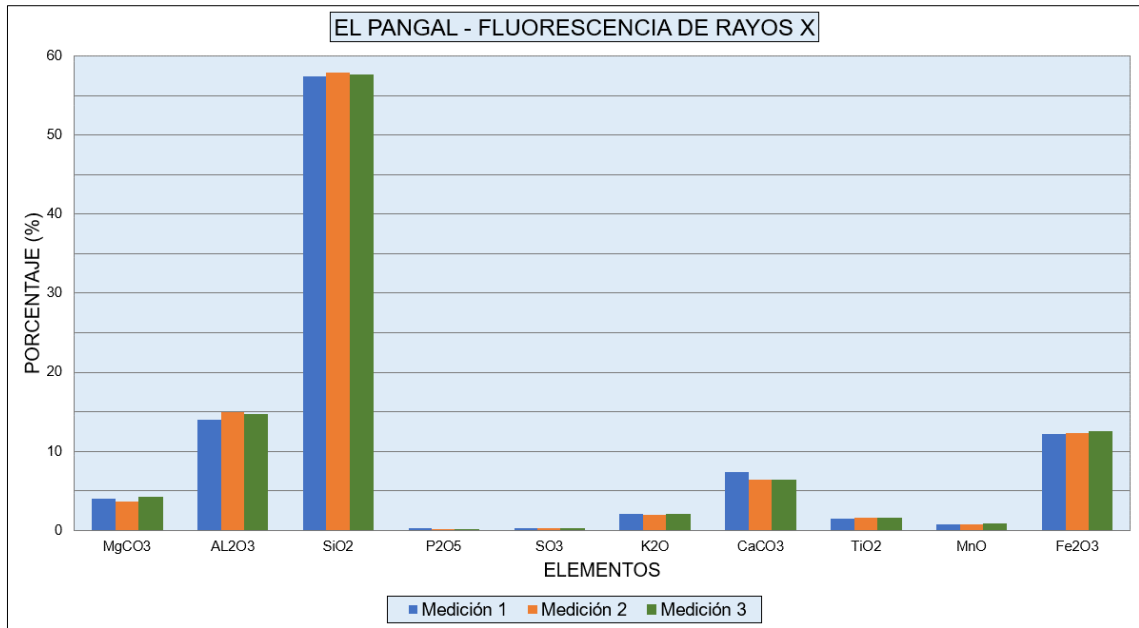


Figura 6.18 - Análisis cuantitativo de FRX, El Pangal. Fuente: Elaboración propia.

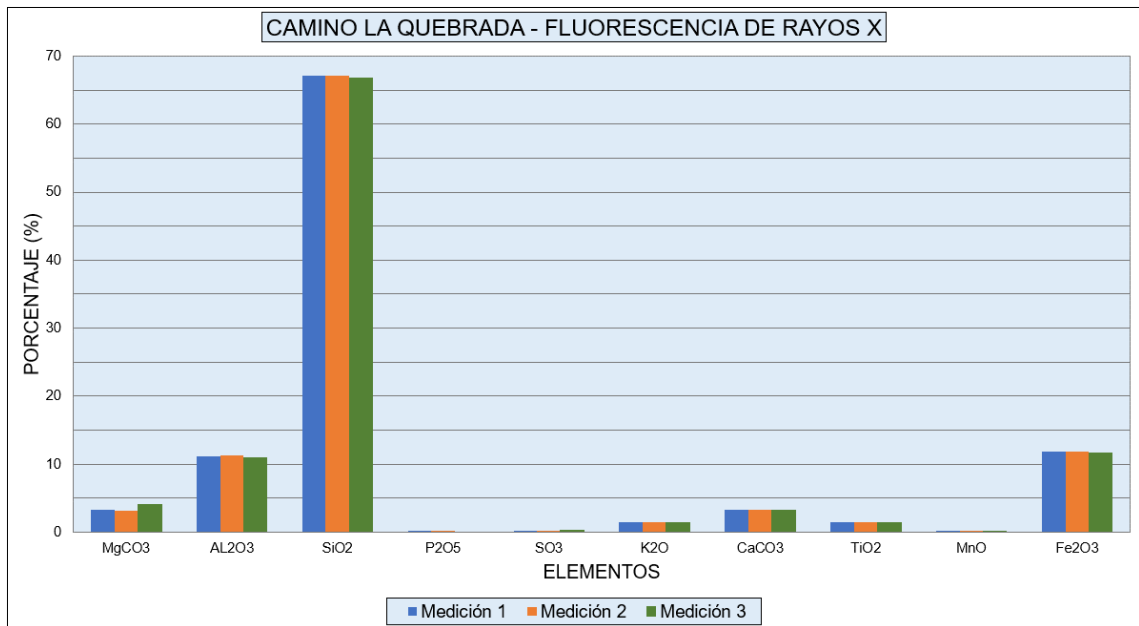


Figura 6.19 - Análisis cuantitativo de FRX, Camino La Quebrada. Fuente: Elaboración propia.

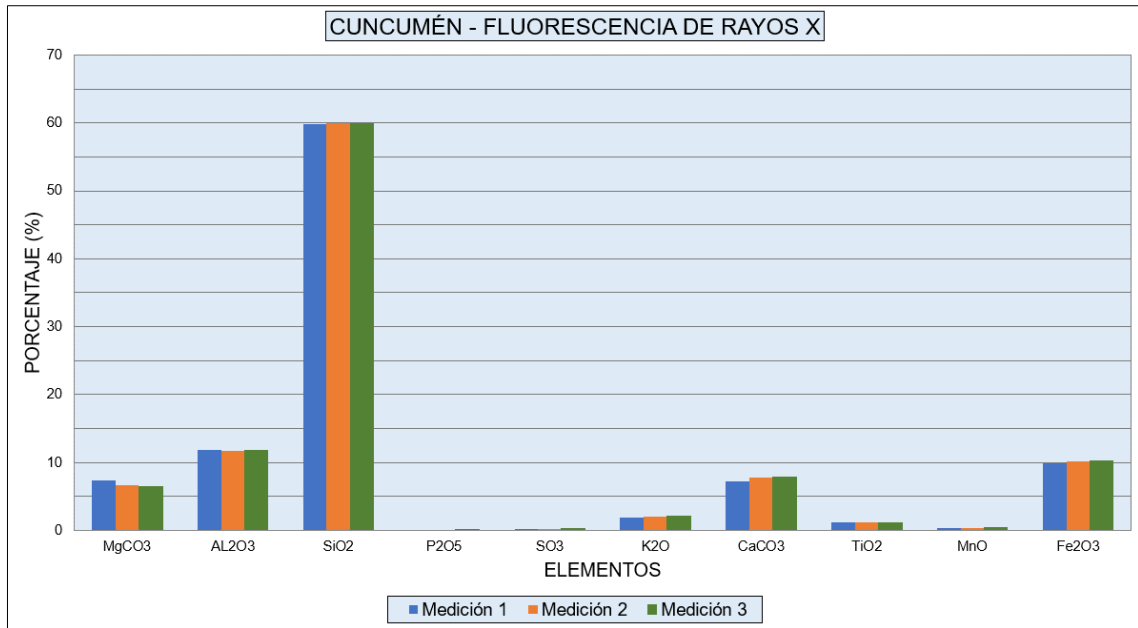


Figura 6.20 - Análisis cuantitativo de FRX, Cuncumén. Fuente: Elaboración propia.

En las figuras mostradas anteriormente, se puede observar que no existe una variación significativa en las mediciones por compuesto químico, es decir, se tiene un porcentaje de error de aproximadamente 3%, por lo que los valores obtenidos son representativos de la muestra. Por lo tanto, sólo basta comparar una medición por muestra, tal como se muestra a continuación en la Figura 6.21, dado que las demás comparaciones presentarán un comportamiento similar.

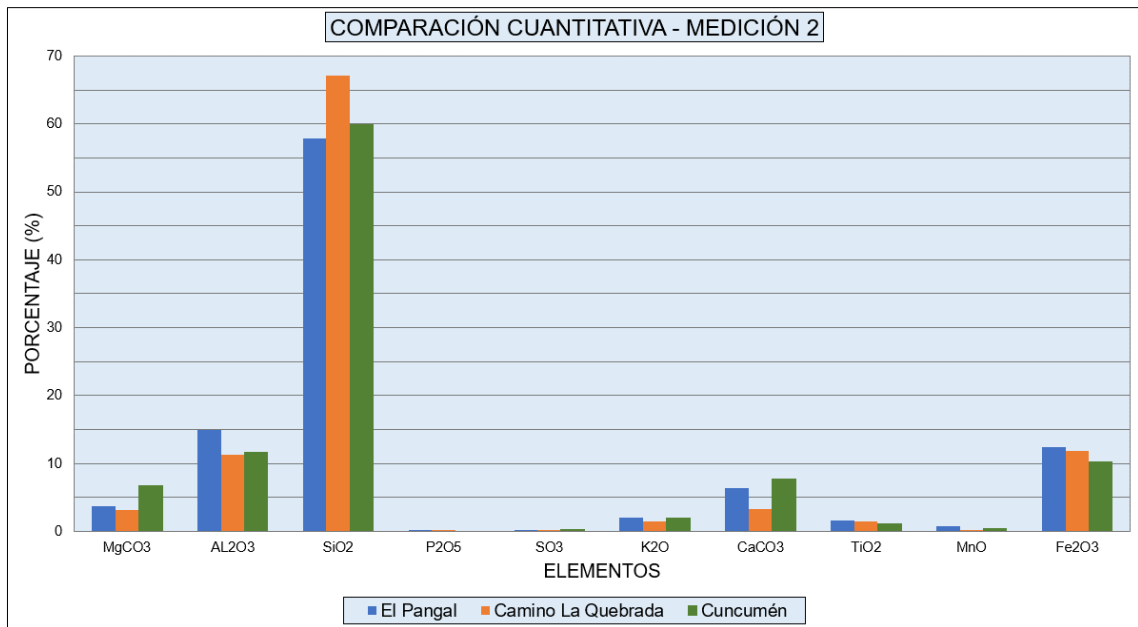


Figura 6.21 - Comparación cuantitativa de la 2^{da} medición de cada sector de estudio. Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 6.21 se puede observar gráficamente lo descrito anteriormente, con respecto a las predominancias de los compuestos químicos, donde el mayor porcentaje de sílice y de alúmina lo

tiene el sector de Camino La Quebrada y El Pangal, respectivamente. En cambio, en el sector de Cuncumén predomina el carbonato de calcio, el óxido férrico y el carbonato de magnesio.

Cabe destacar que estos compuestos químicos pueden generar afinidad al agua cuando la arcilla presente en la muestra de suelo contenga cationes de intercambio como Ca^{++} , Mg^+ , Na^+ y K^+ , lo que genera que, al momento de añadir agua, estos cationes y un pequeño número de aniones floten alrededor de las partículas de arcilla, formando la doble capa difusa [23].

Otra forma por el cual el agua es atraída por las partículas de arcilla es el enlace de hidrógeno, en el que los átomos de hidrógeno en las moléculas de agua son compartidos con los átomos de oxígeno en la superficie de la arcilla [23].

En los ensayos de laboratorio se obtiene que los tres sectores clasifican como un suelo granular con finos de baja plasticidad, es decir, las arcillas presentes en las muestras son de baja plasticidad, lo que no quiere decir que no sean afines al agua, dado que el límite líquido se encuentra entre un 22 y 25%.

Con respecto a la incertidumbre existente con respecto al bajo valor obtenido del índice de plasticidad del sector El Pangal, se puede decir que se debe a la predominancia del óxido de aluminio presente en la muestra, dado que presenta una mayor afinidad al agua con respecto al sílice. O también puede ser la presencia de óxido férrico, dado que es el sector que presenta el mayor contenido de óxido férrico.

Para verificar los resultados antes mencionados, se realiza un ensayo de difracción de rayos X para determinar los minerales presentes a través de un análisis cualitativo y cuantitativo, respectivamente, tal como se muestra en la sección 6.8.

6.8 Difracción de rayos X (DRX)

Las muestras de suelo contienen multitud de elementos. El análisis DRX puede medir con precisión la proporción de cada elemento presente dentro de la muestra. El estudio cualitativo de los minerales se ha vuelto mucho más conveniente desde el advenimiento de las técnicas de difracción de rayos X. Los geólogos pueden usar DRX para realizar estudios de la tierra y explorar vastas regiones geográficas en la búsqueda de nuevos minerales.

Para obtener la mineralogía del maicillo en estudio fue necesario realizar ensayos de difracción de rayos X, los cuales se realizaron en el laboratorio del departamento de física de la Universidad de Chile.

Para este análisis se seleccionó una muestra por sector, las cuales fueron previamente tamizadas por la malla #200.

Una vez realizado el ensayo, se entrega un difractograma desde un software que manipula cada especialista, en este caso, el laboratorista del departamento de física, el cual consiste en una gráfica que presenta una serie de peaks representando cada uno de ellos la distancia interplanar de un cristal, donde cada peak depende de la intensidad de las reflexiones que lo causaron en un determinado ángulo. En otras palabras, es un gráfico que en abscisas indica el ángulo de difracción y en ordenadas la intensidad correspondiente, y los datos de la muestra analizada, la identificación consiste en hallar en la base de datos el mineral cuyo difractograma corresponde [4].

La determinación de los tipos y cantidades de los minerales presentes en el suelo forma una componente esencial de la mayoría de los esfuerzos de caracterización del suelo. Es por ello que a continuación, en las Tablas 6.14 a 6.19, se muestra el análisis cualitativo y cuantitativo de los distintos sectores de estudio.

Cabe destacar que los difractogramas correspondientes a cada sector se muestran en el Anexo B.

- **El Pangal**

Tabla 6.14 - Análisis cualitativo mediante difracción de rayos X, El Pangal.

Nombre Compuesto	Fórmula
Albita, ordenada	NaAlSi ₃ O ₈
Anortita, rica en Na, desordenada	(Ca,Na)(Si,Al) ₄ O ₈
Berlinita	AlPO ₄
Bixbyita-C	Mn ₂ O ₃
Eitelita	Na ₂ Mg(CO ₃) ₂
Faujasita-K	K _{69.8} Al _{69.8} Si _{122.2} O ₃₈₄
Fluoro-ferroleakeita	NaNa ₂ (Fe ₄ Li)Si ₈ O ₂₂ F ₂
Cal	CaO
Lizardita 1M	(Mg,Fe) ₃ Si ₂ O ₅ (OH) ₄
Manganocummingtonita	(Na,Ca) ₂ (Mg,Mn,Fe) ₅ Si ₈ O ₂₂ (OH) ₂
Microclina (intermedia)	KAlSi ₃ O ₈
Ninigerita	MgS
Cuarzo	SiO ₂

Fuente: Departamento de física, Universidad de Chile.

Tabla 6.15 - Análisis cuantitativo mediante difracción de rayos X, El Pangal.

Nombre Compuesto	% P/P (Error de la determinación)	% P/P En base a toda la matriz sólida. (Error de la determinación)
Albita	28,59(2)	27,71(2)
Anortita	16,09(2)	15,59(2)
Berlinita	1,00(4)	0,97(4)
Bixbyita	0,14(1)	0,14(1)
Eitelita	6,32(2)	6,12(2)
Faujasita	4,82(7)	4,67(7)
Fluoro-ferroleakeita	4,67(1)	4,53(1)
Cal	0,06(7)	0,06(7)
Lizardita 1M	6,31(2)	6,12(2)
Manganocummingtonita	1,88(4)	1,82(4)
Microclina (intermedia)	19,18(2)	18,59(2)
Ninigerita	1,84(8)	1,78(8)
Cuarzo	9,10(9)	8,82(9)
Materia amorfa	-----	3,09

Fuente: Departamento de física, Universidad de Chile.

- **Camino La Quebrada**

Tabla 6.16 - Análisis cualitativo mediante difracción de rayos X, Camino La Quebrada.

Nombre Compuesto	Fórmula
Albita, ordenada	NaAlSi ₃ O ₈
Anortita, rica en Na, desordenada	(Ca,Na)(Si,Al) ₄ O ₈
Bixbyita-C	Mn ₂ O ₃
Eitelita	Na ₂ Mg(CO ₃) ₂
Faujasita-K	K _{69.8} Al _{69.8} Si _{122.2} O ₃₈₄
Grossita	CaAl ₄ O ₇
Kamiokita	Fe ₂ +2Mo ₃ +4O ₈
Lizardita 1M	(Mg,Fe) ₃ Si ₂ O ₅ (OH) ₄
Manganocummingtonita	(Na,Ca) ₂ (Mg,Mn,Fe) ₅ Si ₈ O ₂₂ (OH) ₂
Microclina (intermedia)	KAlSi ₃ O ₈
Ninigerita	MgS
Pirita	FeS ₂
Cuarzo	SiO ₂

Fuente: Departamento de física, Universidad de Chile.

Tabla 6.17 - Análisis cuantitativo mediante difracción de rayos X, Camino La Quebrada.

Nombre Compuesto	% P/P (Error de la determinación)	% P/P En base a toda la matriz sólida. (Error de la determinación)
Albita	29,23(3)	27,79(3)
Anortita	35,64(4)	33,89(4)
Bixbyita	0,42(4)	0,40(4)
Eitelita	6,30(3)	5,99(3)
Faujasita	3,88(6)	3,69(6)
Grossita	11,54(5)	10,97(5)
Kamiokita	0,14(2)	0,13(2)
Lizardita 1M	3,08(9)	2,93(9)
Manganocummingtonita	0,74(3)	0,70(3)
Microclina (intermedia)	2,80(7)	2,66(7)
Ninigerita	0,06(9)	0,06(9)
Pirita	0,08(2)	0,08(2)
Cuarzo	6,08(6)	5,78(6)
Materia Amorfa	-----	4,91

Fuente: Departamento de física, Universidad de Chile.

- **Cuncumén**

Tabla 6.18 - Análisis cualitativo mediante difracción de rayos X, Cuncumén.

Nombre Compuesto	Fórmula
Albita, ordenada	NaAlSi ₃ O ₈
Anortita, rica en Na, desordenada	(Ca,Na)(Si,Al) ₄ O ₈
Berlinita	AlPO ₄
Coronadita-M	PbMn ₈ O ₁₆
Faujasita-K	K _{69.8} Al _{69.8} Si _{122.2} O ₃₈₄
ferrotschemakita	Ca ₂ Fe ₃ Al ₂ (Si ₆ Al ₂)O ₂₂ (OH) ₂
Fluoro-ferroleakeita	NaNa ₂ (Fe ₄ Li)Si ₈ O ₂₂ F ₂
Laumontite	Ca ₄ Al ₈ Si ₁₆ O ₄₈ ·14H ₂ O
Cal	CaO
Lizardita 1M	(Mg,Fe) ₃ Si ₂ O ₅ (OH) ₄
Manganocummingtonita	(Na,Ca) ₂ (Mg,Mn,Fe) ₅ Si ₈ O ₂₂ (OH) ₂
Mordenita	(Na ₂ ,Ca,K ₂)Al ₂ Si ₁₀ O ₂₄ ·7H ₂ O
Ninigerita	MgS
Ortoclasa	K(AlSi ₃ O ₈)
Cuarzo	SiO ₂
revatita	C ₁₄ H ₁₀

Fuente: Departamento de física, Universidad de Chile.

Tabla 6.19 - Análisis cuantitativo mediante difracción de rayos X, Cuncumén.

Nombre Compuesto	% P/P (Error de la determinación)	% P/P En base a toda la matriz sólida. (Error de la determinación)
Albita	19,67(3)	16,43(3)
Anortita	9,37(1)	7,83(1)
Berlinita	0,91(5)	0,76(5)
Coronadita	1,34(7)	1,12(7)
Faujasita	8,69(2)	7,26(2)
ferrotschemakita	16,01(3)	13,37(3)
Fluoro-ferroleakeita	5,96(1)	4,98(1)
Laumontita	6,25(2)	5,22(2)
Cal	0,09(5)	0,08(5)
Lizardita 1M	2,25(1)	1,88(1)
Manganocummingtonita	0,18(2)	0,15(2)
Mordenita	2,35(9)	1,96(9)
Ninigerita	0,10(2)	0,08(2)
Ortoclasa	10,45(2)	8,73(2)
Cuarzo	11,30(1)	9,44(1)
Revatita	5,09(2)	4,25(2)
Materia amorfa	-----	16,47

Fuente: Departamento de física, Universidad de Chile.

Comentarios – Caracterización mineralógica:

- Según los resultados obtenidos de FRX, las muestras se encuentran dominadas por la presencia de óxido de silicio, el cual es característico de las arenas. Y, del análisis de DRX se obtiene que las muestras se encuentran dominadas por la presencia de albita, anortita y microclina, los cuales son un mineral del grupo de los silicatos perteneciente a los feldespatos, donde los que tienen una composición química entre anortita y albita se llama plagioclasas, como el sector de El Pangal y Camino La Quebrada, y los que se componen de albita y ortoclasa se llaman feldespatos alcalinos, como el sector de Cuncumén. Cabe destacar que la albita es un aluminosilicato de sodio, la anortita es un aluminosilicato de calcio y la microclina suele encontrarse asociado al cuarzo.
- Por lo tanto, tanto el ensayo de FRX y DRX entregan resultados concordantes entre sí, es decir, ambos describen un suelo arenoso (suelo granular) donde predominan los silicatos.
- Estos minerales de arcilla encontrados no generan una doble capa difusa significativa, dado que los resultados del índice de plasticidad se encuentran en un rango de 5 a 10%, correspondientes a finos de baja plasticidad, y el límite líquido en un rango de 21 a 25%, lo cual es característico de un suelo granular, como la arena limo-arcillosa existente en los sectores de Camino La Quebrada y Cuncumén, y la arena arcillosa bien gradada de El Pangal.

- Los minerales de arcilla son silicatos de aluminio complejos que desarrollan plasticidad cuando se mezclan con una cantidad limitada de agua, y según los resultados obtenidos en los ensayos, los minerales encontrados no son característicos de un suelo altamente cohesivo, sino que más bien, de un suelo poco cohesivo, es decir, añaden la resistencia suficiente como para dar estabilidad a un talud de estas características.
- Debido a lo anterior, si el suelo es expuesto a las lluvias de invierno no presentan un cambio abrupto en su comportamiento físico-mecánico, dado que los minerales presentes en las muestras no desarrollan una doble capa difusa significativa, ya que, las partículas del suelo no adsorben agua, es decir, no se forma una película que envuelve las partículas del suelo sobre el cual actúan las fuerzas moleculares de adhesión.
- En cambio, para el caso de los suelos que presentan partículas cuyo tamaño cae dentro del rango de los limos, la película de agua adsorbida dificulta el contacto entre los granos disminuyendo su estabilidad mecánica.
- Se comprueba que el porcentaje de finos que pasa malla #200 no siempre representa la resistencia cohesiva que tendrá un suelo, sino que, lo que determina la cohesión entre las partículas es el mineral presente en los finos. Por ejemplo, en el sector de Camino La Quebrada se tiene el mayor porcentaje de finos y en El Pangal, el menor, pero a pesar de ello, se obtuvo una mayor cohesión en el Pangal que en Camino La Quebrada, lo cual fue verificado tanto en terreno como en análisis de laboratorio.
- Lo anterior fue comprobado en el sector de Camino La Quebrada, dado que no fue posible extraer una muestra inalterada a pesar de que a simple vista pareciera roca. Al momento de tallar la muestra, las partículas comienzan a disgregarse fácilmente, por lo que se tiene una roca en proceso de descomposición, lo cual se puede deber a la meteorización generada por los cambios climáticos. Esto se puede observar en la Figura 6.22, donde en a) se tiene la zona del talud donde se quería extraer la muestra, y en b) se muestra cómo se disgregan las partículas al presionarla con la mano, lo cual es característico de los suelos residuales.



Figura 6.22 - Meteorización de la roca perteneciente al talud del sector Camino La Quebrada. Fuente: Elaboración propia.

- Entonces, la cohesión entregada en el ensayo de corte directo no es totalmente representativa, dado que es extremadamente alta en comparación a la observable *in situ*, es decir, con los resultados obtenidos en laboratorio la muestra extraída del talud no hubiera presentado el comportamiento mostrado en la figura anterior.
- Por lo tanto, a pesar de presentar el mayor porcentaje de finos, este presenta una baja resistencia cohesiva pero lo suficiente como para mantener la estabilidad del talud, por lo que un estudio mineralógico es fundamental al momento de realizar un análisis de estabilidad, dado que el mineral existente puede cambiar el comportamiento del material.
- Debido a lo anterior, en el análisis de estabilidad de taludes que se muestra a continuación en el capítulo VIII se considerará un porcentaje de los resultados obtenidos en laboratorio, siendo un 20 y 70% de la cohesión y ángulo de fricción interna, respectivamente, para que así sea más representativo de lo observable *in situ*, y a la misma vez, más conservador.
- Cabe destacar que los porcentajes antes mencionados fueron elegidos de manera que se llegara a una cohesión entre 0,2 y 0,5 [kg/cm²] aproximadamente, dado que según los resultados obtenidos e interpretados por “*Kuadrante Ingeniería*” del suelo ubicado en el sector de Cuncumén, se debería tener una cohesión aproximada de 0,2 [kg/cm²], lo cual es representativo de un suelo residual como el maicillo. Dichos análisis y resultados son mostrados en el Anexo C.

Capítulo VII – Back-Analysis

Una vez determinados los parámetros resistentes del suelo, se procede a realizar el análisis retrospectivo o análisis de estabilidad de los taludes mediante un back-analysis, donde se considera el método de Morgenstern-Price utilizando el análisis probabilístico, donde se tienen más de un millón de probables combinaciones de valores de los parámetros de resistencia al corte de los suelos, además, se estima el factor de seguridad mínimo correspondiente a dichos valores.

El diseño probabilístico es un procedimiento sistemático para examinar el efecto de la variabilidad de cada parámetro de la estabilidad del talud. Se calcula una distribución de probabilidad del factor de seguridad, a partir de la cual se determina la probabilidad de falla del talud [12].

En el análisis de probabilidad a cada parámetro que tenga alguna incertidumbre se le asigna un rango de valores que se define mediante una función de densidad de probabilidad.

Algunos tipos de funciones de distribuciones adecuadas para los datos geotécnicos, es la distribución normal, beta, exponencial negativa y triangular, donde la más común y utilizada es la normal [12], dado que es la distribución de probabilidad de una variable continua, donde estas pueden optar cualquier valor en el marco de un intervalo que ya está predeterminado. Además, dicha distribución es la más frecuente en estadística, y se considera la más importante por la gran cantidad de variables reales que adoptan su forma.

Se debe tener en cuenta que dicha distribución considera las siguientes reglas empíricas [39]:

- Aproximadamente el 68% de los valores de x se sitúan entre -1σ y $+1\sigma$ de la media μ (dentro de una desviación típica de la media).
- Aproximadamente el 95% de los valores de x se sitúan entre -2σ y $+2\sigma$ de la media μ (dentro de dos desviaciones típicas de la media).
- Aproximadamente el 99,7% de los valores de x se sitúan entre -3σ y $+3\sigma$ de la media μ (dentro de las tres desviaciones típicas de la media).

Por lo tanto, para una distribución normal, el 99,7% de todas las muestras deben caer dentro de 3 desviaciones estándar del valor medio. Por lo que se recomienda que los valores mínimo relativo y máximo relativo sean iguales al menos a 3 veces la desviación típica, para garantizar que se define una distribución normal completa, es decir, no truncada [39].

Además, para el análisis probabilístico se consideran las siguientes propiedades del material como variables aleatorias:

- Cohesión.
- Ángulo de fricción.
- Peso unitario.

Es importante mencionar que el valor del peso unitario de los suelos se obtuvo del ensayo Proctor modificado, considerando el 95% de la densidad máxima compactada seca.

Cabe destacar que para el análisis se considera el estado del macizo en su estado natural sometido a una aceleración sísmica horizontal que simula la acción del sismo, lo cual reduce la estabilidad de la estructura geotécnica.

En el territorio nacional se distinguen tres zonas sísmicas (zona 1, 2 y 3), cuyos valores van aumentando con el peligro sísmico, donde según la tabla 3.1004.304.A del MC – V3 [40], los sectores

analizados corresponden a la zona 3, dado que pertenecen a la V Región de Valparaíso. Por lo que se tiene un coeficiente sísmico igual a 0.4g, indicado en la tabla 3.1004.303.A del MC – V3.

Debido a que se realizará un análisis pseudoestático, el Manual de Carreteras recomienda considerar el 50% de dicho coeficiente, es decir, para los tres sectores de estudio se considera un coeficiente sísmico de 0.2g, dado que pertenecen a la misma zonificación sísmica.

Entonces, considerando lo antes mencionado, una vez realizado el análisis se obtendrán los parámetros resistentes del talud con su respectivo factor de seguridad y probabilidad de falla.

A continuación, se muestra el análisis realizado para los distintos sectores de estudio, donde se analiza el talud de mayor altura correspondiente a 34,11 [m] considerando de perfil estratigráfico homogéneo, es decir presenta un solo horizonte, debido a que es el caso más desfavorable, es decir, si el talud de mayor altura es estable, también lo serán los de menor altura.

El factor de seguridad mínimo aceptable cuando se trabaja bajo solicitaciones sísmicas es de 1,10 y bajo solicitaciones estáticas, debe ser superior a 1,50 [40].

Cabe destacar que se considera una pendiente de 2:3, es decir, un ángulo de 56° aproximadamente, con respecto a la horizontal.

7.1 El Pangal

Para el análisis se consideran los valores obtenidos en los ensayos de laboratorio mostrados en el Capítulo VI, correspondientes a los parámetros resistentes obtenidos en el ensayo de corte y la clasificación de los suelos, donde para ello se utilizaron los ensayos de densidad de partículas sólidas, análisis granulométrico y límites de consistencia.

Por lo tanto, para el análisis de estabilidad del talud se consideran los parámetros presentados anteriormente en la sección 6.6, correspondientes a la cohesión y ángulo de fricción. Pero debido a que los resultados de los ensayos de laboratorio no son representativos del suelo *in situ*, ya sea, porque le aumenta o disminuye su resistencia, se considerará el 20 y 70% de los valores de cohesión y ángulo de fricción, respectivamente, tal como se mencionó anteriormente, siendo el caso más desfavorable, representativo del suelo *in situ* y concordante con los valores obtenidos de la literatura y comparados con los valores obtenidos en laboratorios externos. Dichos valores se muestran a continuación en la Tabla 7.1.

Tabla 7.1 - Peso unitario, cohesión y ángulo de fricción interna, El Pangal.

γ [kN/m ³]	19,32
C [kN/m ²]	66,78
ϕ [°]	31,53

Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente, en las Figuras 7.1 y 7.2 se muestra la sección de cálculo utilizando el método de Morgenstern-Price, y el factor de seguridad para una determinada falla en el talud con su respectiva probabilidad de falla.

Cabe mencionar que el talud no presenta cargas sobre el talud ni en los pies de este, dado que el talud sólo está trabajando por peso propio, por lo que en caso de existir una carga externa sería una solicitación sísmica horizontal, la cual será considerada en el análisis.

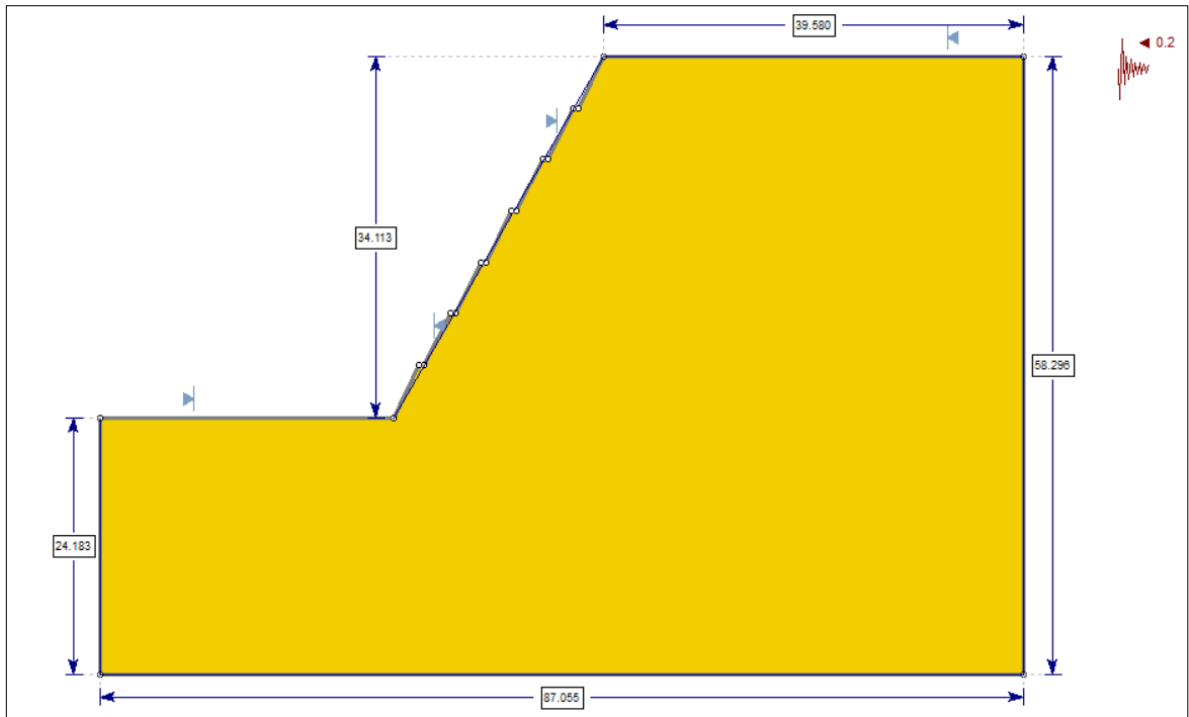


Figura 7.1 - Sección de cálculo El Pangal – Método de Morgenstern-Price con sismo. Fuente: Slide 2, Elaboración propia.

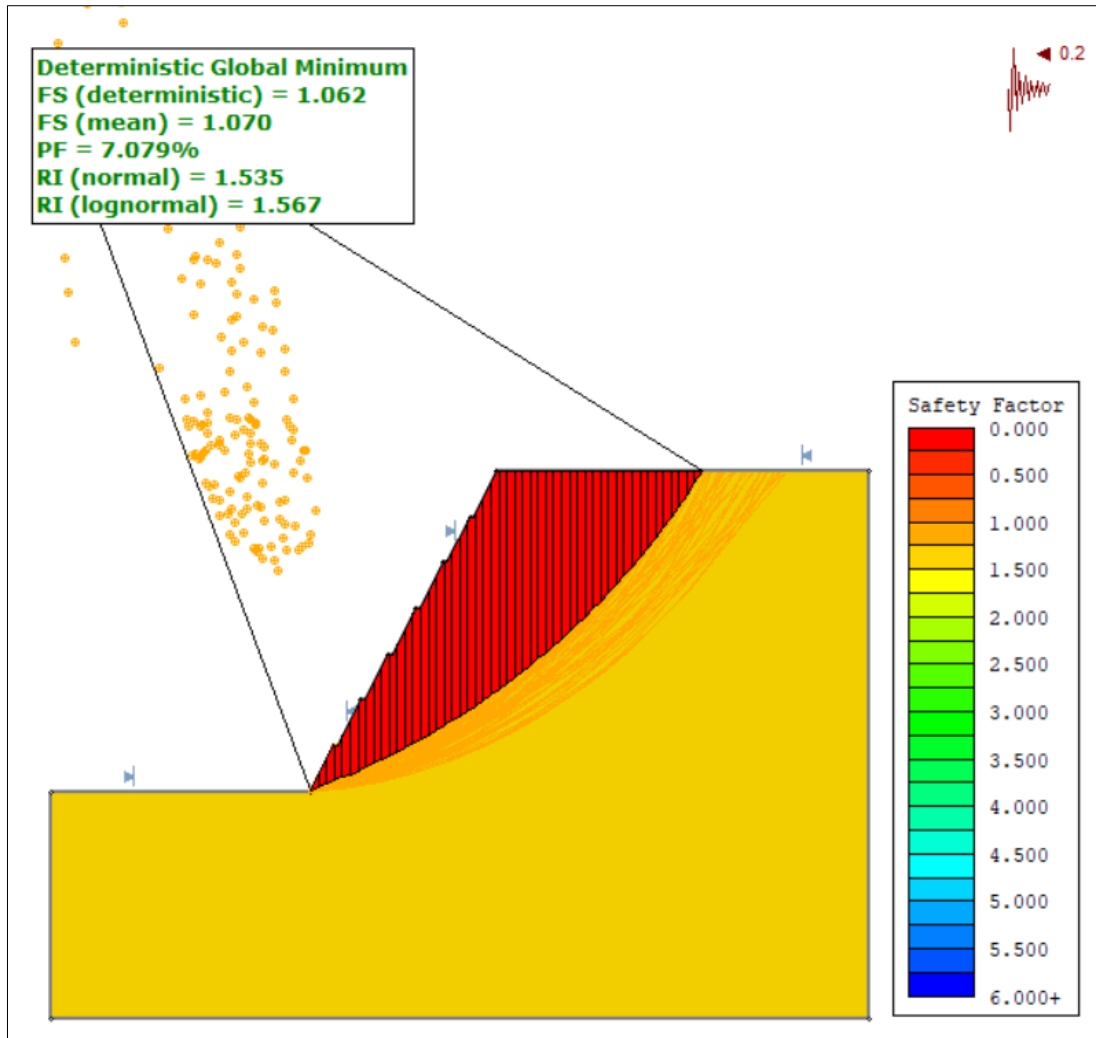


Figura 7.2 - Factor de seguridad correspondiente a la falla del talud del sector El Pangal. Fuente: Slide 2, Elaboración propia.

Al considerar una sollicitación sísmica de 0,2g se tiene un factor de seguridad de 1,1 con una probabilidad de falla de 7,08%, lo que significa que 70,8 de cada 1000 muestras produjeron un factor de seguridad inferior a 1. Pero a pesar de ello, el talud es estable, dado que cumple con el valor mínimo requerido para sollicitaciones sísmicas. Pero si se considera el talud bajo condiciones estáticas, se tendrá un factor de seguridad de 1,31, con una probabilidad de falla de 0%.

Por lo tanto, el talud bajo condiciones estáticas podría presentar problemas de estabilidad, dado que no cumple con los requerimientos del factor de seguridad, es decir, $1,31 < 1,5$.

Cuando se realiza el análisis se analizan 5000 superficies de falla potenciales y 1000 combinaciones de valores para los parámetros de resistencia al corte, aproximadamente.

En base a lo anterior, a continuación, en la Figura 7.3 se muestra una dispersión de valores que generan las diferentes combinaciones de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna, representados por una nube de puntos.

Cabe destacar que cada uno de ellos representa un valor del factor de seguridad determinado por una combinación de parámetros específica.

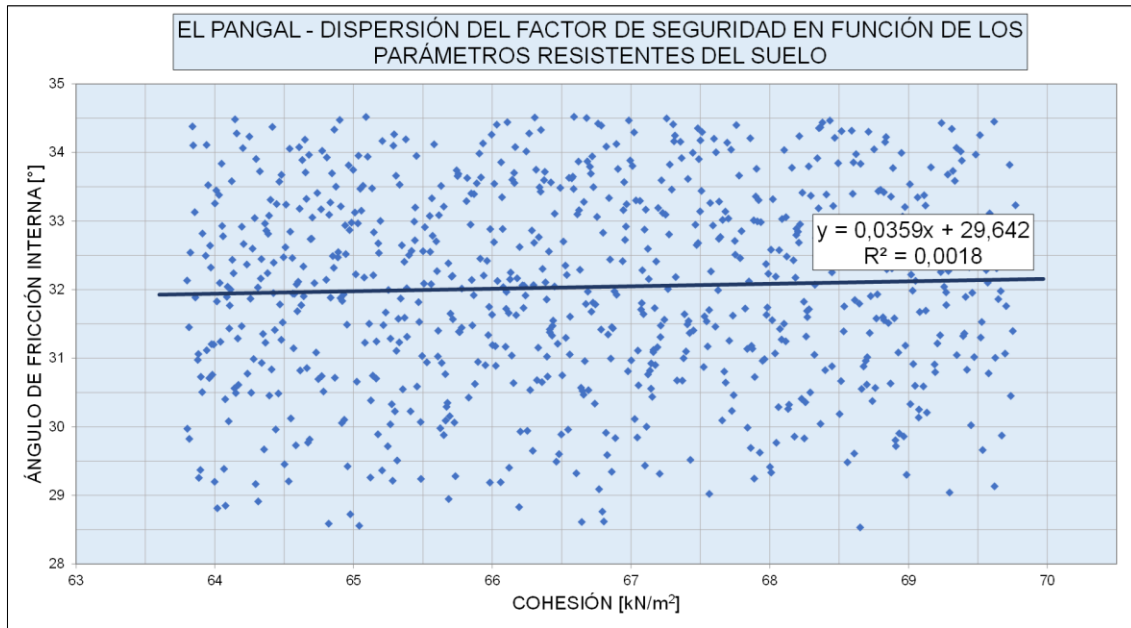


Figura 7.3 - Dispersión de valores relacionados a los parámetros resistentes del suelo, obtenidos en el análisis probabilístico del sector El Pangal. Fuente: Slide 2, Elaboración propia.

Para ello se asume que los valores del factor de seguridad más probables se encuentran dentro de una franja comprendida entre $\pm 10\%$ del FS, siendo 0,96 y 1,2, y mediante una regresión lineal (dado que el criterio utilizado es lineal "Criterio de falla de Mohr-Coulomb), se determina la línea de tendencia de la combinación óptima de dichos parámetros, donde cuya ecuación representa todas las combinaciones de valores asociados a los parámetros de resistencia al corte, la cual tiene una pendiente baja, es decir, a medida que aumenta la cohesión, el ángulo de fricción no tiene mucha variación.

De todas las combinaciones mencionadas anteriormente, se elige la que contenga el valor de la cohesión más bajo, debido a que según la clasificación y granulometría que presenta el suelo de este sector, indica que es un suelo arenoso bien gradado con bajo porcentaje de finos de baja plasticidad. Entonces, si se reemplaza dicho valor en la ecuación antes mencionada y mostrada en la figura anterior, se puede obtener el valor del ángulo de fricción elegido, siendo 63,8 [kN/m²] y 31,93°, respectivamente.

Si comparamos los datos mostrados en la Tabla 7.1 con los valores mencionados anteriormente, se puede concluir que a medida que disminuye la cohesión, aumenta el ángulo de fricción, es decir, cuando se tiene un suelo poco cohesivo, como la arena limosa, pasa a tener más importancia en la estabilidad de taludes, la trabazón entre partículas que el porcentaje de finos presentes en la muestra. Por lo que, a medida que aumenta el ángulo de fricción, aumenta el factor de seguridad, es decir, disminuye la probabilidad de falla.

Cabe destacar que todas las combinaciones que se encuentren sobre la línea de tendencia son aceptables, y para determinar si realmente representan el suelo estudiado, se realiza un análisis de sensibilidad que, para este caso, se muestra la importancia e influencia del valor del ángulo de fricción del suelo.

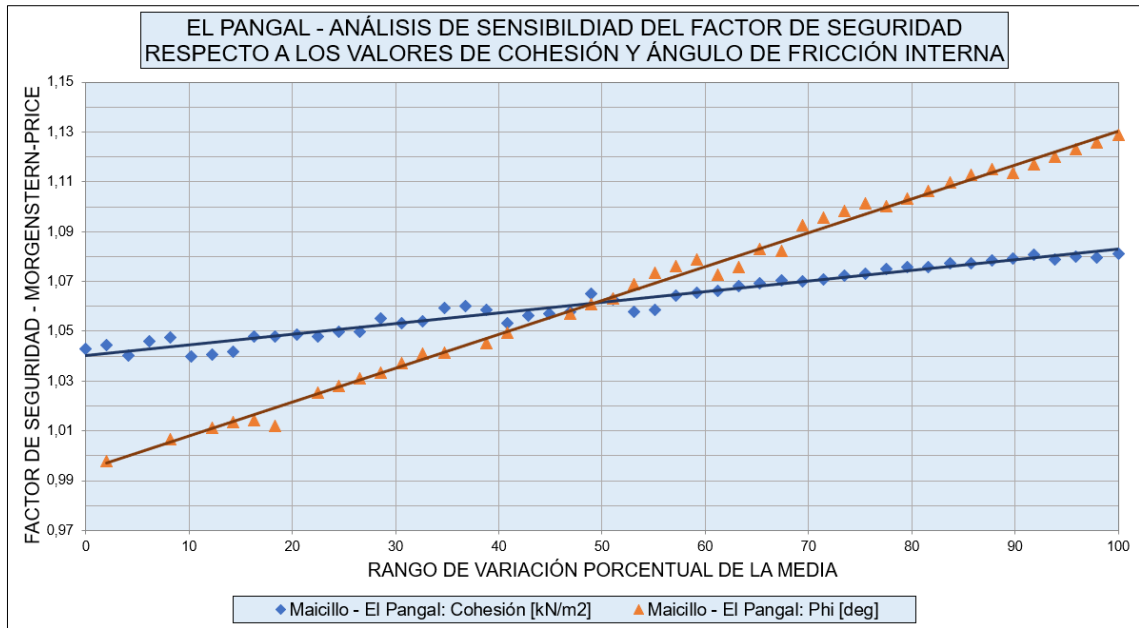


Figura 7.4 - Análisis de sensibilidad del factor de seguridad respecto a la cohesión y el ángulo de fricción del sector El Pangal. Fuente: Slide 2, Elaboración propia.

En la Figura 7.4 se observa que las variaciones del factor de seguridad son más significativas para las variaciones del ángulo de fricción que para la cohesión, lo cual está correcto dado que, según la clasificación del suelo de este sector, se tiene un suelo arenoso con finos de baja plasticidad, por lo que el suelo debería presentar un comportamiento más friccionante que cohesivo, lo cual está asociado al comportamiento de un suelo granular, como las arenas, lo que se puede deber a la forma de las partículas que presenta. Por lo tanto, los valores obtenidos anteriormente son representativos del suelo *in situ*.

7.2 Camino La Quebrada

Al igual que el caso anterior, se asume que los valores de los ensayos de laboratorio no son representativos del suelo *in situ*, por lo que se considera que los resultados obtenidos en laboratorio presentan una mayor resistencia que la resistencia del suelo *in situ*, es decir, se considera el caso más desfavorable. Debido a lo anterior, se considera el 20 y 70% de los parámetros resistentes (cohesión y ángulo de fricción), los cuales se muestran a continuación en la Tabla 7.2.

Tabla 7.2 - Peso unitario, cohesión y ángulo de fricción interna, Camino La Quebrada.

γ [kN/m ³]	19,03
C [kN/m ²]	47,17
ϕ [°]	31,47

Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente, en las Figuras 7.5 y 7.6 se muestra la sección de cálculo utilizando el método de Morgenstern-Price, y el factor de seguridad con su respectiva probabilidad de falla.

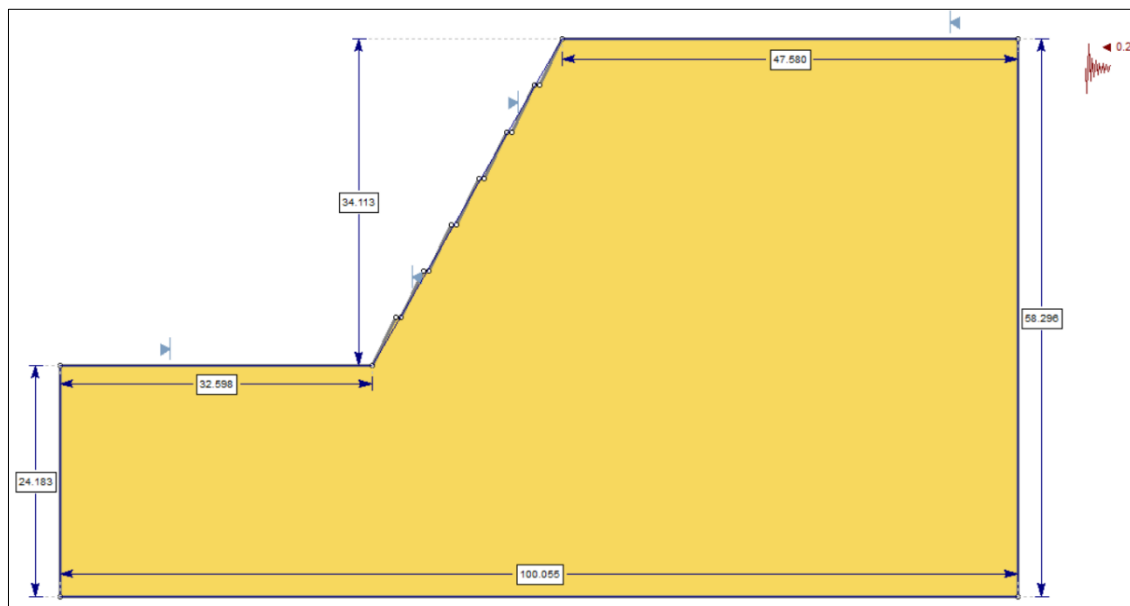


Figura 7.5 - Sección de cálculo de Camino La Quebrada – Método de Morgenstern-Price con sismo. Fuente: Slide 2, Elaboración propia.

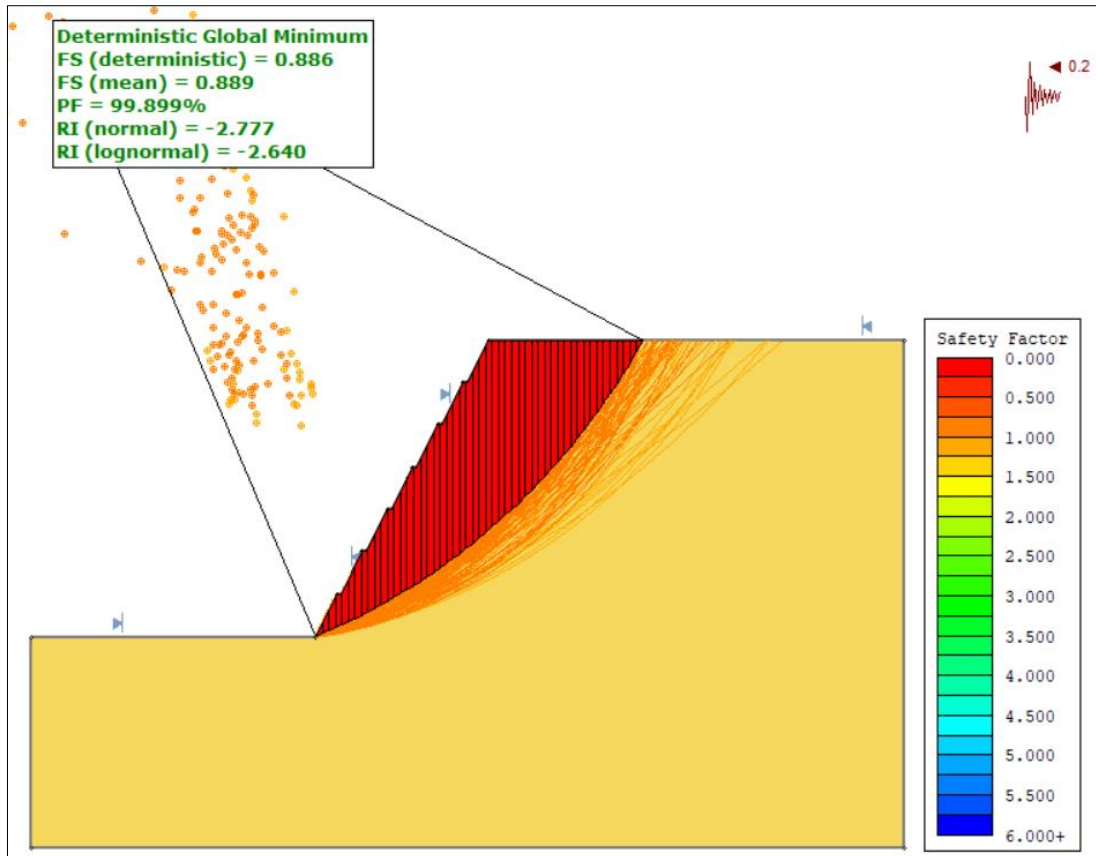


Figura 7.6 - Factor de seguridad correspondiente a la falla del talud del sector Camino La Quebrada. Fuente: Slide 2, Elaboración propia.

En este caso, el factor de seguridad obtenido es de 0,89 siendo menor a 1,1, con una probabilidad de falla de 99,89% considerando una sollicitación sísmica de 0,2g. Y, para el caso estático se tiene $FS = 1,12$ con una probabilidad de falla de 0,39%. Lo que significa que 998,9 y 3,9 de cada 1000 muestras produjeron un factor de seguridad inferior a 1, respectivamente para cada caso.

Por lo tanto, si se considera el caso más desfavorable (considerando condición sísmica), el talud será potencialmente inestable, dado que, tal como se muestra en la figura anterior, se producirá una falla total, es decir, se deslizará toda la cara expuesta del talud (marcado con rojo), donde ocurrirá lo mismo si se consideran las condiciones estáticas, dado que no cumple con los requerimientos del factor de seguridad mínimo, siendo 1,5.

Posteriormente, en la Figura 7.7 se muestran todas las combinaciones de cohesión v/s ángulo de fricción que representan más de 5000 superficies de fallas potenciales, y mediante la regresión lineal se obtiene la ecuación que representa todas las combinaciones que cumplen con el factor de seguridad mencionado anteriormente.

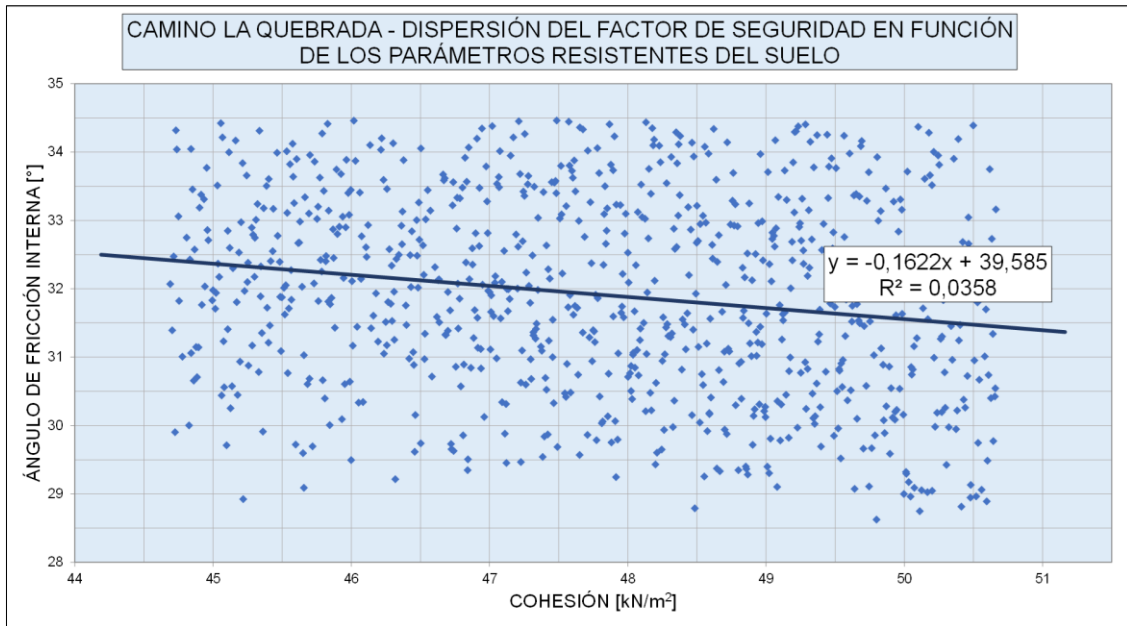


Figura 7.7 - Dispersión de valores relacionados a los parámetros resistentes del suelo, obtenidos en el análisis probabilístico del sector Camino La Quebrada. Fuente: Slide 2, Elaboración propia.

Al igual que el caso anterior, se asume que los valores del factor de seguridad más probables se encuentran dentro de una franja comprendida entre $\pm 10\%$ del FS, siendo 0,6 y 1,05, y mediante una regresión lineal, se determina la línea de tendencia de la combinación óptima de dichos parámetros.

La pendiente de la ecuación mostrada en la Figura 7.7 es mayor al caso anterior, lo cual se debe a que el porcentaje de suelo fino de este sector es 48,8%, es decir, es 38,5% mayor que el sector antes analizado, lo cual se puede observar en dicha figura, dado que los parámetros son indirectamente proporcionales, es decir, a medida que aumenta la cohesión, disminuye el ángulo de fricción.

Entonces, análogamente al caso anterior, como la muestra extraída de este sector clasifica como suelo areno arcilloso con finos de baja plasticidad, se elegirá el valor más bajo de cohesión, donde al igual que el caso anterior, posteriormente se reemplazará en la ecuación que describe la línea de tendencia, obteniendo el valor del ángulo de fricción, siendo 44,19 [kN/m²] y 32,42°, respectivamente.

Posteriormente, en la Figura 7.8, se muestra el análisis de sensibilidad realizado para el suelo de este sector considerando el 20 y 70% de la cohesión y ángulo de fricción, respectivamente, donde al igual que el caso anterior, se muestra la importancia de la influencia del valor del ángulo de fricción.

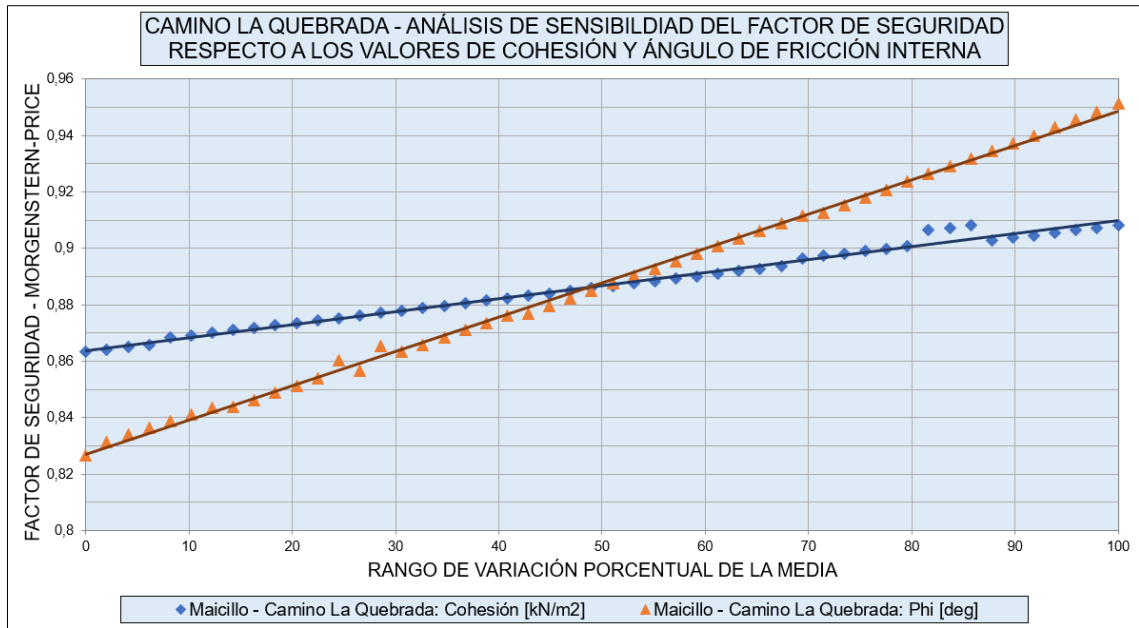


Figura 7.8 - Análisis de sensibilidad del factor de seguridad respecto a la cohesión y el ángulo de fricción del sector Camino La Quebrada. Fuente: Slide 2, Elaboración propia.

El suelo de este sector, al igual que el caso anterior, presenta un comportamiento friccionante, debido a la predominancia que tiene el ángulo de fricción, dado que tiene una mayor pendiente que la cohesión. Esto se puede deber a la forma de las partículas que presenta la muestra, como también, a la baja actividad que presentan los minerales de arcilla.

Por lo tanto, los valores de cohesión y ángulo de fricción están correctos, dado que son representativos del suelo analizado, dado que clasificó como arena limo arcillosa con finos de baja plasticidad, es decir, corresponde a un suelo granular con poca cohesión.

7.3 Cuncumén

Al igual que los casos anteriores, se asume que los valores de los ensayos de laboratorio no son representativos del suelo *in situ*, por lo que se considera el 20 y 70% de los parámetros resistentes (cohesión y ángulo de fricción) obtenidos en laboratorio, los cuales se muestran a continuación en la Tabla 7.3.

Tabla 7.3 - Peso unitario, cohesión y ángulo de fricción interna, Cuncumén.

γ [kN/m ³]	19,32
C [kN/m ²]	52,56
ϕ [°]	27,48

Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente, en las Figuras 7.9 y 7.10 se muestra la sección de cálculo utilizando el método de Morgenstern-Price, y el factor de seguridad con su respectiva probabilidad de falla.

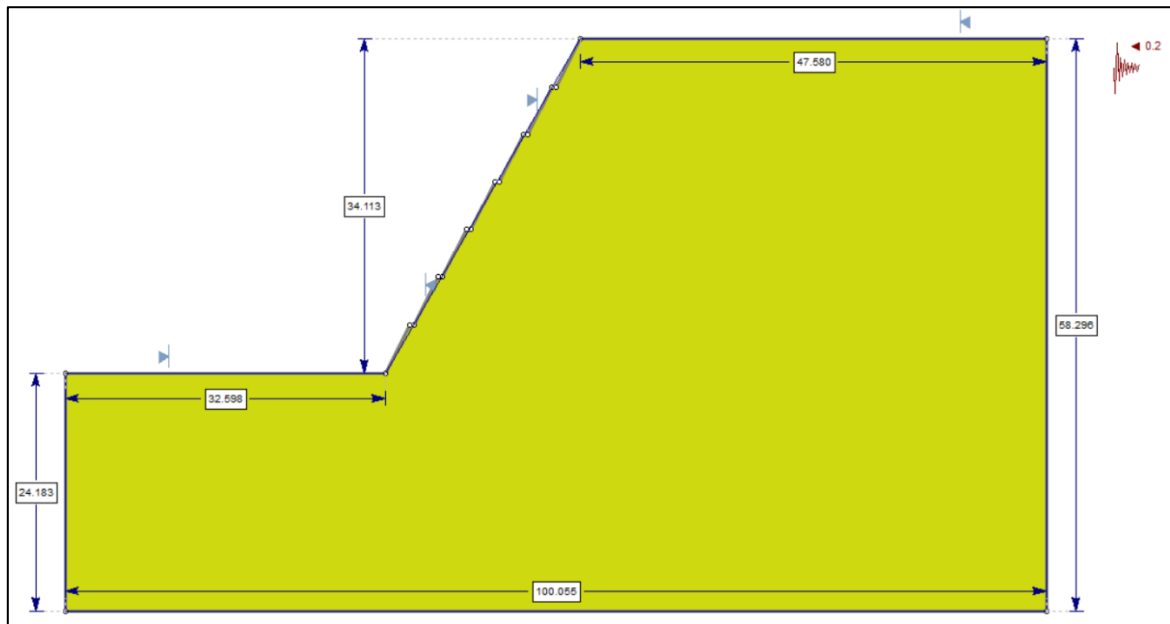


Figura 7.9 - Sección de cálculo de Cuncumén– Método de Morgenstern-Price con sismo. Fuente: Slide 2, Elaboración propia.

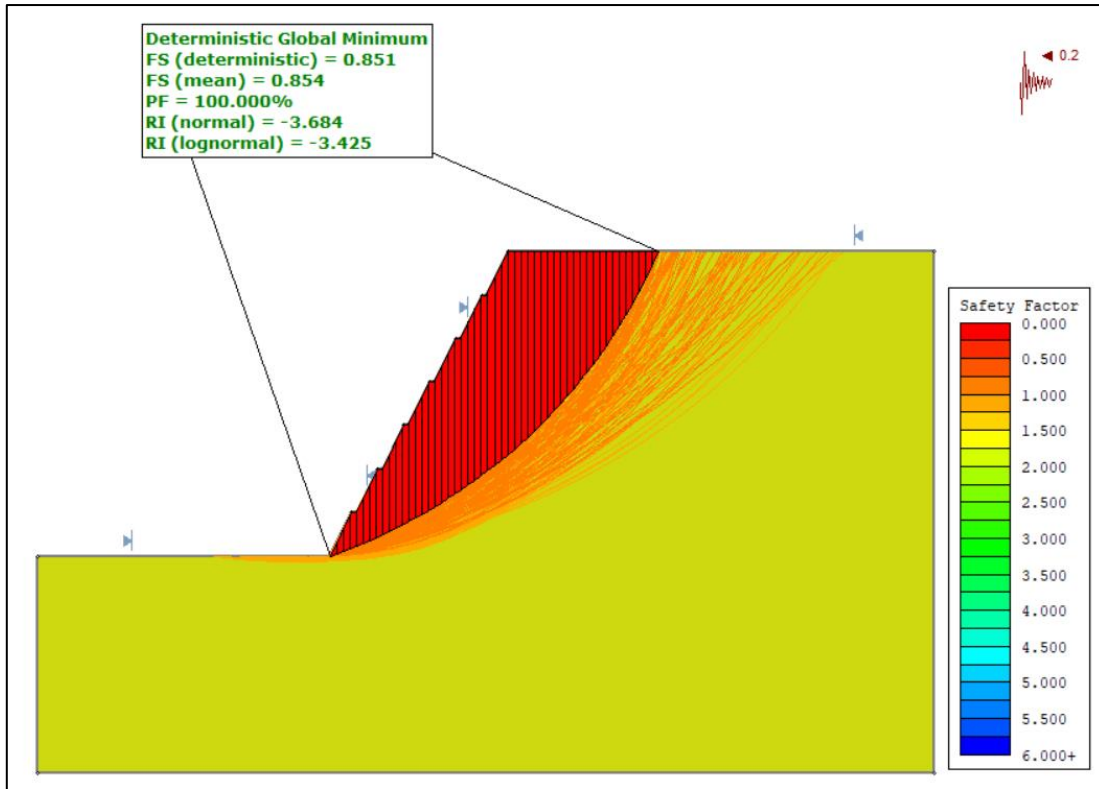


Figura 7.10 - Factor de seguridad correspondiente a la falla del talud del sector Cuncumén. Fuente: Slide 2, Elaboración propia.

Al igual que los casos anteriores, al considerar una sollicitación sísmica de 0,2g el factor de seguridad obtenido es menor a 1,1 con una probabilidad de falla de 100%, por lo que el talud es potencialmente inestable, donde se puede producir una falla total generando un deslizamiento en la cara expuesta del talud, como se muestra marcado en rojo en la Figura 7.10.

Una vez determinada la superficie de falla con su respectiva probabilidad de falla, se obtienen todas las combinaciones que representan las superficies de falla potenciales que cumplen con el factor de seguridad, las cuales se muestran a continuación en la Figura 7.11.

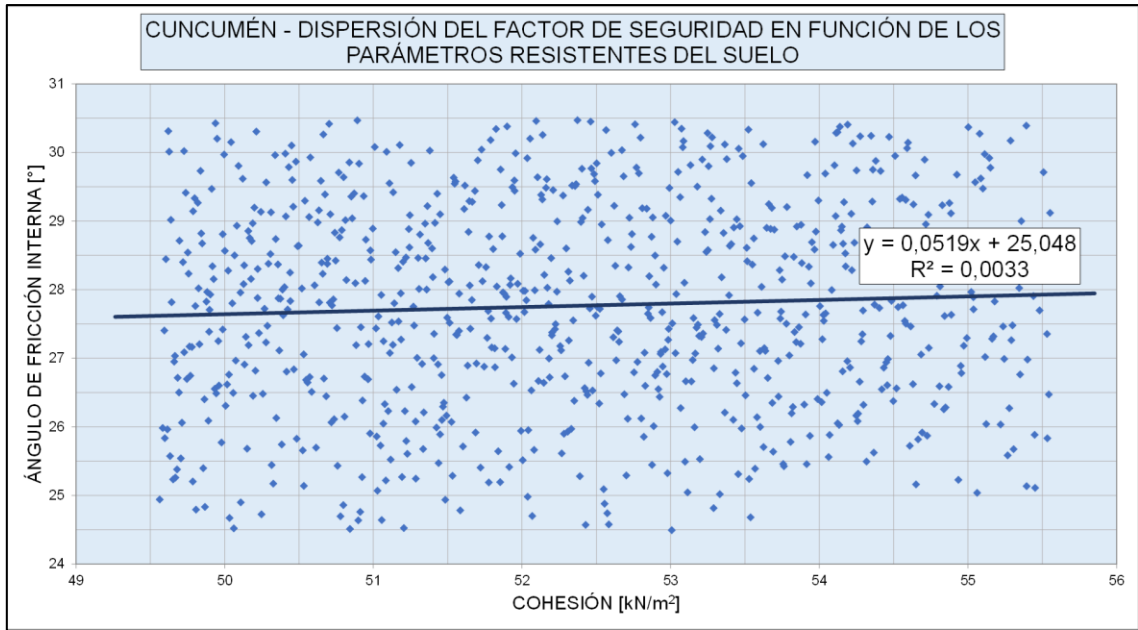


Figura 7.11 - Dispersión de valores relacionados a los parámetros resistentes del suelo, obtenidos en el análisis probabilístico del sector Cuncumén. Fuente: Slide 2, Elaboración propia.

Al igual que los casos anteriores, la pendiente de la ecuación mostrada en la Figura 7.11 es baja, por lo que a medida que aumenta la cohesión, el ángulo de fricción presenta poca variación. Y, debido a que este suelo clasifica como suelo areno arcilloso con finos de baja plasticidad, se elegirá el valor más bajo de cohesión, donde al igual que los casos anteriores, posteriormente se reemplazará en la ecuación que describe la línea de tendencia, obteniendo el valor del ángulo de fricción, siendo 49,56 [kN/m²] y 27,62°, respectivamente.

Posteriormente, en la Figura 7.12, se muestra el análisis de sensibilidad realizado para el suelo de este sector, donde al igual que los casos anteriores, se muestra la importancia de la influencia del ángulo de fricción, por lo que se tiene un comportamiento friccionante.

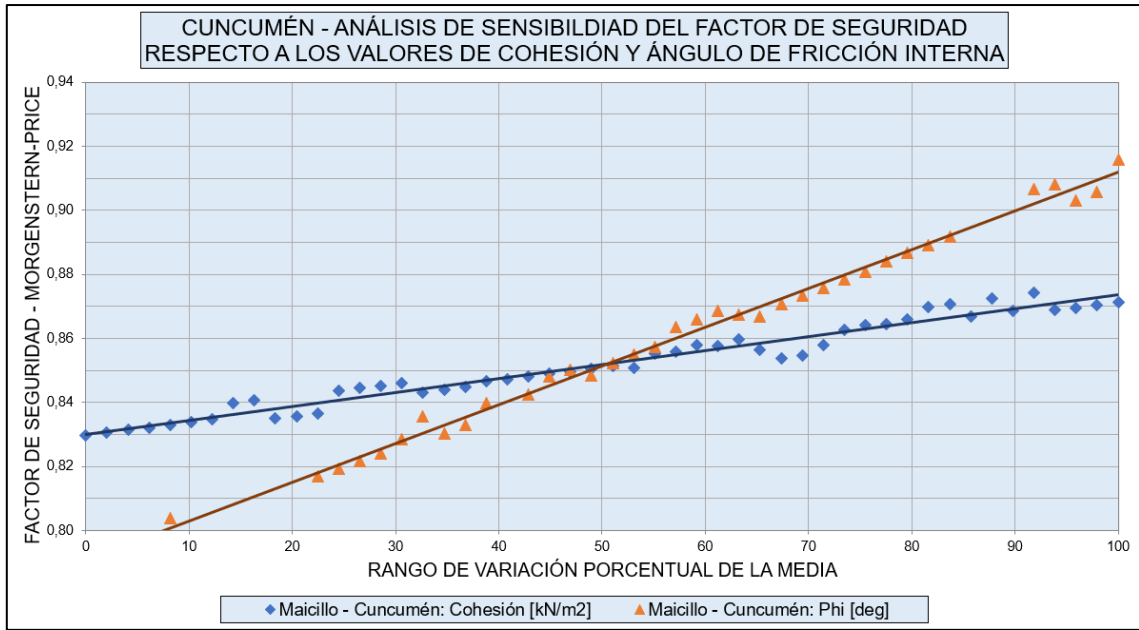


Figura 7.12 - Análisis de sensibilidad del factor de seguridad respecto a la cohesión y el ángulo de fricción del sector Cuncumén. Fuente: Slide 2, Elaboración propia.

Comentarios – Análisis de estabilidad de taludes con Slide2:

- Cabe destacar que para este análisis se utilizó la misma altura del talud, siendo 34,11 [m], por lo que las variables comparables serían las propiedades resistentes del suelo.
- En la Tabla 7.4 se muestra un resumen de los valores obtenidos en este análisis, tanto del valor del factor de seguridad como para la probabilidad de falla asociada al sector de estudio.

Tabla 7.4 – Cohesión y ángulo de fricción interna considerando el 70 y 20% de los valores de laboratorio.

Ubicación	C [kN/m ²]	Ø [°]	Estático ≥ 1,5		Con sismo ≥ 1,1	
			FS	PF	FS	PF
El Pangal	66,78	31,53	1,31	0%	1,07	7,08%
Camino La Quebrada	47,17	31,47	1,12	0,31%	0,88	99,89%
Cuncumén	52,56	27,48	1,08	5,42%	0,85	100%

Fuente: Elaboración propia.

- Si se considera un escalón o banco de 0,5 [m] de ancho con 5 [m] de altura y, los parámetros resistentes mostrados en la Tabla 7.4, se tendrán taludes potencialmente inestables, dado que no cumplen las exigencias del factor de seguridad, tanto para el caso estático como para el dinámico, por lo que, si se considera la configuración geométrica mencionada anteriormente, se deberán considerar parámetros geotécnicos mayores, para que así pueda cumplir y no presentar probabilidades de fallas elevadas, como las obtenidas en este caso.
- Si se hubiera realizado el back-analysis con los resultados del ensayo de corte directo obtenidos en laboratorio, los taludes presentarían probabilidades de falla de 0% y, además cumplirían con las condiciones tanto estáticas como sísmicas, donde se obtienen los factores de seguridad mostrados en la Tabla 7.5.

Tabla 7.5 – Cohesión y ángulo de fricción interna considerando valores de laboratorio.

Ubicación	C [kN/m ²]	Ø [°]	Estático ≥ 1,5		Con sismo ≥ 1,1	
			FS	PF	FS	PF
El Pangal	333,92	45	4,95	0%	3,78	0%
Camino La Quebrada	235,85	45	4,03	0%	3,03	0%
Cuncumén	262,82	39,3	3,95	0%	3	0%

- Se observa que a medida que disminuye el ángulo de fricción, aumenta la probabilidad de falla del talud, donde se comprueba que el suelo presenta un comportamiento friccionante, por lo que la estabilidad del talud dependerá del ángulo de fricción entre las partículas del suelo, dado que entre más angulosa la partícula, se tiene un mayor ángulo de fricción interna generando una mayor trabazón entre ellas, por lo tanto, aumenta la resistencia al corte del suelo, provocando una mayor estabilidad, lo cual es característico de un suelo granular.

- También se determinó que los valores de cohesión y ángulo de fricción interna son inversamente proporcionales, es decir, a medida que disminuye la cohesión, aumenta el ángulo de fricción. Lo cual se debe a que, cuando se tiene un mayor porcentaje de finos automáticamente comienzan a tener importancia las partículas granulares, predominando las fuerzas de masa por sobre las de superficie.
- En el análisis de sensibilidad se obtuvo un comportamiento similar para los tres sectores de estudio, dado que predominó el comportamiento friccionante antes que el cohesivo, lo cual se puede deber a la forma de las partículas, es decir, se pueden tener partículas angulares, subangulares y/o subredondeadas, como también se puede deber a la plasticidad del suelo fino presente en la muestra, donde indirectamente influye el tipo de mineral.
- Debido a que los taludes presentaron probabilidades de falla de hasta un 100%, a continuación, en el capítulo VIII se realiza un análisis a través de métodos numéricos para identificar las zonas críticas de concentraciones de esfuerzos de corte, donde se identificará el factor de seguridad asociado a dicha zona y, además, se determinarán las deformaciones horizontales que puede ocasionar un sismo de 0,2g.

A continuación, se mostrará el análisis de estabilidad de taludes para los tres diferentes sectores utilizando métodos de elementos finitos utilizando el programa RS2, donde se considerarán los parámetros utilizados para el análisis realizado en el programa Slide2, para así verificar los resultados obtenidos en este y, además, para determinar las posibles deformaciones que ocasionará un sismo con una aceleración de 0,2g.

Cabe destacar que sólo se mostrará el caso que incluye las condiciones sísmicas, dado que es el caso más desfavorable en comparación al caso estático.

8.1 El Pangal

En una primera instancia se verificará la estabilidad global del talud, análisis cuyos resultados se presentan en la Figura 8.2, donde se observa que la masa potencial de deslizamiento o potencialmente inestable presenta un factor de seguridad de 1,64 bajo solicitaciones de peso propio y fuerzas inerciales generadas por una aceleración de 0,2g, es decir, el talud presenta una estabilidad más que satisfactoria aún bajo condiciones sísmicas, dado que el factor de seguridad es mayor al mínimo requerido.

Por lo que bajo condiciones estáticas el factor de seguridad a una falla por corte será mayor al mencionado anteriormente, por lo tanto, la falla en condiciones estáticas es poco probable.

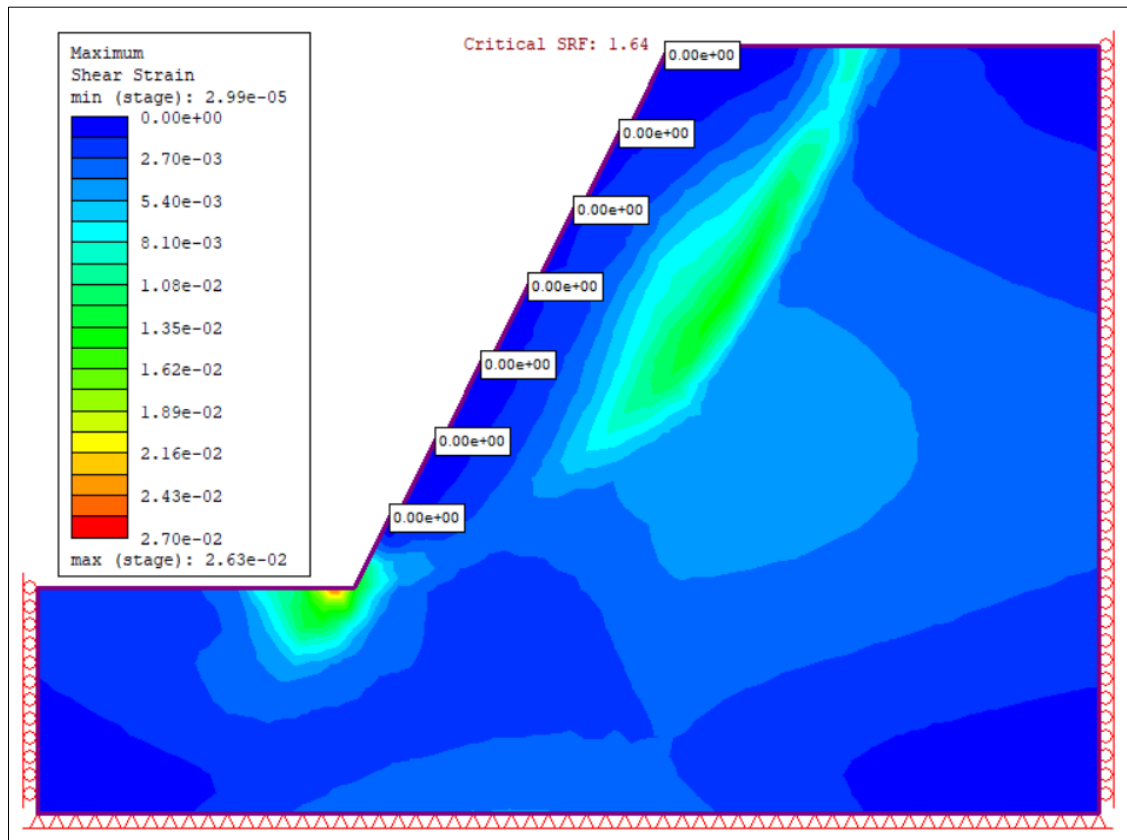


Figura 8.2 - Estabilidad global del talud del sector El Pangal, considerando los efectos de un sismo y el peso propio de los materiales. Fuente: RS2, Elaboración propia.

Un aspecto que se debe tener en cuenta en los taludes de gran altura, son los desplazamientos de la cara expuesta en sentido horizontal, ya que se pueden generar grandes deformaciones en esa zona, generando alteraciones en el comportamiento de los suelos debidas inicialmente a la relajación de los esfuerzos de confinamiento y, posteriormente a los efectos de los agentes meteorológicos.

Es por ello que en la Figura 8.3 se muestran las deformaciones horizontales que se podrían desarrollar en dicha zona, donde según la escala incluida en la figura no alcanzan valores que pudieran ser considerados de alto riesgo, dado que la mayor deformación es de 24 [cm], la cual no es significativa con los 34,11 [m] de altura del talud.

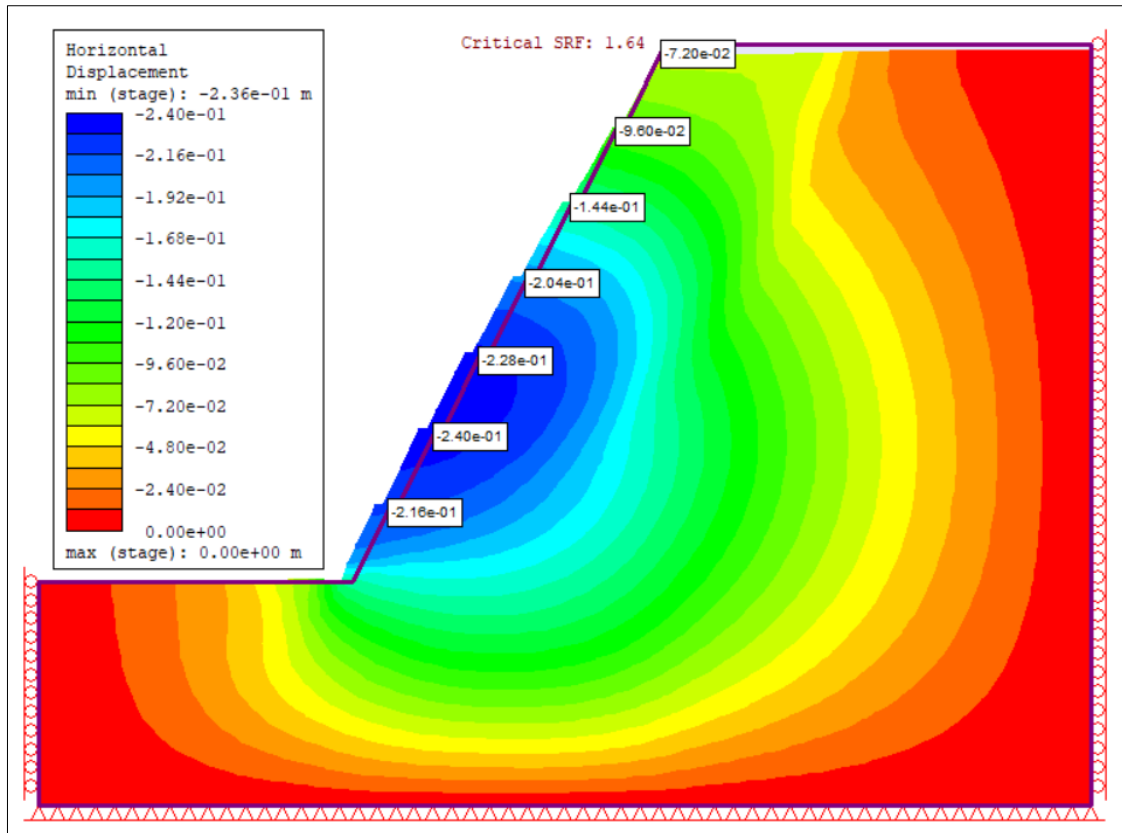


Figura 8.3 - Análisis de desplazamientos horizontales del sector El Pungal. Fuente: RS2, Elaboración propia.

8.2 Camino La Quebrada

Al igual que el caso anterior, en la Figura 8.4 se muestra el análisis de estabilidad global del talud, donde la zona que podría presentar riesgo de deslizamiento presenta un factor de seguridad de 1,41, a pesar de considerar solicitaciones de peso propio y fuerzas inerciales generadas por una aceleración de 0,2g, por lo tanto, el talud presenta una estabilidad satisfactoria, dado que $FS > 1,1$.

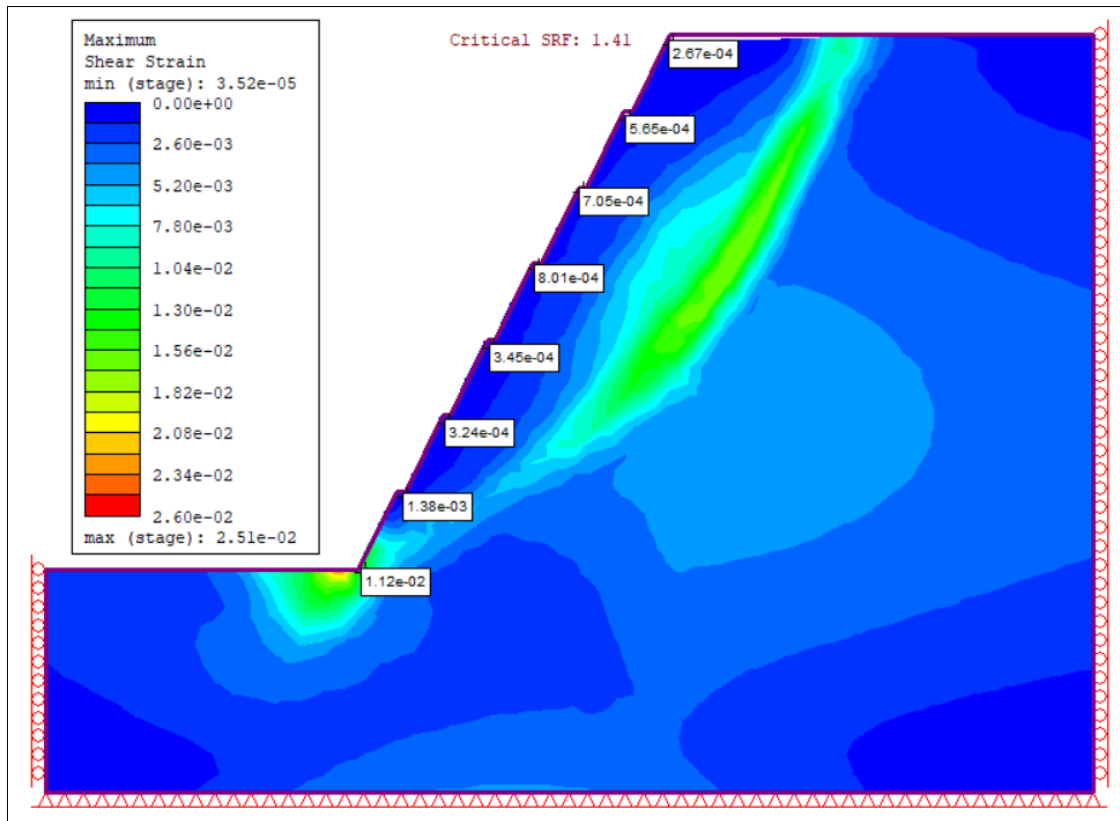


Figura 8.4 - Estabilidad global del talud del sector Camino La Quebrada, considerando los efectos de un sismo y el peso propio de los materiales. Fuente: RS2, Elaboración propia.

El talud analizado presenta una altura de 34,11 [m], al igual que para los demás sectores, por lo tanto, es adecuado analizar los posibles deslizamientos que se pueden generar en la cara expuesta del talud, donde puede ser provocado por los esfuerzos de confinamiento o por los efectos meteorológicos, dado que influyen en el proceso de meteorización de la roca, lo cual es característico de un suelo residual, como el maicillo.

Lo anterior se muestra a continuación en la Figura 8.5, donde se puede observar que, al igual que el caso anterior, los valores que se muestran en la escala de la figura no son significativos en comparación a la altura del talud, dado que se tienen deformaciones de 1 a 6 [cm], aproximadamente.

Además, en la misma figura se muestra esquemáticamente la deformación generada en la cara expuesta, lo cual no es apreciable, dado que, tal como se mencionó anteriormente, no es significativa.

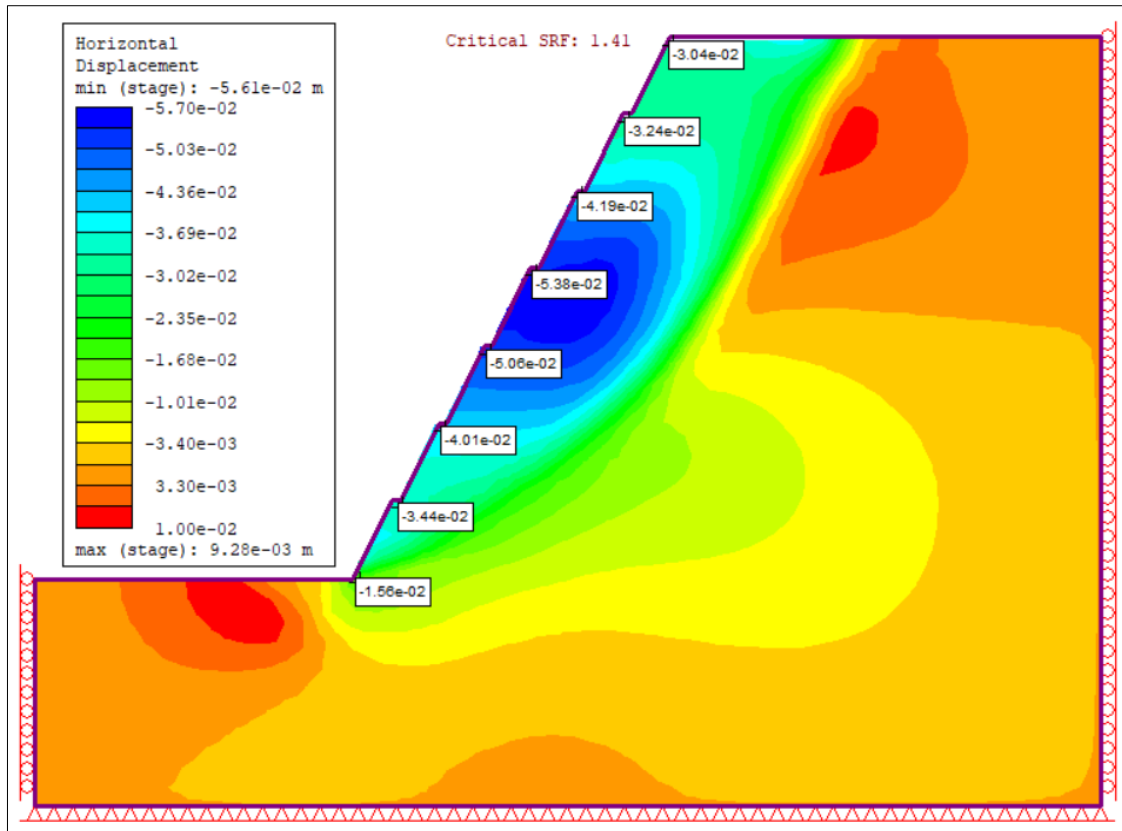


Figura 8.5 - Análisis de desplazamientos horizontales del sector Camino La Quebrada. Fuente: RS2, Elaboración propia.

8.3 Cuncumén

Al igual que los casos anteriores, en la Figura 8.6 se muestra el análisis de estabilidad global del talud, donde la zona que podría presentar riesgo de deslizamiento tiene un factor de seguridad de 1,35, por lo que, la zona crítica de concentraciones de esfuerzos de corte es estable, es decir, el talud presenta una estabilidad satisfactoria.

Por lo tanto, si se consideran las mismas propiedades geométricas y resistentes utilizadas para el análisis, se tendrá un talud estable, donde es poco probable que ocurra una falla total en la cara expuesta, al igual que los casos anteriores.

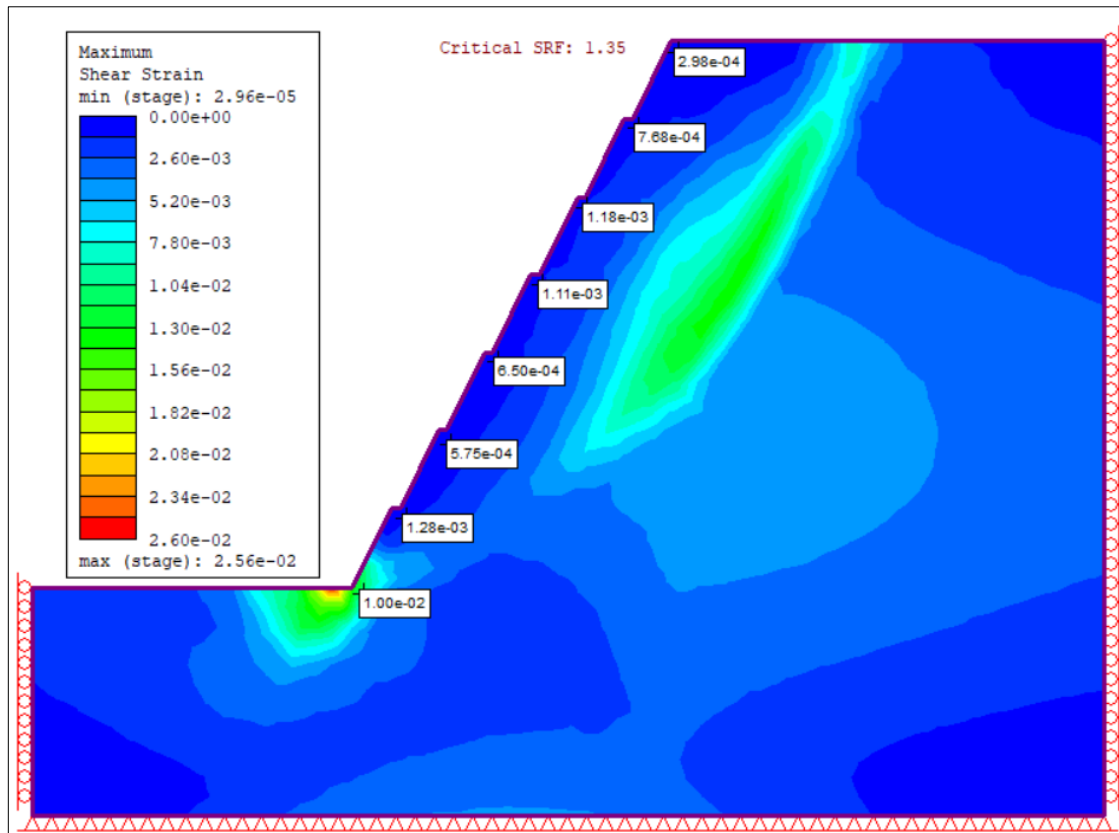


Figura 8.6 - Estabilidad global del talud del sector Cuncumén considerando los efectos de un sismo y el peso propio de los materiales. Fuente: RS2, Elaboración propia.

Posteriormente en la Figura 8.7 se muestran los desplazamientos horizontales que se generarán bajo condiciones sísmicas, los cuales no son significativos con respecto a la altura del talud.

Además, al igual que los casos anteriores, en la misma figura se muestra la deformada aproximada generada por dichos desplazamientos, donde no se aprecian a simple vista, debido a que los valores no son significativos encontrándose en un rango de 1 a 5 [cm], aproximadamente.

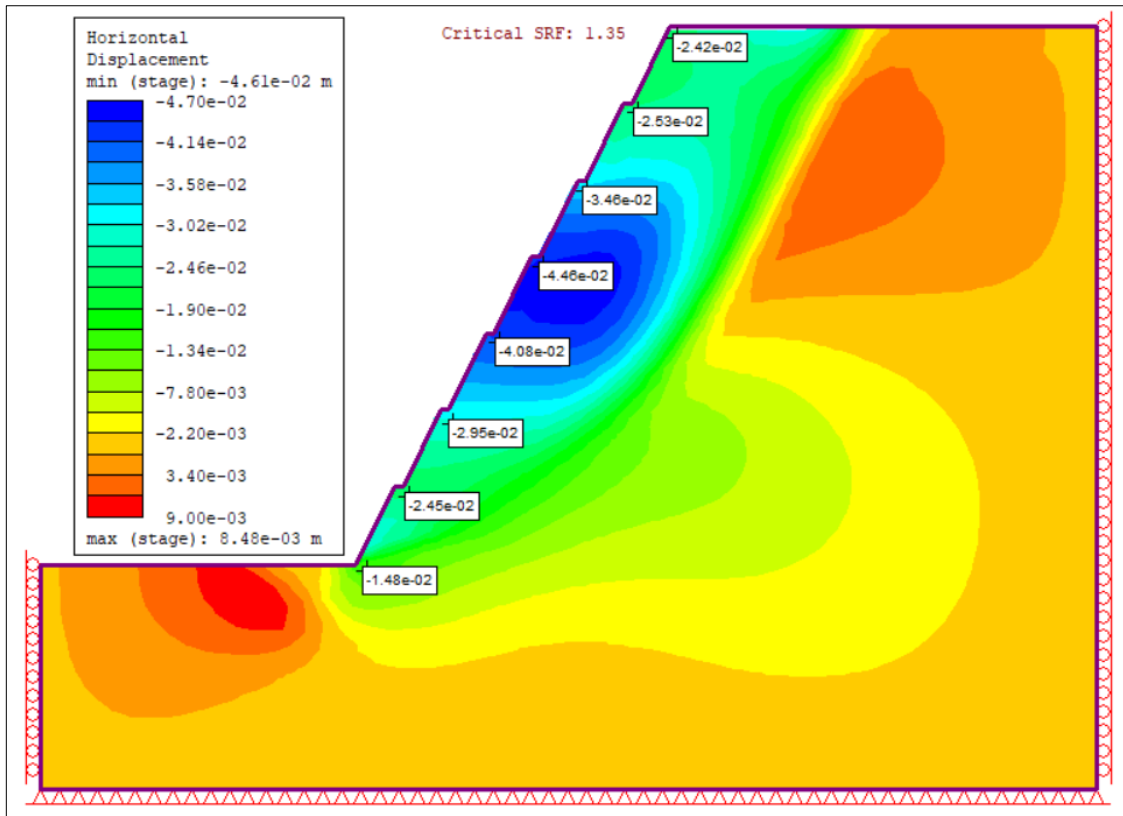


Figura 8.7 - Análisis de desplazamientos horizontales del sector Cuncumén. Fuente: RS2, Elaboración propia.

Comentarios – Análisis de esfuerzos y deformaciones utilizando RS2:

- En los análisis realizados se obtuvo que las zonas críticas de concentraciones de esfuerzos de corte de los distintos sectores de estudio presentan factores de seguridad mayores al mínimo requerido, es decir, son mayores a 1,1, por lo que es poco probable que ocurra un deslizamiento provocando derrumbes significativos.
- Las deformaciones horizontales presentan valores entre 1 a 24 [cm] aproximadamente, los cuales no son significativos con respecto a la altura del talud de análisis.
- Las deformaciones observadas que podrían generar posibles fallas provocando inestabilidad en el talud, se pueden deber al ancho del banco, dado que al tener un banco de 0,5 [m] la pendiente del talud aumenta, generando más verticalidad en este, en cambio, si el banco es mayor, ya sea, 1,5 o 2 [m], la pendiente disminuye generando una mayor estabilidad.
- Lo anterior es relevante, dado que al momento de diseñar un talud se debe tener en cuenta que se deben realizar mantenciones periódicas, donde debe tener el ancho suficiente como para que transite un vehículo de estas categorías, además, agrega o proporciona características estabilizadoras, dado que evita que se produzcan roturas superficiales que afecten a todo el frente del talud, al cortarse los posibles planos de rotura. Por lo tanto, el talud analizado no cumple con este requisito, dado que se tienen bancos de 0,5 [m].
- Debido a esto, a continuación, en el Capítulo VIII se presenta un catálogo de taludes donde varía la pendiente y altura del talud, el ancho y alto del banco o banquilla, donde se entregarán el factor de seguridad asociado con su respectiva probabilidad de falla.

Capítulo IX – Catálogo: Diseño de taludes

Para el catálogo de taludes se proponen diversas secciones de cálculo, las cuales dependen del ángulo de inclinación del talud, de la altura y, además, del ancho y alto de la banqueta. Tal como se puede ver en las tablas que se muestran a continuación.

La finalidad de este catálogo es recomendar un diseño de taludes que presente un factor de seguridad y probabilidad de falla aceptable, para que así pueda ser utilizado de forma referencial ante un diseño o construcción futura en sectores que presenten la misma formación geológica y/o parámetros resistentes del suelo, como la cohesión y ángulo de fricción interna.

Para el catálogo se consideran dos configuraciones de las banquetas, donde se tiene:

- Ancho de banquina = 0,5 [m] y Altura de banquina = 2,0 [m]
- Ancho de banquina = 2,0 [m] y Altura de banquina = 2,5 [m]

Además, se tienen diferentes ángulos de inclinación del talud, así como también, diferentes alturas. Por lo tanto, a continuación, se explica el paso a paso para un correcto uso del catálogo propuesto.

Instrucciones:

- a) Determinar los parámetros de resistencia que presenta el suelo, ya sea, el peso unitario, la cohesión y ángulo de fricción interna.

Se debe tener en cuenta que si el suelo en estudio presenta las propiedades de resistencia que se muestran en la Tabla 9.1, 9.4 y 9.7 se debe considerar lo siguiente:

- Tabla 9.1:
 - Se trabaja con Tabla 9.2 en caso de considerar banquetas de ancho y alto de 0,5 [m] y 2,0 [m], respectivamente.
 - Se trabaja con Tabla 9.3 en caso de considerar banquetas de ancho y alto de 2,0 [m] y 2,5 [m], respectivamente.
 - Tabla 9.4:
 - Se trabaja con Tabla 9.5 en caso de considerar banquetas de ancho y alto de 0,5 [m] y 2,0 [m], respectivamente.
 - Se trabaja con Tabla 9.6 en caso de considerar banquetas de ancho y alto de 2,0 [m] y 2,5 [m], respectivamente.
 - Tabla 9.7:
 - Se trabaja con Tabla 9.8 en caso de considerar banquetas de ancho y alto de 0,5 [m] y 2,0 [m], respectivamente.
 - Se trabaja con Tabla 9.9 en caso de considerar banquetas de ancho y alto de 2,0 [m] y 2,5 [m], respectivamente
- b) Determinar el ancho y altura de la banquina que se va a diseñar el talud.
 - c) Determinar el ángulo de inclinación que presenta el talud.

- d) Determinar la altura que presenta el talud.
- Cabe destacar que, para elegir la altura del talud debe considerarse que el factor de seguridad debe ser mayor a 1,1 para el caso sísmico y, mayor que 1,5 para el estático.
- e) Determinar si existen fuerzas externas como la aceleración sísmica del suelo, si es así, guiarse con las filas que considera el sismo, de caso contrario considerar la fila del caso estático.

En las Tablas que se presentan a continuación se muestran los factores de seguridad y probabilidades de falla para taludes de diversas alturas, donde se puede observar que a medida que aumenta la altura, disminuye el factor de seguridad.

Tabla 9.1 – Parámetros de resistencia.

Parámetros de resistencia	
γ [kN/m ³]	19,32
C [kN/m ²]	66,78
ϕ [°]	31,53

Tabla 9.2 – Factor de seguridad, probabilidad de falla para caso estático y sísmico para diferentes alturas y pendientes, considerando un ancho y alto de banco de 0,5 [m] y 2,0 [m], respectivamente.

ANCHO DE BANCO = 0,5 [m] ; ALTURA DE BANCO = 2,0 [m]						
Ángulo de Inclinación [°]	Talud (H:V)	Altura [m]	CASO ESTÁTICO $\geq 1,5$		CASO SÍSMICO $\geq 1,1$	
			Factor de Seguridad (FS)	Probabilidad de Falla (PF)	Factor de Seguridad (FS)	Probabilidad de Falla (PF)
26,6°	2:1	5	7,05	0%	4,26	0%
		10	4,62	0%	2,95	0%
		25	2,98	0%	1,93	0%
		35	2,63	0%	1,71	0%
33,7°	3:2	5	6,49	0%	4,24	0%
		10	4,29	0%	2,86	0%
		25	2,77	0%	1,85	0%
		35	2,44	0%	1,63	0%
56,3°	2:3	5	5,31	0%	3,93	0%
		10	3,14	0%	2,41	0%
		25	1,84	0%	1,41	0%
		35	1,57	0%	1,20	0%
68,2°	2:5	5	5,11	0%	3,63	0%
		10	2,88	0%	2,23	0%
		25	1,59	0%	1,28	0%
		35	1,36	0%	1,07	3,72%

Tabla 9.3 – Factor de seguridad, probabilidad de falla para caso estático y sísmico para diferentes alturas y pendientes, considerando un ancho y alto de banco de 2,0 [m] y 2,5 [m], respectivamente.

ANCHO DE BANCO = 2,0 [m] ; ALTURA DE BANCO = 2,5 [m]						
Ángulo de Inclinación [°]	Talud (H:V)	Altura [m]	CASO ESTÁTICO $\geq 1,5$		CASO SÍSMICO $\geq 1,1$	
			Factor de Seguridad (FS)	Probabilidad de Falla (PF)	Factor de Seguridad (FS)	Probabilidad de Falla (PF)
26,6°	2:1	5	7,45	0%	4,24	0%
		10	5,07	0%	3,04	0%
		25	3,41	0%	2,06	0%
		35	3,04	0%	1,85	0%
33,7°	3:2	5	6,89	0%	4,29	0%
		10	4,60	0%	2,96	0%
		25	3,00	0%	1,93	0%
		35	2,65	0%	1,7	0%
56,3°	2:3	5	5,80	0%	4,15	0%
		10	3,75	0%	2,68	0%
		25	2,34	0%	1,67	0%
		35	2,02	0%	1,46	0%
68,2°	2:5	5	5,44	0%	3,94	0%
		10	3,41	0%	2,53	0%
		25	2,10	0%	1,54	0%
		35	1,82	0%	1,33	0%

Tabla 9.4 – Parámetros de resistencia.

Parámetros de resistencia	
γ [kN/m ³]	19,32
C [kN/m ²]	66,78
ϕ [°]	31,53

Tabla 9.5 – Factor de seguridad, probabilidad de falla para caso estático y sísmico para diferentes alturas y pendientes, considerando un ancho y alto de banco de 0,5 [m] y 2,0 [m], respectivamente.

ANCHO DE BANCO = 0,5 [m] ; ALTURA DE BANCO = 2,0 [m]						
Ángulo de Inclinación [°]	Talud (H:V)	Altura [m]	CASO ESTÁTICO $\geq 1,5$		CASO SÍSMICO $\geq 1,1$	
			Factor de Seguridad (FS)	Probabilidad de Falla (PF)	Factor de Seguridad (FS)	Probabilidad de Falla (PF)
26,6°	2:1	5	5,70	0%	3,55	0%
		10	3,87	0%	2,49	0%
		25	2,63	0%	1,70	0%
		35	2,37	0%	1,53	0%
33,7°	3:2	5	5,15	0%	3,48	0%
		10	3,55	0%	2,39	0%
		25	2,43	0%	1,62	0%
		35	2,16	0%	1,45	0%
56,3°	2:3	5	4,03	0%	3,07	0%
		10	2,54	0%	1,94	0%
		25	1,56	0%	1,19	0%
		35	1,36	0%	1,03	25,3%
68,2°	2:5	5	3,73	0%	2,84	0%
		10	2,29	0%	1,79	0%
		25	1,34	0%	1,07	9,64%
		35	1,16	0%	0,90	99,7%

Tabla 9.6 – Factor de seguridad, probabilidad de falla para caso estático y sísmico para diferentes alturas y pendientes, considerando un ancho y alto de banco de 2,0 [m] y 2,5 [m], respectivamente.

ANCHO DE BANCO = 2,0 [m] ; ALTURA DE BANCO = 2,5 [m]						
Ángulo de Inclinación [°]	Talud (H:V)	Altura [m]	CASO ESTÁTICO $\geq 1,5$		CASO SÍSMICO $\geq 1,1$	
			Factor de Seguridad (FS)	Probabilidad de Falla (PF)	Factor de Seguridad (FS)	Probabilidad de Falla (PF)
26,6°	2:1	5	6,07	0%	3,57	0%
		10	4,30	0%	2,60	0%
		25	3,04	0%	1,85	0%
		35	2,76	0%	1,68	0%
33,7°	3:2	5	5,55	0%	3,53	0%
		10	3,85	0%	2,49	0%
		25	2,64	0%	1,71	0%
		35	2,38	0%	1,54	0%
56,3°	2:3	5	4,56	0%	3,27	0%
		10	3,08	0%	2,19	0%
		25	2,01	0%	1,44	0%
		35	1,78	0%	1,27	0%
68,2°	2:5	5	4,12	0%	3,09	0%
		10	2,79	0%	2,05	0%
		25	1,73	0%	1,34	0%
		35	1,58	0%	1,17	0%

Tabla 9.7 – Parámetros de resistencia.

Parámetros de resistencia	
γ [kN/m ³]	19,32
C [kN/m ²]	52,56
ϕ [°]	27,48

Tabla 9.8 – Factor de seguridad, probabilidad de falla para caso estático y sísmico para diferentes alturas y pendientes, considerando un ancho y alto de banco de 0,5 [m] y 2,0 [m], respectivamente.

ANCHO DE BANCO = 0,5 [m] ; ALTURA DE BANCO = 2,0 [m]						
Ángulo de Inclinación [°]	Talud (H:V)	Altura [m]	CASO ESTÁTICO $\geq 1,5$		CASO SÍSMICO $\geq 1,1$	
			Factor de Seguridad (FS)	Probabilidad de Falla (PF)	Factor de Seguridad (FS)	Probabilidad de Falla (PF)
26,6°	2:1	5	5,68	0%	3,46	0%
		10	3,75	0%	2,39	0%
		25	2,45	0%	1,59	0%
		35	2,17	0%	1,41	0%
33,7°	3:2	5	5,21	0%	3,43	0%
		10	3,48	0%	2,32	0%
		25	2,27	0%	1,52	0%
		35	2,00	0%	1,34	0%
56,3°	2:3	5	4,26	0%	3,14	0%
		10	2,53	0%	1,94	0%
		25	1,50	0%	1,15	0%
		35	1,29	0%	0,99	62,5%
68,2°	2:5	5	4,11	0%	2,92	0%
		10	2,30	0%	1,83	0%
		25	1,30	0%	1,04	15,34%
		35	1,11	0,86%	0,88	100%

Tabla 9.9 – Factor de seguridad, probabilidad de falla para caso estático y sísmico para diferentes alturas y pendientes, considerando un ancho y alto de banco de 2,0 [m] y 2,5 [m], respectivamente.

ANCHO DE BANCO = 2,0 [m] ; ALTURA DE BANCO = 2,5 [m]						
Ángulo de Inclinación [°]	Talud (H:V)	Altura [m]	CASO ESTÁTICO $\geq 1,5$		CASO SÍSMICO $\geq 1,1$	
			Factor de Seguridad (FS)	Probabilidad de Falla (PF)	Factor de Seguridad (FS)	Probabilidad de Falla (PF)
26,6°	2:1	5	6,00	0%	3,45	0%
		10	4,13	0%	2,49	0%
		25	2,81	0%	1,71	0%
		35	2,52	0%	1,53	0%
33,7°	3:2	5	5,56	0%	3,48	0%
		10	3,75	0%	2,40	0%
		25	2,47	0%	1,59	0%
		35	2,19	0%	1,41	0%
56,3°	2:3	5	4,66	0%	3,33	0%
		10	3,04	0%	2,17	0%
		25	1,91	0%	1,37	0%
		35	1,67	0%	1,19	0%
68,2°	2:5	5	4,30	0%	3,16	0%
		10	2,76	0%	2,04	0%
		25	1,72	0%	1,26	0%
		35	1,49	0%	1,10	2,2%

Capítulo X – Conclusiones

Una vez realizados los análisis necesarios para determinar la estabilidad de los taludes de los diferentes sectores, se llegaron a las siguientes conclusiones:

➤ Exploraciones de terreno:

- Las exploraciones de terreno son importantes, dado que se puede analizar el comportamiento del suelo *in situ*, como, por ejemplo, observar si las partículas se encuentran disgregadas, si hay derrumbe, el proceso de meteorización de la roca, el color del material, etc.
- Lo anterior sirve para el momento de tomar decisiones o al momento de adoptar un criterio en la interpretación de resultados. Por lo tanto, una buena descripción de terreno o una salida a terreno son beneficiosas al momento de realizar un informe geotécnico.
- Las calicatas no son el mejor método de exploración al momento de realizar un análisis de estas categorías, dado que se ven muy limitadas a la profundidad de excavación y, además, se pierden rasgos estructurales del suelo *in situ*, como, por ejemplo, interestratificación de lentes de materiales ligante, entre otros. Por lo tanto, se recomienda realizar otro ensayo de exploración como sondajes.

➤ Análisis de laboratorio:

- Los resultados obtenidos en los ensayos de densidad de partículas, granulometría, humedad natural, límites de Atterberg y corte directo se realizaron dos veces para asegurarse de que los resultados estuvieran correctos.
- Al realizar los ensayos de laboratorio, los resultados arrojaron que las muestras de los tres sectores clasificaron (S.U.C.S) como un suelo granular poco cohesivo, dado que el índice de plasticidad se encuentra en el rango de baja plasticidad.
- En el ensayo de corte directo se obtienen resultados muy elevados en comparación a los entregados en los ensayos realizados en el departamento de vialidad, por lo que no son representativos. Lo cual se puede deber a:
 - La velocidad utilizada era muy alta, y como la muestra estaba parcialmente saturada, las partículas del suelo pueden haber generado cohesión aparente, es decir, se comienzan a generar presiones negativas la cual se debe a la tensión superficial y a la formación de meniscos.
 - El equipo de trabajo puede haber estado descalibrado por la falta de uso en el laboratorio, lo que puede llevar a valores erróneos.
 - Para realizar el ensayo de corte directo se utilizaron muestras remoldeadas que fueron compactadas a la densidad natural del terreno *in situ*, lo cual puede haber generado alteraciones en las propiedades reales del suelo, es decir, puede haber aumentado o disminuido su resistencia. Por lo tanto, es recomendable utilizar muestras inalteradas, siempre que sea posible su extracción.

- Una de las desventajas de este ensayo es que no se considera el factor escala, es decir, en la probeta no se consideran las partículas mayores a 5 [mm], las cuales incrementan el ángulo de fricción interna, dado que predominan las fuerzas de masa por sobre de las de superficie. Pero como se eliminan no es posible realizar un estudio 100% representativo del suelo *in situ*.
 - Se comprueba que el porcentaje de suelo fino presente en la muestra no siempre representa la resistencia cohesiva del suelo, dado que se puede tener un porcentaje bajo pero una cohesión alta, tal como ocurrió en el sector de El Pangal. Es por eso que, se recurrió a un análisis mineralógico donde se realizaron ensayos de fluorescencia de rayos X y difracción de rayos X para identificar el motivo por el cual ocurría este comportamiento, donde en dicho sector se encontraron aluminosilicatos de superficie específica relativamente alta, es decir, son característicos de un suelo cohesivo, pero como el porcentaje de finos es menor al 12%, no alcanza a ser altamente cohesivo, por lo que, le añaden la resistencia suficiente como para dar estabilidad a un talud.
 - Por lo tanto, los resultados obtenidos en laboratorio no son representativos para este caso de estudio, dado que se obtuvieron valores de cohesión elevados que, si hubieran estado en lo correcto o hubieran sido representativos del suelo *in situ*, se podría haber extraído una muestra inalterada.
 - Debido a lo anterior se decide realizar el análisis de estabilidad de taludes considerando el 20 y 70% de la cohesión y ángulo de fricción interna, respectivamente, para que así se llegara a un valor de cohesión entre un 0,2 a 0,5 [kg/cm²], siendo más representativo de un suelo residual como el maicillo, además se estaría trabajando por el lado de la seguridad (más conservador).
- Análisis de estabilidad de taludes mediante back-analysis y esfuerzos-deformaciones:
- Los ensayos de laboratorio en una primera instancia ayudan a determinar el comportamiento del suelo, dependiendo del ensayo realizado. Pero a pesar de ello a medida que fue pasando el tiempo se fueron incorporando avances tecnológicos que servían para verificar el comportamiento descrito en los resultados de dichos ensayos, entre ellos se encuentran los métodos de elementos finitos, métodos analíticos, entre otros.
 - Al realizar el back-analysis con las consideraciones descritas anteriormente, se comprueba el comportamiento descrito en el ensayo de corte directo, es decir, se verifica que el suelo estudiado es granular de baja cohesión dado que, al realizar el análisis de sensibilidad, la curva del ángulo de fricción interna presentaba una mayor variación en su pendiente que la de cohesión, lo cual es característico de un suelo poco cohesivo, tal como se obtuvo en la carta de plasticidad. Por lo que en los suelos estudiados predominan las fuerzas de masa por sobre las de superficie.
 - A medida que aumenta el ángulo de fricción, disminuye la probabilidad de falla, es decir, está directamente relacionado a la forma de las partículas (comportamiento friccionante).

- Se concluye que las dimensiones del escalonamiento del talud son relevantes para la estabilidad de este, dado que al realizar el análisis considerando un banco de 0,5 [m] se obtuvieron taludes potencialmente inestables, y al aumentar el banco a 2,5 [m], automáticamente disminuyeron las probabilidades de falla, lo que se puede observar en el sector de Cuncumén, dado que de 100% disminuye a 10,2% con un factor de 1,1 aproximadamente, cumpliendo con los requisitos de estabilidad.
- Por lo tanto, la inestabilidad de los taludes analizados se debe al ancho del escalonamiento, dado que, al tener un banco de 0,5 [m] aumenta la pendiente del talud y, por consiguiente, el talud se vuelve más vertical provocando inestabilidad.
- Según la literatura los métodos no numéricos como los analíticos, pueden llevar a resultados inadecuados, dado que tienden a simplificar demasiado las condiciones hasta el punto de llevar a soluciones demasiado conservadoras. Es por eso que se decide corroborar los resultados obtenidos en el back-analysis en Slide2, analizando esfuerzos y deformaciones en RS2.
- De lo anterior se obtuvo que las deformaciones horizontales no presentan valores significativos con respecto a la altura del talud, por lo que la falla total por deslizamiento generado por una aceleración de 0,2g, es poco probable.

➤ Catálogo de taludes:

- Los taludes propuestos serán estables siempre y cuando se cumpla con el diseño y características de los parámetros de resistencia, como la cohesión y ángulo de fricción interna. Caso contrario, se requiere de un nuevo estudio.
- La altura e inclinación del talud son parámetros geométricos que definen un determinado talud, y es necesario definirlos para asegurar un correcto funcionamiento y para que presente una probabilidad de falla lo más reducida posible.
- Con los análisis realizados se comprueba que el riesgo o probabilidad de falla de un talud será mayor cuanto mayor sea la altura e inclinación de este.
- Los resultados obtenidos se pueden asegurar que son representativos, dado que se realizó el análisis de estabilidad considerando métodos numéricos, donde se trabajó con una franja de confianza de 3 veces la desviación estándar permitiendo crear un universo de puntos mediante el análisis de 5000 superficies potenciales de falla para las cuales se realizaron 1000 combinaciones de parámetros hasta encontrar la más desfavorable.

Capítulo XI – Referencias

- [1] Luis I. González de Vallejo, Mercedes Ferrer, Luis Ortuño, and Carlos Oteo, “Ingeniería Geológica, 1era Edición,” 2002.
- [2] G.E. Blight and E.C. Leong, “Mechanics of Residual Soils,” 1997.
- [3] Braja M. Das and Khaled Sobhan, “Principles of Geotechnical Engineering - 9th Edition,” 2018.
- [4] P. Andrea and R. Stuardo, “Caracterización Geomecánica y Mineralógica del Maicillo en la Cordillera de Nahuelbuta.,” 2015.
- [5] Pablo Espinoza, Alejandra Flores, and Francisco Zamora, “Características del Maicillo,” *Universidad de Santiago de Chile*.
- [6] Jaime Suárez Díaz, “Deslizamientos - Análisis Geotécnico,” 2009.
- [7] Jaime Suárez Díaz, “Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales”.
- [8] Natalia Sepúlveda Díaz, “Evaluación geológica en Avenida España - Valparaíso,” 2020.
- [9] Eulalio Juárez Badillo and Alfonso Rico Rodríguez, “Mecánica de Suelos - Fundamentos de la Mecánica de Suelos,” 2005.
- [10] W. Fernández, S. Villalobos, and R. King, “Probabilistic analysis of slope stability in completely decomposed granite residual soils.,” 2018.
- [11] L. D. Wesley, *Fundamentals of soil mechanics for sedimentary and residual soils*. Wiley, 2010.
- [12] D. CWyllie and C. WMah, “Rock Slope Engineering: Civil and Mining, 4th Edition.”
- [13] R. Arellano, J. Bielefeldt, and D. Correa, “Análisis de taludes mediante ensayos y back análisis de fallas.”
- [14] “Divisiones Territoriales: Región de Valparaíso.” <https://conociendochile.com/c-divisiones-territoriales/region-de-valparaiso/>
- [15] Servicio Nacional de Geología y Minería (Sernageomin), “Mapa Geológico de Chile,” 2003.
- [16] Página web, “Geografía de Limache.”
- [17] Municipalidad de Puchuncaví, “Recursos Naturales, Comuna de Puchuncaví,” 2009.
- [18] Página web, “Geografía de Puchuncaví.”
- [19] Página web, “Geografía de San Antonio.”
- [20] Augusto José Leoni, “Propiedades físicas de los suelos”.

- [21] Tamara Beatriz Cabrera, "Características Geotécnicas de los Suelos Residuales del Batolito Costero de la Cordillera de la Costa," 2007.
- [22] Lee W. Abramson, Thomas S. Lee, Sunil Sharma, and Glenn M. Boyce, "Slope Stability and Stabilization Methods, 2th Edition," 2002.
- [23] Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica - Cuarta Edición."
- [24] "Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications," 2009, doi: 10.1520/D6951_D6951M-09.
- [25] J. K. (James K. Mitchell and K. Soga, *Fundamentals of soil behavior*. 1930.
- [26] H. Sampieri, R. Fernández Collado, and C. Baptista Lucio, "Metodología de la Investigación," 2004.
- [27] "NCh 1532 Of. 80 - Determinación de densidad de partículas sólidas," 1980.
- [28] "ASTM D-422 63 - Análisis granulométrico," 2007.
- [29] "NCh 1515 Of. 79 - Determinación de la humedad," 1979.
- [30] "NCh 1517-1 Of. 79 - Determinación límites de consistencia - Límite líquido," 1979.
- [31] "NCh 1517-2 Of. 79 - Determinación límites de consistencia - Límite plástico," 1979.
- [32] "ASTM 3080-98 - Método de ensayo de Corte Directo de suelos bajo condiciones consolidadas drenadas," 1998.
- [33] Universidad de Burgos., "Fluorescencia de Rayos X (FRX)."
- [34] Kein. B. en la obra de J. D. Dana. , 2001. Cornelis, "Manual de Mineralogía."
- [35] Braja M. Das, "Advanced Soil Mechanics, 5th Edition," 2019.
- [36] T. William Lambe and Robert T. Whitman, "Mecánica de Suelos," 2004.
- [37] M. Stea, "Óxido de silicio (SiO₂): estructura, propiedades, usos, obtención.," Jan. 02, 2020.
- [38] Braja M. Das, "Principles of Foundation Engineering - 8th Edition," 2016.
- [39] S. Rocscience, "Tutorial de análisis probabilístico," 2022.
- [40] V. N. Manual de Carreteras, "Instrucciones y criterios de diseño," 2021.
- [41] Duncan C Wyllie and Christopher W Mah, "Rock Slope Engineering: Civil and Mining, 4th Edition. Based on the third edition by E Hoek and J Bray."

Anexos

Anexo A – Resultados de ensayo de corte directo.

- El Pangal

Esfuerzo Vertical	0,5 [kg/cm ²]	1,0 [kg/cm ²]	2,0 [kg/cm ²]
Lado [cm]	6	6	6
Altura [cm]	2,54	2,54	2,54
Área [cm ²]	15,24	15,24	15,24
Volumen [cm ³]	91,44	91,44	91,44

Esfuerzo Vertical	0,5 [kg/cm ²]	1,0 [kg/cm ²]	2,0 [kg/cm ²]
Humedad inicial [%]	Humedad final [%]		
5,63%	15,13%	13,07%	15,65%

Esfuerzo Vertical	0,5 [kg/cm ²]			Esfuerzo Vertical	1,0 [kg/cm ²]			Esfuerzo Vertical	2,0 [kg/cm ²]		
	Def. Vertical [mm]	Def. Horizontal [mm]	Tensión de corte [kg/cm ²]		Def. Vertical [mm]	Def. Horizontal [mm]	Tensión de corte [kg/cm ²]		Def. Vertical [mm]	Def. Horizontal [mm]	Tensión de corte [kg/cm ²]
0,45	0,00	0,00	0,00	0,35	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00		
0,46	0,64	0,71	0,36	0,36	0,64	0,65	0,73	0,64	0,60		
0,47	1,27	1,73	0,37	0,37	1,27	1,67	0,73	1,27	2,25		
0,44	1,91	2,59	0,37	0,37	1,91	2,65	0,75	1,91	2,87		
0,34	2,54	3,01	0,36	0,36	2,54	3,04	0,76	2,54	3,53		
0,20	3,18	3,42	0,30	0,30	3,18	4,08	0,72	3,18	3,57		
0,07	3,81	3,51	0,22	0,22	3,81	4,55	0,62	3,81	3,97		
-0,14	4,45	3,51	0,11	0,11	4,45	4,85	0,52	4,45	4,38		
-0,07	5,08	3,50	0,03	0,03	5,08	5,06	0,42	5,08	4,70		
-0,05	5,72	3,48	-0,17	-0,17	5,72	5,21	0,33	5,72	4,91		
-0,04	6,35	3,45	-0,14	-0,14	6,35	5,16	0,23	6,35	4,97		
-0,04	6,99	3,45	-0,13	-0,13	6,99	5,06	0,15	6,99	5,00		
-0,03	7,62	3,51	-0,12	-0,12	7,62	4,93	0,07	7,62	4,76		
-0,03	8,26	3,50	-0,12	-0,12	8,26	4,85	0,02	8,26	4,55		
-0,02	8,89	3,39	-0,10	-0,10	8,89	4,70	-0,16	8,89	4,52		
-0,015	9,53	3,33	-0,09	-0,09	9,53	4,61	-0,12	9,53	4,46		
-0,012	10,16	3,27	-0,08	-0,08	10,16	4,48	-0,11	10,16	4,38		
-0,009	10,80	3,23	-0,07	-0,07	10,80	4,35	-0,11	10,80	4,17		
-0,006	11,43	3,01	-0,07	-0,07	11,43	4,29	-0,10	11,43	4,05		
-0,003	12,07	2,99	-0,06	-0,06	12,07	4,20	-0,10	12,07	4,03		
-0,002	12,70	2,99	-0,05	-0,05	12,70	4,11	-0,10	12,70	4,02		

- Camino La Quebrada

Esfuerzo Vertical	0,5 [kg/cm ²]	1,0 [kg/cm ²]	2,0 [kg/cm ²]
Lado [cm]	6	6	6
Altura [cm]	2,54	2,54	2,54
Área [cm ²]	15,24	15,24	15,24
Volumen [cm ³]	91,44	91,44	91,44

Esfuerzo Vertical	0,5 [kg/cm ²]	1,0 [kg/cm ²]	2,0 [kg/cm ²]
Humedad inicial [%]	Humedad final [%]		
9,68%	15,03%	13,52%	13,88%

Esfuerzo Vertical	0,5 [kg/cm ²]		Esfuerzo Vertical	1,0 [kg/cm ²]		Esfuerzo Vertical	2,0 [kg/cm ²]	
Def. Vertical [mm]	Def. Horizontal [mm]	Tensión de corte [kg/cm ²]	Def. Vertical [mm]	Def. Horizontal [mm]	Tensión de corte [kg/cm ²]	Def. Vertical [mm]	Def. Horizontal [mm]	Tensión de corte [kg/cm ²]
0,15	0,00	0,00	0,35	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00
0,15	0,64	1,52	0,35	0,64	0,21	0,63	0,64	1,96
0,12	1,27	2,14	0,36	1,27	0,71	0,63	1,27	3,39
0,07	1,91	2,20	0,36	1,91	2,29	0,57	1,91	4,02
-0,19	2,54	2,17	0,33	2,54	4,14	0,49	2,54	3,99
-0,14	3,18	2,13	0,27	3,18	4,40	0,43	3,18	4,05
-0,10	3,81	2,08	0,20	3,81	4,46	0,39	3,81	4,05
-0,06	4,45	1,99	0,13	4,45	4,43	0,33	4,45	3,99
-0,02	5,08	1,93	0,07	5,08	4,35	0,26	5,08	3,96
	5,72	1,88	0,02	5,72	4,20	0,22	5,72	3,87
	6,35	1,85	-0,18	6,35	4,08	0,16	6,35	3,82
	6,99	1,79	-0,15	6,99	3,96	0,12	6,99	3,75
	7,62	1,76	-0,12	7,62	3,87	0,09	7,62	3,69
	8,26	1,73	-0,09	8,26	3,77	0,07	8,26	3,65
	8,89	1,73	-0,07	8,89	3,69	0,05	8,89	3,60
	9,53	1,70	-0,05	9,53	3,60	0,04	9,53	3,57
	10,16	1,68	-0,04	10,16	3,54	0,01	10,16	3,50
	10,80	1,67	-0,02	10,80	3,51	-0,19	10,80	3,44
	11,43	1,67	-0,02	11,43	3,48	-0,17	11,43	3,36
	12,07	1,64	-0,01	12,07	3,45	-0,16	12,07	3,32
	12,70	1,64	0,00	12,70	3,41	-0,15	12,70	3,21

- Cuncumén

Esfuerzo Vertical	0,5 [kg/cm ²]	1,0 [kg/cm ²]	2,0 [kg/cm ²]
Lado [cm]	6	6	6
Altura [cm]	2,54	2,54	2,54
Área [cm ²]	15,24	15,24	15,24
Volumen [cm ³]	91,44	91,44	91,44

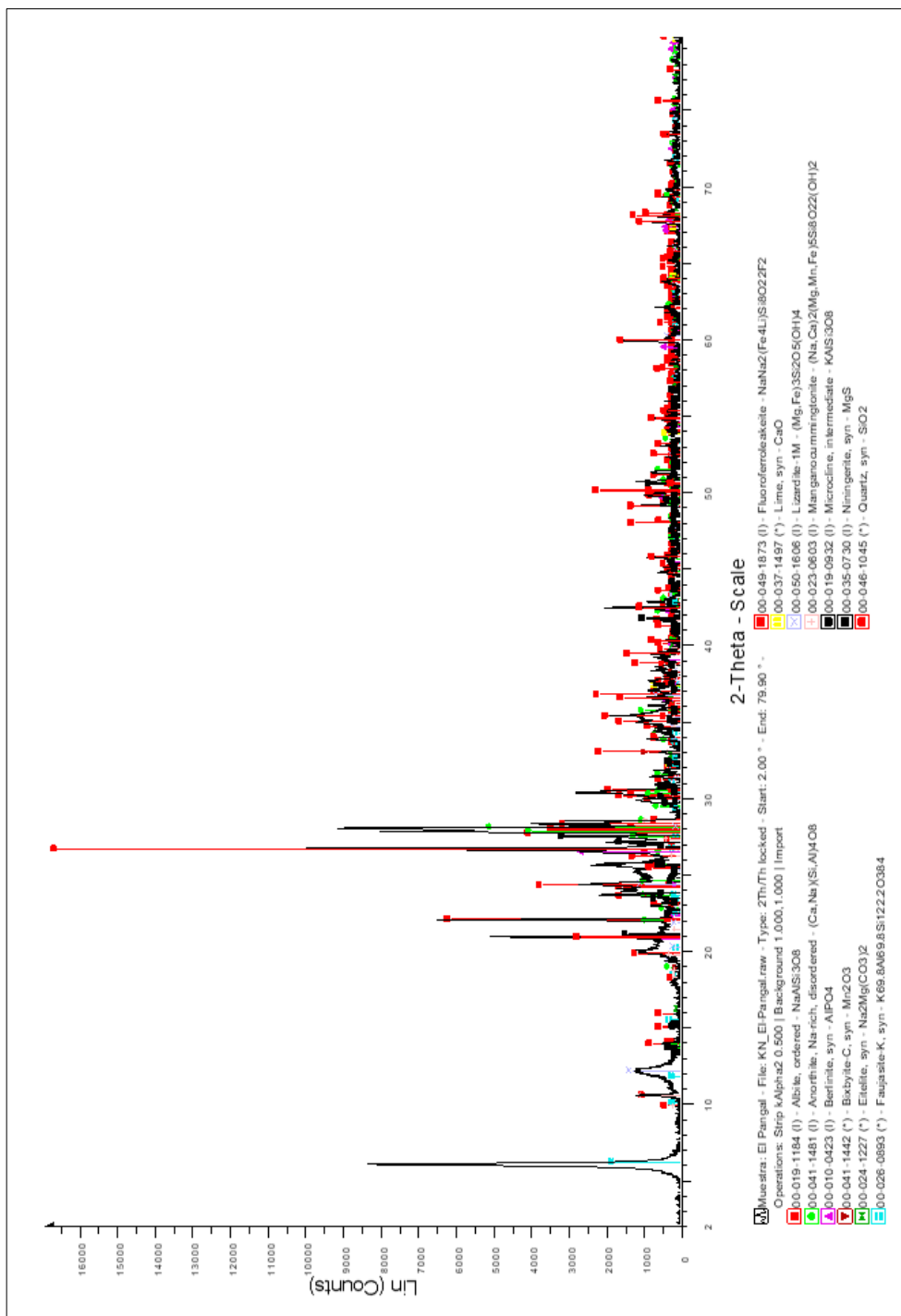
Esfuerzo Vertical	0,5 [kg/cm ²]	1,0 [kg/cm ²]	2,0 [kg/cm ²]
Humedad inicial [%]	Humedad final [%]		
10,02%	14,41%	13,07%	13,59%

Esfuerzo Vertical	0,5 [kg/cm ²]			Esfuerzo Vertical	1,0 [kg/cm ²]			Esfuerzo Vertical	2,0 [kg/cm ²]		
Def. Vertical [mm]	Def. Horizontal [mm]	Tensión de corte [kg/cm ²]	Def. Vertical [mm]	Def. Horizontal [mm]	Tensión de corte [kg/cm ²]	Def. Vertical [mm]	Def. Horizontal [mm]	Tensión de corte [kg/cm ²]	Def. Vertical [mm]	Def. Horizontal [mm]	Tensión de corte [kg/cm ²]
0,58	0,00	0,00	0,41	0,00	0,00	0,60	0,00	0,00	0,60	0,00	0,00
0,61	0,64	1,19	0,41	0,64	0,24	0,60	0,64	2,44	0,60	0,64	2,44
0,62	1,27	1,73	0,42	1,27	1,79	0,57	1,27	3,51	0,57	1,27	3,51
0,62	1,91	2,14	0,42	1,91	2,92	0,49	1,91	3,93	0,49	1,91	3,93
0,58	2,54	2,44	0,39	2,54	3,87	0,42	2,54	4,05	0,42	2,54	4,05
0,51	3,18	2,56	0,32	3,18	4,17	0,34	3,18	4,02	0,34	3,18	4,02
0,44	3,81	2,56	0,32	3,81	4,29	0,28	3,81	3,96	0,28	3,81	3,96
0,38	4,45	2,53	0,31	4,45	4,17	0,23	4,45	3,85	0,23	4,45	3,85
0,33	5,08	2,46	0,22	5,08	4,14	0,17	5,08	3,78	0,17	5,08	3,78
0,22	5,72	2,41	0,20	5,72	3,93	0,12	5,72	3,69	0,12	5,72	3,69
0,17	6,35	2,35	0,15	6,35	3,78	0,08	6,35	3,63	0,08	6,35	3,63
0,13	6,99	2,31	0,09	6,99	3,72	0,06	6,99	3,51	0,06	6,99	3,51
0,08	7,62	2,26	0,07	7,62	3,65	0,02	7,62	3,45	0,02	7,62	3,45
0,05	8,26	2,20	0,03	8,26	3,60	-0,20	8,26	3,39	-0,20	8,26	3,39
0,00	8,89	2,17	0,01	8,89	3,60	-0,17	8,89	3,35	-0,17	8,89	3,35
-0,196	9,53	2,13	-0,17	9,53	3,57	-0,16	9,53	3,29	-0,16	9,53	3,29
-0,17	10,16	2,11	-0,14	10,16	3,51	-0,13	10,16	3,26	-0,13	10,16	3,26
-0,156	10,80	2,10	-0,11	10,80	3,48	-0,11	10,80	3,20	-0,11	10,80	3,20
-0,128	11,43	2,10	-0,09	11,43	3,48	-0,10	11,43	3,10	-0,10	11,43	3,10
-0,11	12,07	2,08	-0,08	12,07	3,39	-0,09	12,07	3,10	-0,09	12,07	3,10
-0,093	12,70	2,08	-0,06	12,70	3,36	-0,07	12,70	3,11	-0,07	12,70	3,11

Anexo B – Difractogramas obtenidos en el ensayo de difracción de rayos X (DRX).

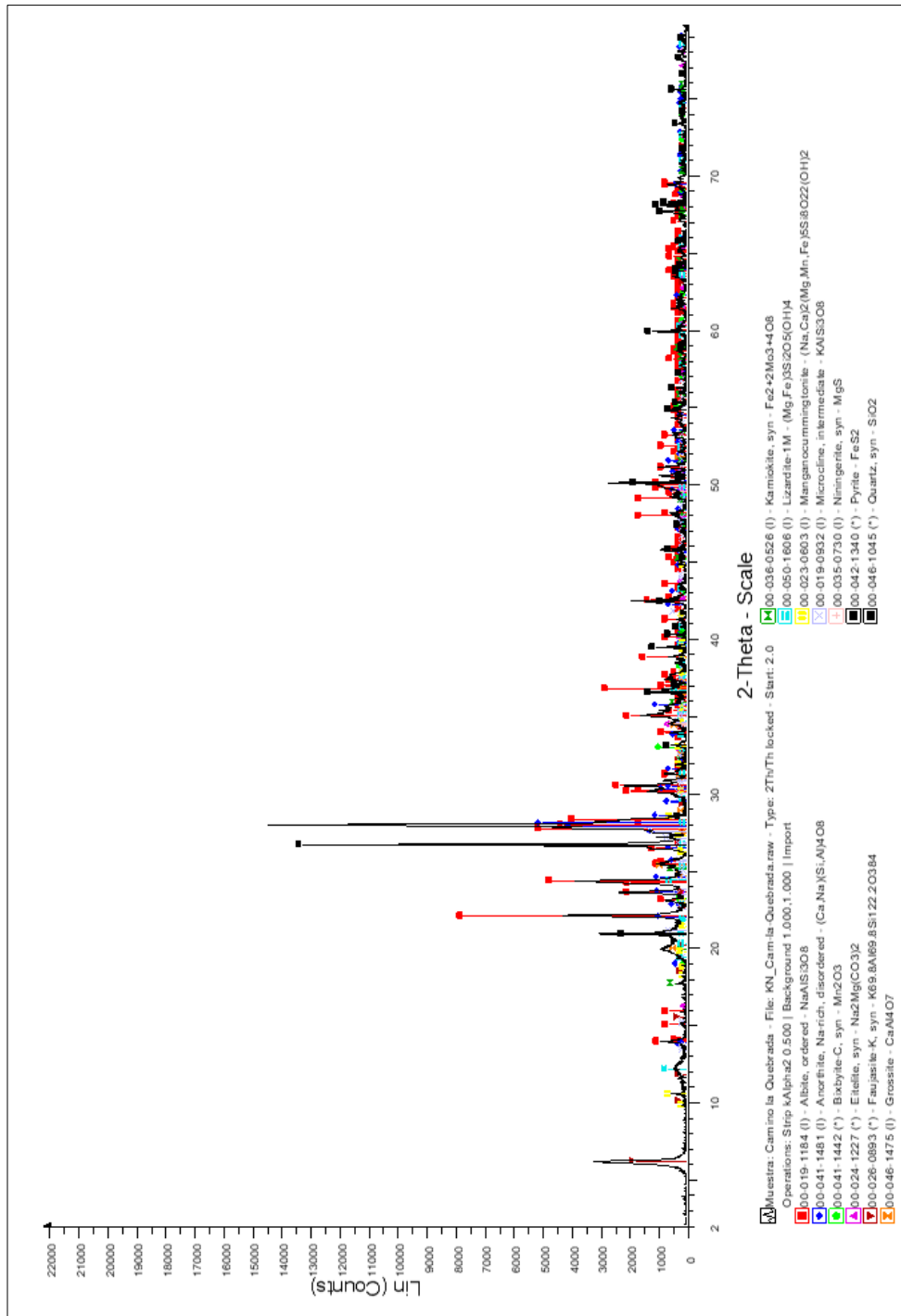
- El Pangal

Difractograma, El Pangal. Fuente: Departamento de física, Universidad de Chile.



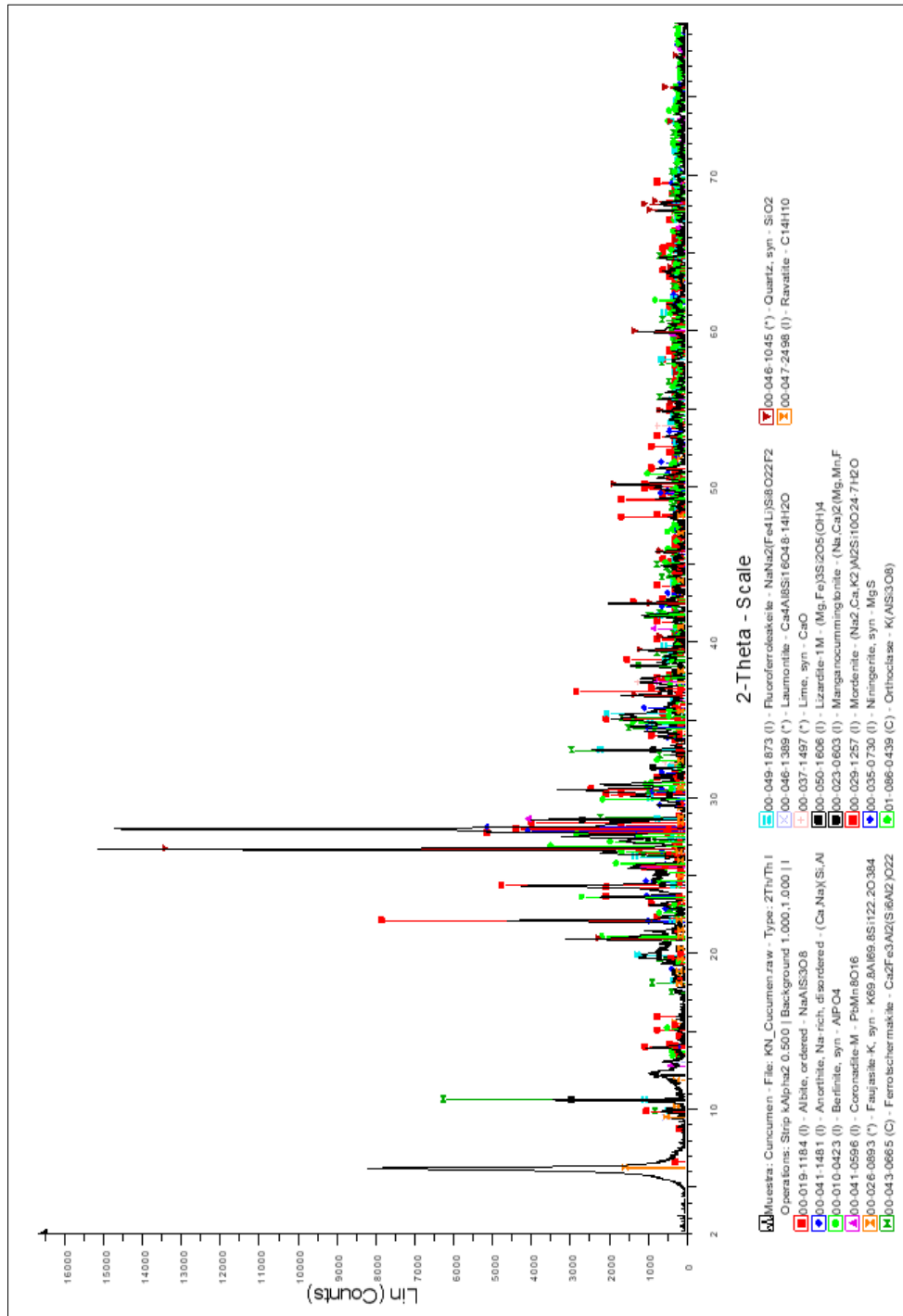
- Camino La Quebrada

Difractograma, Camino La Quebrada. Fuente: Departamento de física, Universidad de Chile.



- Cuncumén

Difractograma, Cuncumén. Fuente: Departamento de física, Universidad de Chile.



Anexo C – Resultados de ensayo de corte directo del sector de Cuncumén, “Kvadrante Ingeniería”

Tipo de Caja de Corte	Cuadrada	Cuadrada	Cuadrada
Ancho de la Probeta [cm]	5,02	5,02	5,02
Altura Probeta [cm]	2,570	2,570	2,570
Peso Probeta [g]	106,24	106,24	106,24
Relación Ancho/Altura	1,95	1,95	1,95
Area Caja de Corte [cm ²]	25,24	25,24	25,24

5. Resultados de Ensayo Corte Directo

Obra	Proyecto Leyda Cuncumén	
Ubicación	Cuncumén	
Cliente	Construcciones e Ingeniería Santa Laura	
OT N° / Ensayo N°	2017	4640

Esfuerzo Vertical 0,50 kg/cm ²			Esfuerzo Vertical 1,00 kg/cm ²			Esfuerzo Vertical 2,00 kg/cm ²		
Desplazamiento Horizontal [%]	Desplazamiento Vertical [%]	Esfuerzo de Corte [kg/cm ²]	Desplazamiento Horizontal [%]	Desplazamiento Vertical [%]	Esfuerzo de Corte [kg/cm ²]	Desplazamiento Horizontal [%]	Desplazamiento Vertical [%]	Esfuerzo de Corte [kg/cm ²]
0,00	0,00	0,000	0,00	0,00	0,000	0,00	0,00	0,000
0,10	-0,02	0,110	0,10	-0,04	0,110	0,10	-0,07	0,254
0,20	-0,04	0,133	0,20	-0,06	0,141	0,20	-0,10	0,336
0,30	-0,10	0,149	0,30	-0,15	0,161	0,30	-0,18	0,403
0,40	-0,16	0,164	0,40	-0,20	0,180	0,40	-0,25	0,442
0,50	-0,21	0,176	0,50	-0,26	0,200	0,50	-0,31	0,489
0,60	-0,27	0,188	0,60	-0,31	0,215	0,60	-0,38	0,516
0,70	-0,31	0,196	0,70	-0,35	0,231	0,70	-0,45	0,547
0,80	-0,35	0,204	0,80	-0,39	0,250	0,80	-0,51	0,578
0,90	-0,41	0,211	0,90	-0,44	0,266	0,90	-0,56	0,606
1,00	-0,47	0,217	1,00	-0,54	0,286	1,00	-0,62	0,641
1,19	-0,54	0,223	1,19	-0,62	0,317	1,19	-0,70	0,692
1,39	-0,62	0,235	1,39	-0,70	0,344	1,39	-0,78	0,727
1,59	-0,68	0,239	1,59	-0,78	0,368	1,59	-0,86	0,770
1,79	-0,75	0,246	1,79	-0,84	0,387	1,79	-0,94	0,817
1,99	-0,84	0,246	1,99	-0,91	0,407	1,99	-0,98	0,840
2,39	-0,92	0,254	2,39	-1,01	0,446	2,39	-1,09	0,891
2,79	-1,01	0,274	2,79	-1,12	0,477	2,79	-1,22	0,941
3,18	-1,05	0,282	3,18	-1,17	0,496	3,18	-1,31	0,984
3,58	-1,15	0,293	3,58	-1,26	0,524	3,58	-1,42	1,016
3,98	-1,25	0,313	3,98	-1,36	0,539	3,98	-1,52	1,047
4,98	-1,39	0,325	4,98	-1,51	0,571	4,98	-1,69	1,129
5,97	-1,50	0,340	5,97	-1,61	0,617	5,97	-1,79	1,180
6,97	-1,61	0,348	6,97	-1,77	0,641	6,97	-1,93	1,211
7,96	-1,69	0,356	7,96	-1,98	0,664	7,96	-2,14	1,238
8,96	-1,77	0,368	8,96	-2,10	0,672	8,96	-2,32	1,254
9,95	-1,89	0,368	9,95	-2,18	0,684	9,95	-2,37	1,250
11,94	-2,10	0,395	11,94	-2,26	0,719	11,94	-2,45	1,258
13,93	-2,14	0,403	13,93	-2,28	0,735	13,93	-2,53	1,258
15,92	-2,18	0,418	15,92	-2,33	0,758	15,92	-2,61	1,281
17,91	-2,22	0,418	17,91	-2,35	0,766	17,91	-2,65	1,289
19,91	-2,26	0,426	19,91	-2,40	0,777	19,91	-2,67	1,301

Gráficos de Resultados Ensayo Corte Directo

