UNIVERSIDAD CATÓLICA DE LA SANTÍSIMA CONCEPCIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



EVALUACIÓN PROBABILÍSTICA DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELO RESIDUAL DE ROCA GRANÍTICA MEDIANTE LA SIMULACIÓN DE MONTE CARLO

Tesis para obtener el Título de Ingeniero Civil Geólogo
y Magíster en Ingeniería Geotécnica

Waldo Enrique Fernández Novoa

Comisión:

Profesor Guia:	Robert King St Onge
Profesor Co-Guia:	Sergio Villalobos Cifuentes
Profesor Interno:	Pablo Lapeña Mañero
Profesor Externo:	Daniella Escribano Leiva

Concepcion, 2018
Chile

A mi Hermano (Q.E.P.D.),
a mi Familia,
y a mí mismo

Hay infinitos números entre el 0 y el 1,
el 0.1, 0.12, 0.112,
hay una infinita cantidad de ellos.
También hay aún mas números entre 0 y 2,
o entre 0 y 1 millón
– John Green

Agradecimientos

Se agradece, en primer lugar, a la Universidad Católica de la Santísima Concepción, por haberme aceptado y darme la oportunidad de estudiar esta carrera; en conjunto con la Facultad de Ingeniería, pues ambos facilitaron el espacio físico en el cual organizar y realizar la elaboración de este trabajo. También se agradece al Laboratorio de Geomateriales quienes suministraron los implementos necesarios para la realización de esta tesis, y por hacer este trabajo mas ameno.

Se agradece, además, al *staff* de Docentes con los cuales me formé en esta Universidad, por entregarme y traspasar sus conocimientos, su dedicación y su tiempo, por la orientación y ayuda brindada durante todos los años de estudios pasados; gracias por aconsejarme e instruirme durante mi camino como estudiante universitario. También por la inspiración y los retos creados, los cuales me incentivaron para alcanzar y superar día a día mis límites.

A mis compañeros, amigos y no amigos, los cuales me han acompañado desde los primeros pasos en esta carrera, con quienes pasé momentos buenos, y otros no tan gratos, pero que sin duda me han apoyado mostrando su compañerismo y alegría.

Se agradece profundamente a quienes inspiraron confianza durante el desarrollo de esta tesis, quienes con sus comentarios me entregaron fuerzas para seguir adelante, no retroceder ni rendirse; a quienes entregaron comentarios constructivos, nuevas directivas de análisis y consejos para un buen camino de investigación.

Con estas palabras se agradece a Patricia Silva, Shacha Alvial y Roxana Salas, por acompañarme en el laboratorio mientras realizaba ensayos, por darme de comer cuando tenía hambre, por darme de beber cuando tenía sed; por motivarme a hacer caso omiso a comentarios negativos y ser un pilar de apoyo en esta tesis.

También se les agradece a quienes dudaron, a quienes generaron desconfianza y duda, por darme las ganas de avanzar y superar, y sobre todo, demostrar que cada uno es dueño de su destino; gracias por dejarme demostrar que nadie debe decidir el futuro de otro, si uno quiere ser bueno en algo, debe esforzarse en ello.

Finalmente, se agradece a los más importantes, mi familia, por brindarme amor y apoyo incondicional; les agradezco por ser la principal motivación, mi motivo de vida,

por darme luz en la oscuridad y aliento en la tempestad.

A mi Papá, por acompañarme fielmente en la extracción de muestras, por facilitarme transporte. A mi Mamá, por cuidarme, protegerme. Por entregarme la sensibilidad, la capacidad de sentir empatía y generar lazos con las demás personas.

A mi Hermano Matías, por la grata compañía que genera en estos tiempos.

A mi Hermano Cristian (Q.E.P.D.) por heredarme la fuerza y el carácter para creer en mis convicciones, y no darme por vencido. A mi mismo, por que esta es la prueba más grande de todas, el fin de la educación formal, el inicio de la vida adulta.

A todos, Gracias

Índice general

1. Introducción **1**
- 1.1. Motivación y alcance de estudio . . . 1
- 1.2. Objetivos . . . 3
- 1.3. Trabajos anteriores . . . 4

2. Roca Granítica Completamente Meteorizada: Maicillo **6**
- 2.1. Meteorización . . . 6
- 2.2. Rocas Meteorizadas y Suelos Residuales . . . 7
- 2.3. Estructura de Suelos Residuales . . . 9
- 2.4. Clasificación de Suelos Residuales . . . 10
  - 2.4.1. Clasificación según el perfil de meteorización . . . 10
  - 2.4.2. Clasificación según la influencia mineralógica . . . 12
- 2.5. Maicillo . . . 14
- 2.6. Minerales del perfil de meteorización de granitoides . . . 16

3. Riesgo e Incertidumbre **19**
- 3.1. Riesgo . . . 19
- 3.2. Incertidumbre . . . 20
  - 3.2.1. Incertidumbre en los parámetros del suelo . . . 21
- 3.3. Riesgo Geotécnico y Consecuencias . . . 22
  - 3.3.1. Riesgo en términos de costo . . . 23

4. Teoría de Probabilidad **25**
- 4.1. Probabilidades de eventos . . . 25
- 4.2. Reglas de Adición . . . 26
- 4.3. Variables Aleatorias . . . 27
- 4.4. Distribuciones de Probabilidad Discretas . . . 27
- 4.5. Distribuciones de Probabilidad Continuas . . . 28
- 4.6. Esperanza Matemática, Medidas de Tendencia Central y Medidas de Dispersión . . . 28
  - 4.6.1. Esperanza . . . 29
  - 4.6.2. Media . . . 29
  - 4.6.3. Varianza . . . 29
  - 4.6.4. Desviación Estándar . . . 30
  - 4.6.5. Coeficiente de Variación . . . 30

4.6.6. Covarianza 30
4.6.7. Coeficiente de Correlación 31

5. Estabilidad de Taludes **32**
5.1. Método de Morgenstern - Price 33
5.2. Slide - Rocscience 35
5.3. Deslizamientos en suelos residuales 36
5.3.1. Modos de Falla 36

6. Análisis Probabilístico en Estabilidad de Taludes **38**
6.1. Simulación de Monte Carlo 39
6.1.1. Generación de números pseudo - aleatorios 41
6.2. Índice de Confiabilidad 42

7. Caso de Estudio: Caracterización Geotécnica **45**
7.1. Ubicación y Accesos 45
7.2. Características del diseño geométrico del Talud 45
7.3. Toma de Muestras 48
7.4. Extracción de Muestras 51
7.4.1. Litología 51
7.4.2. Caracterización Mineralógica 56
7.4.3. Geomorfología y Relieve 60
7.4.4. Clima e Hidrología 61
7.5. Ensayos 63
7.5.1. Densidad de Partículas Sólidas 63
7.5.2. Granulometría 65
7.5.3. Límites de Consistencia 66
7.5.4. Ensayo de Corte Directo 71
7.6. Bondad de Ajuste 74

8. Análisis probabilístico de talud **83**
8.1. Resultados 86
8.1.1. Convergencia de Probabilidad 86
8.1.2. Probabilidad de Falla 88
8.1.3. Factor de Seguridad 92
8.1.4. Índice de Confiabilidad 93
8.1.5. Comparación Teórica 94

9. Conclusiones **98**
9.1. Recomendaciones y Futuras Lineas de Investigación 100

Referencias **101**

Anexos **109**

A. Anexo A: Resultados ensayos de laboratorio **A–1**

B. Anexo B: Resultados Bondad de Ajuste **B–20**

C. Anexo C: Resultados Caso I **C–23**

Índice de figuras

2.1. Esquema del impacto de la formación del suelo 8
2.2. Esquema conceptual de la microestructura de suelos 9
2.3. Patrón de transformación de minerales primarios en ambientes de meteorización química 18

3.1. Curva de frecuencia - costo (Whithman, 1984) 22
3.2. Relación entre el tipo de ensayo y el costo total del proyecto (Goldsworthy *et al.*, 2007) 23
3.3. Relación entre el factor de seguridad probabilístico y costos de un proyecto de terraplen (Whithman, 1984) 24

5.1. Esquema de fuerzas actuantes en el método de Morgenstern y Price 33
5.2. Deslizamientos típicos en suelos residuales 37

6.1. Funciones densidad de probabilidad de la demanda y capacidad 39
6.2. Alcance general de la Simulación de Monte Carlo 40

7.1. Ubicación del talud en estudio 46
7.2. Medición de la inclinación del talud 46
7.3. Vías de drenajes instalados en el talud 47
7.4. Deslizamiento escalón superior 47
7.5. Deslizamiento escalón superior visto desde la corona 48
7.6. Acumulación de agua debido a la obstruccion del drenaje superficial 48
7.7. Dimensiones del talud de extracción de muestras; vista de perfil. 49
7.8. Dimensiones de talud de extracción de muestras; vista de frente. 49
7.9. Talud en estudio 50
7.10. Talud en estudio 50
7.11. Extracción de muestras 51
7.12. Litología presente en la zona en estudio 52
7.13. Discontinuidades observables en el talud 53
7.14. Discontinuidades presentes en el material 54
7.15. Esquema del colapso y su relación con las discontinuidades verticales . . . 55
7.16. Minerales de biotita alterados en las muestras analizadas 57
7.17. Minerales de plagioclasa alterados en las muestras analizadas 58
7.18. Minerales de cuarzo en las muestras analizadas 59
7.19. Mapa climático de la Región del Biobio 62
7.20. Diagrama ombroclimático de la zona de estudio 62

7.21. Determinación de la densidad de partículas sólidas 63
7.22. Curvas granulométricas 65
7.23. Ensayos de Límites de Consistencia 66
7.24. Resultados en carta de plasticidad de Casagrande 67
7.25. Carta de plasticidad para suelos residuales 68
7.26. Resultados en carta de plasticidad de Wesley 69
7.27. Resultados internacionales en carta de plasticidad de Wesley. M: Montmorillonita, A: Alofanita, H: Halloisita 69
7.28. Maquina de corte directo 72
7.29. Implementos de la caja de corte directo 72
7.30. Preparación de probetas inalteradas 73
7.31. Probetas ensayadas 73
7.32. Histograma y curva de probabilidad acumulada para los datos de ángulo de fricción 76
7.33. Histograma y curva de probabilidad acumulada para los datos de cohesión 76
7.34. Histograma y curva de probabilidad acumulada para los datos de peso específico 77
7.35. Histograma y curva de probabilidad acumulada para los datos de gravedad específica 77
7.36. Diagrama de caja para los datos de cohesión 80
7.37. Diagrama de caja para los datos de ángulo de fricción 81
7.38. Diagrama de caja para los datos de peso unitario 81

8.1. Esquema del talud analizado 84
8.2. Talud modelado en Slide 84
8.3. Histogramas de frecuencia relativa y acumulada para los valores aleatorios generados de cohesión 85
8.4. Histogramas de frecuencia relativa y acumulada para los valores aleatorios generados de ángulo de fricción 85
8.5. Histogramas de frecuencia relativa y acumulada para los valores aleatorios generados de peso específico 86
8.6. Iteraciones con probabilidad convergente 87
8.7. Iteraciones con probabilidad no convergente 87
8.8. Variación de la probabilidad de falla con la inclinación del talud 89
8.9. Variación de la probabilidad de falla con la altura 90
8.10. Gráfico semilogarítmico de la variación de la probabilidad de falla con la inclinación del talud 90
8.11. Gráfico semilogarítmico de la variación de la probabilidad de falla con la altura 91
8.12. Variación de la probabilidad de falla con la inclinación y altura de cada caso analizado 91
8.13. Relación entre la media del factor de seguridad y el factor de seguridad determinístico 93
8.14. Relación entre el índice de confiabilidad y la probabilidad de falla 94
8.15. Ajuste de distribución de probabilidad del factor de seguridad 96

8.16. Comparación gráfica de resultados experimentales y teóricos para un talud de 10 m de altura 97
8.17. Comparación gráfica de resultados experimentales y teóricos para un talud de 2 m de altura 97

Índice de tablas

2.1. Clasificación del perfil de meteorización 11
2.2. Subdivisión del perfil de meteorización 12
2.3. Composición general de las rocas graníticas del Batolito de la Costa 16

6.1. Ejemplo de simulación de Monte Carlo 42
6.2. Generación de números aleatorios entre 0 y 1 42
6.3. Índices de confiabilidad y probabilidades de falla admisibles 44
6.4. Índice de confiabilidad y probabilidades de falla aceptables 44

7.1. Resumen estructuras observadas en el Talud 55
7.2. Ensayos realizados en el Laboratorio de Geomateriales 63
7.3. Gravedad específica de las muestras analizadas 64
7.4. Resumen Granulométrico de las muestras analizadas. 65
7.5. Límites de consistencia realizados para las muestras analizadas. 66
7.6. Resultados de la clasificación de suelos 70
7.7. Resultados de cohesión y ángulo de fricción obtenidos y coeficiente de correlación de las muestras analizadas 74
7.8. Resultados del análisis de bondad de ajuste realizado para los parámetros de cohesión, ángulo de fricción, peso específico 78
7.9. Resultados del análisis de bondad de ajuste realizado para los parámetros de gravedad específica 79
7.10. Resumen estadístico de los parámetros de resistencia al corte 79
7.11. Resultados análisis *ANOVA* para los datos de cohesión 82
7.12. Resultados análisis *ANOVA* para los datos de ángulo de fricción 82
7.13. Resultados de análisis *ANOVA* para los datos de peso unitario 82

8.1. Probabilidades de falla para cada caso analizado 89
8.2. Media del factor de seguridad calculado para cada caso analizado 92
8.3. Factor de seguridad determinístico calculado para cada caso analizado . . . 93
8.4. Resultados obtenidos de índice de confiabilidad para cada caso analizado . 94
8.5. Resultados de desviación estándar del factor de seguridad para cada caso analizado 95
8.6. Resultados de la probabilidad de falla teórica obtenida en cada caso analizado 95

RESUMEN

Parte de Chile se encuentra emplazada en suelos residuales proveniente del Batolito Costero, con el desarrollo urbano, las ciudades deben realizar modificaciones a la topografía del sector para los asentamientos urbanos, siendo frecuentes los cortes de cerros. El maicillo proviene de estas rocas ígneas intrusivas, como granitos, granodioritas y tonalitas; las cuales son altamente inestables en superficie, siendo fuertemente afectadas por la meteorización física y química, formando en superficie materiales que varían entre arenas arenas, arcillosas y arenas limosas. El efecto de la meteorización es el principal factor que genera la variabilidad natural de los suelos suelos residuales, razón por la cual los análisis de estabilidad de taludes pueden subestimar o sobreestimar el factor de seguridad real, ya que los resultados de una muestra puntual analizada no siempre será representativa de la distribución estadística que presenten los resultados.

Los métodos tradicionales de estabilidad de taludes, a través de modelos determinísticos, no contemplan la aleatoriedad de las propiedades presentes del material, ángulo de fricción, cohesión y peso específico, los cuales pueden variar en un amplio rango en este tipo de suelos debido a que los procesos de meteorización no ocurren homogéneamente. La variabilidad del material se suple mediante los análisis estadísticos y probabilísticos, que representan la variabilidad en función de distribuciones de probabilidad continua, permitiendo una evaluación del diseño no sólo en términos de factor de seguridad, si no que además, en términos de probabilidad de falla e índice de confiabilidad. Estos métodos se han desarrolado teóricamente a nivel mundial; sin embargo en Chile no existen investigaciones importantes con respecto a este tema, mucho menos en el ambito de suelos residuales y completamente meteorizados.

En la presente investigación, se caracterizan muestras de suelo residual de roca granítica de la ciudad de Concepción, correspondiente a un talud ubicado en la Ruta Concepción - Cabrero.Esta caracterización, sumada a los resultados obtenidos del mismo tipo de suelo presentes también en la Cordillera de Nahuelbuta y de Concepción por Rodríguez (2015) y Ruíz (2002), se realiza un análisis estadístico de sus propiedades mecánicas (ángulo de fricción, cohesión, peso específico), obteniendo, mediante el análisis de bondad de ajuste de Kolmogorov - Smirnov, la función de distribución de probabilidad de estas propiedades, y así asentar las bases para futuros estudios en el area de probabilidades y estadísticas en suelos residuales derivados de rocas graníticas en el batolito costero del Sur.

Además, se realiza una evaluación probabilística de estabilidad de taludes, para 81 casos, analizando alturas entre 2 y 10 m, y pendientes entre 45° y 85°. Gracias al análisis de bondad de ajuste realizado, es posible utilizar la simulación de Monte Carlo, que permitirá elevar la muestra de datos utilizados mediante la generación de números aleatorios. Esto permite evaluar cada parámetro generado en la ecuación de equilibrio de Morgenstern - Price para taludes, obteniendo un método de valoración de la estabilidad de taludes basado no sólo en el factor de seguridad, sino además, en términos de la probabilidad de falla e índice de confiabilidad; parámetros que permiten realizar una desición mucho más objetiva, y considerando la variabilidad del suelo en estudio.

Capítulo 1

Introducción

1.1. Motivación y alcance de estudio

El estudio de la mecánica de suelos ha hecho posible predecir el comportamiento de los suelos cuando se encuentran sometidos a cargas, mediante la investigación de las propiedades físicas y aplicando el conocimiento teórico y empírico a problemas prácticos. Cada caso en particular, depende tanto de la evolución que haya tenido el material, así como su variabilidad inherente. En este sentido, el estudio de las características físicas y mecánicas de una roca depende, además, de las propiedades físicas y composición mineralógica de los minerales formadores de roca, y por ende, la alteración que presenten estos minerales, se verá reflejado en la variabilidad del material al ser meteorizado.

Varios autores, entre ellos Wesley (2009, 2010), plantean que la aplicabilidad de las teorías actuales utilizadas en la mecánica de suelos, podrían no ser completamente válidas para los suelos residuales o en macizos rocosos completamente meteorizados, debido a la diferencia que existe en la constitución y estructura de estos suelos residuales, y los suelos sedimentarios, también llamados suelos transportados. Esta diferencia se debe principalmente al fenómeno de meteorización.

La meteorización generalmente se define como el proceso de alteración y fracturación de las rocas, debido a causas químicas y físicas, lo cual conduce a una serie de cambios en las rocas (Selby, 1993). Estas variaciones pueden ser detectadas mediante sus propiedades mecánicas, las cuales pueden variar incluso a pequeñas distancias de metros o centímetros.

Debido a la evolución geológica de Chile, las rocas intrusivas se encuentran en casi todo el territorio; uno de los cuales corresponde al Batolito Costero, que se extiende desde Valparaíso, en el norte, hasta la Cordillera de Nahuelbuta, en el sur. El maicillo es el producto de la meteorización de las rocas graníticas de este batolito, incluyendo granitos, granodioritas y tonalitas, y que en algunos sectores podría ser catalogado como una roca completamente meteorizada, según el perfil de meteorización; caracterizándose como un tipo de suelo arenoso a arenolimoso, que generalmente mantiene estructuras o discontinuidades heredadas o relictas de la roca original, tanto microestructura, como

macroestructura.

Gran parte de la Provincia de Concepción se encuentra emplazada sobre este tipo de material, cuyos espesores varían desde algunos metros hasta más de 100 m. Con el desarrollo de vías interurbanas, se ha visto la necesidad de realizar modificaciones a la topografía del sector para satisfacer dicha necesidad. Estas modificaciones generalmente son diseñadas mediante la estabilidad de taludes tradicional. Este análisis, realizado a través de modelos determinísticos, no contempla la aleatoriedad de las propiedades presentes, que para estos suelos puede variar en un amplio rango debido a los procesos de meteorización. Como consecuencia de la incertidumbre de los parámetros, los taludes que presenten factores de seguridad aceptables pueden fallar.

La variabilidad del material se suple mediante los análisis estadísticos y probabilísticos, que logran representar las propiedades mecánicas mediante distribuciones de probabilidad continua; permitiendo una evaluación del diseño no sólo en términos de factor de seguridad, si no además, en términos de la probabilidad de falla e índice de confiabilidad, por lo tanto, a menor probabilidad de falla, existirá mayor índice de confiabilidad, corroborando que el talud evaluado sea seguro.

La principal desventaja física y geométrica del método probabilista es la incapacidad de obtener una amplia base de datos con los cuales obtener una media, desviación estándar, y un ajuste de distribución para cada caso puntual. Para ampliar el espacio muestral, el método probabilístico ha utilizado la simulación de Monte Carlo, que permite generar una gran cantidad de valores aleatorios que posteriormente son utilizados en los análisis de estabilidad de taludes para la obtención del factor de seguridad, y con ello, sus medidas de tendencia central, y la curva de distribución de probabilidad.

El desarrollo de esta tesis se encuentra enfocado en el análisis probabilístico de estabilidad de taludes en suelos residuales del tipo maicillo, característicos de la zona central de Chile, con énfasis en la variabilidad de sus propiedades mecánicas. Para ello se extraen 10 muestras de un talud de maicillo correspondientes a la zona de Concepción, las cuales son ensayadas para realizar una caracterización del material mediante sus propiedades índice, y de los parámetros efectivos de resistencia al corte, que corresponden datos indispensables para la valoración de la estabilidad de taludes.

Posteriormente, se realiza un análisis de bondad de ajuste a los parámetros obtenidos, junto a datos recolectados por medio de otros autores como Ruíz (2002) y Rodríguez (2015) para el reconocimiento de la curva de distribución de probabilidad a la cual se ajustan las propiedades de las rocas graníticas completamente meteorizadas.

Luego del análisis estadístico realizado con las propiedades, se utiliza la simulación de Monte Carlo para aumentar la muestra, con la finalidad de utilizar los valores generados dentro del análisis de estabilidad determinístico, y finalmente obtener la probabilidad de falla en función de los histogramas de frecuencia relativa y acumulada de los resultados del factor de seguridad.

Dentro de los resultados se destaca una nueva zonificación para la carta de plasticidad propuesta por Wesley (2009), en el cual se comparan los resultados de índice de plasticidad y límite líquido de maicillos graníticos en Chile con rocas graníticas meteorizadas similares de Portugal, Colombia y Singapur. Se observa que es posible agruparlos dentro de una misma zonificación en la carta de plasticidad de suelos residuales, ubicándolos bajo la linea A, y entre los límite líquido de 25% y 50%.

Además, se realiza 81 casos para el análisis probabilístico de estabilidad de taludes utilizando la simulación de Monte Carlo. Este análisis se realiza en un talud teórico mediante la variación de la geometría del talud, es decir, la altura y ángulo de inclinación de la pendiente; dentro de los resultados se resalta la variación de la probabilidad con la geometría del talud, así como su relación con el factor de seguridad e índice de confiabilidad obtenidos.

Se observa que la relación entre la probabilidad de falla y el indice de confiabilidad siguen una función de distribución normal estándar; además de la importancia de la cantidad de datos generados mediante la simulación, ya que es uno de los factores más decisivos al momento de calcular la estabilidad mediante un método probabilístico. Por otro lado, la los resultados obtenidos dilucidan que los resultados mediante el método probabilístico es mucho más conservador en relación al método determinístico tradicional.

El objetivo principal de utilizar esta metodología probabilista es complementar tanto los análisis cualitativos de taludes y laderas, así como los análisis matemáticos que se realizan en ellos. Debido a la versatilidad de los métodos probabilísticos, estos pueden ser aplicados tanto en métodos de equilibrio límite como en métodos de elementos finitos; sin embargo, no se cuenta con un marco que regule el uso de esta metodología en aplicaciones de ingeniería, quedando sólo estudios de publicaciones cientificas y académicas. Partícularmente en Chile, la masificación de estos estudios ha sido lenta, por lo que se hace necesario ahondar en metodos probabilísticos en estabilidad de taludes así como en la caracterización estadística de los materiales involucrados.

1.2. Objetivos

El objetivo general de esta investigación es realizar una evaluación probabilística en el análisis de estabilidad de taludes. El tipo de material considerado corresponde a un suelo residual derivado de roca granítica completamente meteorizada. Este tipo de suelo residual es ampliamente citado en investigaciones de manera determinística, pero presenta escasos análisis estadísticos y probabilisticos.

El uso de esta metodología permite asociar las probabilidades de falla de un talud con los indices de confiabilidad del factor de seguridad mediante la generacion de variables

aleatorias através de la simulación de Monte Carlo.

Para lograr esto, se abordan los siguientes objetivos específicos:

1. Caracterizar las propiedades mecánicas consideradas en el análisis de estabilidad de taludes mediante equilibrio límite.
2. Determinar el mejor ajuste de distribución probabilística para los parámetros obtenidos en la caracterización del maicillo.
3. Realizar un análisis teórico de la estabilidad de un talud, mediante simulación de Monte Carlo, asociando la geometría de este, con la probabilidad de falla e índice de confiabilidad.

1.3. Trabajos anteriores

Antes de mencionar cualquier estudio en rocas completamente meteorizadas, se debe hacer una mención especial a Laurence Wesley, quien en sus publicaciones (Wesley, 2009, 2010, 2011), se recopilan los antecedentes geológicos y geotécnicos para el análisis de los suelos residuales y completamente meteorizados, destacando sobre ello, una carta de plasticidad zonificadas según el tipo de arcilla predominante para cada tipo de suelos (Wesley, 2009).

Diversos estudios en rocas graníticas meteorizadas han sido desarrollados en el mundo, incluyendo las caracterizaciones del granitode Oporto, Portugal (Begonha & Sequeira, 2002), rocas graníticas del sur de China (Lan *et al.*, 2003), suelos residuales de Corea (Kwon & Oh, 2011), suelos graníticos residuales de Colombia (Pineda & Colmenares, 2008) y en Singapur (Rahardjo *et al.*, 2004, 2012). Los autores mencionados realizaron ensayos *insitu* y de laboratorio para determinar propiedades índice y geomecánicas del material fresco y meteorizado, privilegiando ensayos de penetración, distribución granulométrica y difracción de rayos X. Dentro de las conclusiones establecidas por estos autores destacan que el producto de meteorización final de este tipo de suelos corresponde a la caolinita y gibsita, encontrandose en mayor proporción los minerales de caolinita, la cual a su vez se encuentra asociada con el comportamiento observado mediante los límites de consistencia, que suelen presentar índice de plasticidad bajos a casi nulos. Sin embargo, a pesar de los ensayos realizados, ninguno ha establecido análisis estadísticos o probabilísticos para acotar el espectro de valores que pueden tener sus propiedades.

En Chile, las caracterizaciones geomecánicas realizadas en maicillo no se quedan atrás. Entre los estudios en este material se encuentran los realizados por Rodríguez (2015), en suelo residual de maicillo de la Cordillera de Nahuelbuta; Flandes (2017), que relaciona las propiedades mecánicas de distintos grados de meteorización con su alteración mineralógica en diversos sectores de Concepción; Ruíz (2002), quien realizó ensayos triaxial y de corte directo en muestras de maicillo de Concepción. Dentro de

las caracterizaciones, también se deben mencionar las caracterizaciones realizadas por Toro (2007) , quien realizó ensayos de corte directo en granitoides moderadamente meteorizados, utilizando como encaje de las probetas, una mezcla de arena y azufre. En cuanto a ensayos de difracción de rayos X, Rodríguez (2015) y Sanhueza *et al.* (2017), obtuvieron un alto contenido en minerales de caolinita, siendo coherentes con la alteración de los minerales primarios que forman este tipo de rocas.

Con respecto a los análisis probabilísticos, Fenton & Griffiths (2008) destacan su uso en diversos análisis de la ingeniería geológica, estabilidad de taludes, fundaciones superficiales y profundas, capacidad de soporte, asentamientos y licuación, resumiendo las principales aplicaciones y teorías utilizadas en el análisis probabilístico. Dentro de la estabilidad de taludes, Guha & Kumar (2011) presentan un análisis probabilístico mediante la simulación de Monte Carlo, método de estimación puntual y método de primer orden y segundo momento, para distintos coeficientes de variación de los parámetros de resistencia al corte; concluyendo que el índice de confiabilidad disminuye a medida que se presenta mayor variación de los parámetros, puesto que el rango de valores aumenta. Low (2003), mediante un programa de análisis de estabilidad de taludes mediante el uso del índice de confiabilidad de Hasofer - Lind. El-Ramly *et al.* (2005) realizó un análisis de estabilidad probabilístico en un corte de suelo residual, el cual además, adicionó el efecto de la presión intersticial mediante el uso de la razon r_u. Ambos autores hicieron hincapié en la practicidad que presenta la distribución normal en el ajuste de los parámetros utilizados, además de demostrar que no existe límite en la cantidad de variables posibles de involucrar en los análisis de estabilidad.

Akbas & Huvaj (2015); Griffiths *et al.* (2007); Li *et al.* (2016); Luo *et al.* (2016) realizaron análisis de estabilidad de taludes mediante métodos de equilibrio límite y elementos finitos mediante simulación de Monte Carlo, destacando la facilidad en el uso de la simulación. De modo similar,Chowdhury & Flentje (2011); Hidalgo & Pacheco (2011b); Prada *et al.* (2011); Stanković *et al.* (2013); Wang & Constantino (2009) presentan análisis probabilísticos de variados casos de estudios teóricos, destacando este tipo de análisis como un enfoque innovador del estudio de estabilidad de taludes, el cual entrega nuevos parámetros para la validación de un proyecto y la toma de decisiones, como el índice de confiabilidad y la probabilidad de falla.

A pesar de que se realizan caracterizaciones de rocas graníticas completamente meteorizadas y suelos residuales, como los estudios mencionados por autores anteriores, son escasos por no decir nulos. Por ello, los análisis de estabilidad de taludes utilizando métodos probabilistas mencionados anteriormente, sólo han hecho uso de distribuciones adoptadas por la bibliografía, no existiendo una base firme para aceptar tales distribuciones. Esta es la principal motivación de este estudio, ya que en Chile, el estudio probabilistico no se ha desarrollado de forma importante, sobre todo en lo que respecta a suelos residuales derivados de rocas graníticas.

Capítulo 2

Roca Granítica Completamente Meteorizada: Maicillo

2.1. Meteorización

Brunsden (1979) define meteorización como el proceso que experimentan los materiales de la corteza terrestre, al estar expuestos a la atmósfera, hidrósfera y biósfera. La meteorización es la respuesta que tienen las rocas a condiciones externas cambiantes, asociado generalmente a los procesos de erosión (Tarbuck & Lutgens, 2005). En simples palabras, la meteorización es el proceso físico y químico que afecta a los materiales rocosos, y que los transforma lentamente, en escala de miles a millones de años, en materiales mas finos. Así, es posible distinguir dos tipos de meteorización, la meteorización mecánica y la meteorización química. La meteorización afecta las propiedades de la roca, ya que estos procesos entregan, quitan y modifican parte del material original de la roca, debilitando los enlaces entre los cristales (Amundson, 2005); por lo tanto, disminuye la resistencia.

La meteorización física, o mecánica, corresponde a la rotura de la roca en fragmentos más pequeños, los cuales conservan las características del material predecesor. En este sentido, al fragmentar la roca en dimensiones menores, aumenta el área predispuesta a la meteorización química. Algunos procesos físicos que generan la fragmentación de la roca se ecuentran:

- Gelifracción
- Descompresión
- Actividad Biológica
- Cristalización de Sales

La meteorización química, en tanto, corresponde a los procesos que descomponen los minerales de las rocas y las estructuras internas de los minerales; formándose nuevos minerales, o liberándose al ambiente. Este proceso se encuentra generalmente asociado a la intervención del agua y aire. Dentro de los procesos asociados se encuentran:

- **Disolución:**
  Corresponde a la disolución de minerales en agua. La disolución aumenta considerablemente cuando el agua es ácida, ya que su poder corrosivo aumenta (Huat *et al.*, 2013).

- **Oxidación:**
  Esta reacción se produce durante la combinación de ciertos elementos con el oxígeno, perdiendo electrones. Este proceso es importante en la descomposición de minerales ferromagnesianos como olivino, piroxeno y hornblenda. En rocas graníticas, la biotita y hornblenda son minerales que sufren oxidación, característico por el color rojizo de la roca (Huat *et al.*, 2013). Minerales que presenten Fe, Mn, Mg, Al, etc, tienden a sufrir este tipo de procesos oxidativos.

- **Hidrólisis:**
  Es el proceso mediante el cual se descomponen los silicatos, y consiste a la reacción de una sustancia con el agua acidificada. En esta reacción, se generan iones de hidrógeno e hidróxilo, debido a la presencia de agua; estos iones destruyen la composición original de los átomos, descomponiendo el mineral. Mediante hidrólisis, el feldespato se transforma en caolinita (Huat *et al.*, 2013).

- **Carbonatación:**
  Corresponde a la reacción que genera el dióxido de carbono disuelto en soluciones acuosas, generando la carbonatación de la roca (Huat *et al.*, 2013).

Bajo meteorización química, las rocas graníticas en general, en su proceso de transformación hacia suelos residuales, son meteorizadas bajo condiciones de disolución y oxidación; sintetizando, como producto final, rocas completamente meteorizadas y suelos residuales caolinitizados denominados saprolitos. Si las condiciones climáticas son favorables, es decir, existe una abundancia en precipitaciones y altas temperaturas característicos de climas tropicales, se produce la hidrólisis y precipitación de óxidos e hidróxidos, proceso denominado laterización. En Chile, sólo los dos primeros procesos mencionados son los predominantes, ya que no existen las condiciones necesarias para generar lateritas.

2.2. Rocas Meteorizadas y Suelos Residuales

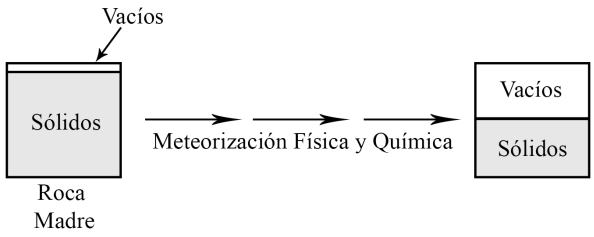
Los suelos residuales se originan por procesos de alteración y disgregación de rocas preexistentes debido a procesos geológicos externos y fenómenos climáticos, mediante la meteorización física y química; quedando relictos de material en el mismo lugar de origen. En cambio en suelos sedimentarios, los sedimentos son transportados largas distancias depositándose en capas mas o menos homogéneas (Huat *et al.*, 2013; Wesley, 2010).

Brand & Phillipson (1985) definen los suelos residuales como un suelo formado por meteorización, pero con la textura de la roca completamente destruída, ademas es

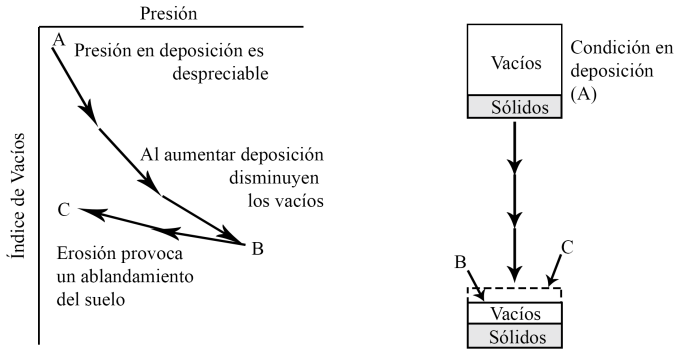
compresible. En esta definición comúnmente se incluyen ademas, las rocas altamente meteorizadas y completamente meteorizadas (Huat *et al.*, 2013).

Teniendo en cuenta alteraciones y cambios de los minerales formadores de rocas, la desintegración de esta, mineralizaciones secundarias, cementación, entre otros, se infiere que los procesos de formación de ambos grupos (suelo residual y sedimentario) inciden en sus propiedades geotécnicas.

La Figura 2.1 muestra el impacto de los procesos de formación de ambos grupos. En suelos residuales, la meteorización convierte la roca sólida en partículas más pequeñas y minerales de arcilla, haciéndolo menos denso y mas débil (Figura 2.1.a). Mientras que los suelos sedimentarios se vuelven más densos y más duros debido al proceso de consolidación (Figura 2.1.b).



(a)



(b)

Figura 2.1: Esquema del impacto de la formación del suelo. *a*) Suelo Residual; *b*) Suelo Sedimentario (Modificado de Wesley (2010))

La influencia de la formación en las propiedades geotécnicas se debe, en suelos sedimentarios, a que han sido clasificados durante la erosión, transporte y sedimentación, formando capas más o menos homogéneas. En cambio, los suelos residuales, tienden a ser heterogéneos, por lo tanto, conceptos como tensiones, consolidación normal,

preconsolidación, no tienen el mismo significado. Además la heterogeneidad provoca una amplia variación en las propiedades geotécnicas en suelos meteorizados.

2.3. Estructura de Suelos Residuales

Las propiedades de los suelos residuales se encuentran controladas por la micro y/o macrofábrica (estructura), las fracturas, y demás detalles estructurales, los cuales son parte integral del macizo rocoso original y, que son heredados por el suelo (Toro, 2007).

La Figura 2.2 muestra ejemplos de microestructuras que se pueden presentar en suelos. En la Figura 2.2.a, se observa una serie de partículas de arcilla en forma de láminas que ocupan el vacío entre el limo grueso o arena. Según el tipo de arcilla, suelos con esta configuración pueden ser relativamente insensibles, indicando que no existe una gran influencia en su comportamiento debido a su estructura; o pueden ser altamente sensibles como el caso de las arcillas blandas o colapsables, generando un gran problema en la estabilidad de taludes (Wesley, 2010). La Figura 2.2.b muestra una microestructura común en suelos cementados, suelos consolidados y, partícularmente en suelos residuales, en la cual las partículas de suelo se encuentran unidas en sus superficies de contacto mediante cementos. Finalmente, la Figura 2.2.c muestra una microestructura tipo *panal de abejas*, que consiste en un esqueleto de material relativamente débil, con grandes vacíos; el material de este caso, puede ser de un sólo tipo, o concentraciones de partículas. Este último tiende a ser muy común en tipos de suelos volcánicos (Wesley, 2010).

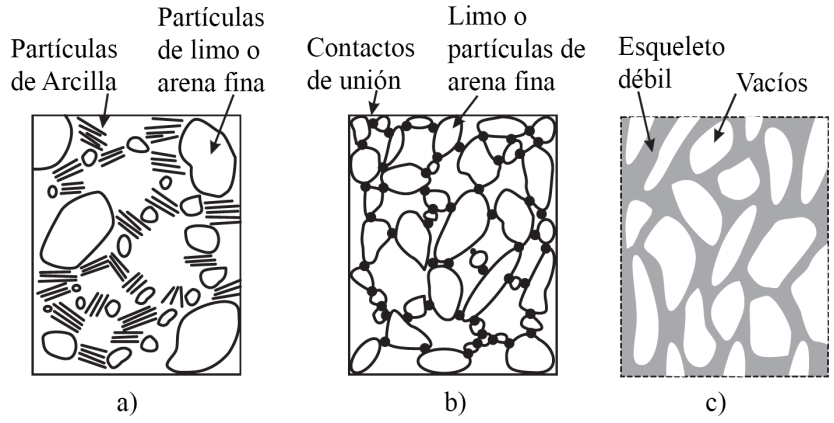


Figura 2.2: Esquema conceptual de la microestructura de suelos. *a*) Union por arcilla; *b*) Union por cementación; *c*) Estructura de panal (Modificado de Wesley (2010)).

Es posible deducir que la aplicabilidad de las teorías y los criterios de diseño geotécnicos que existen actualmente, podrían no ser completamente válidos en el caso de suelos residuales y macizos rocosos completamente meteorizados, debido a diferencias importantes que existen en la constitución y estructuras de suelos residuales, y la de los suelos que sirvieron para el desarrollo de la mecánica de suelos tradicional. Es por ello que Brand (1985) recomienda estudiar el perfil de meteorización completo para definir su

comportamiento y las posibilidades de ocurrencia de deslizamientos, especialmente, las potenciales superficies de falla que puedan permanecer en él, así como su caracterización geomecánica para establecer su respuesta frente a distintas situaciones (carga, variaciones del clima, cambios de humedad, etc.).

2.4. Clasificación de Suelos Residuales

Existen varias clasificaciones de suelos entre las que destacan el sistema de clasificación USCS (*Unified Soil Classification System*) y FAO (*Food and Agriculture Organization of the United Nations*). A continuación, se presentan dos formas de clasificación de suelos residuales, el primero basado en el perfil de meteorización, y el segundo basado en la influencia de la mineralogía en su comportamiento.

2.4.1. Clasificación según el perfil de meteorización

Los suelos se originan por la meteorización de rocas, dando lugar a fenómenos de alteración y transformación de la roca, creandose el perfil de meteorización. En este, la roca madre ocupa la parte más baja y alejada de la superficie, mientras que el suelo ocupa la zona mas alta. La representación mas comun del perfil de un suelo residual es presentada por primera vez por Little (1969), la cual es mostrada en la Tabla 2.1.

En esta Tabla se definen 6 zonas según el grado de meteorización. La parte baja de la clasificación, grado I de meteorización, corresponde a la roca fresca, sin indicios de meteorización; seguido por los grados de meteorización II, III, IV, V y VI, correspondientes a ligeramente meteorizado, moderadamente meteorizado, altamente meteorizado, completamente meteorizado y suelo residual. Esta división del grado de meteorización se basa en la observación cualitativa de las características del material; haciendo énfasis en la consistencia , discontinuidades y coloración del material.

Las limitaciones de este tipo de clasificación es fácil de deducir, en primer lugar, no clasifica los suelos residuales, más bien, describe los perfiles de meteorización de la roca. Además, proveen información del estado de suelo *in situ*, pero no una composición del mismo, como lo hace la clasificación USCS (Rodríguez, 2015). A pesar de ello, en ingeniería es muy útil este tipo de clasificación, ya que indica la presencia de discontinuidades, entregando una idea de cómo debe ser abordado el problema.

El perfil de meteorización refleja el estado de meteorización a lo largo del perfil de suelo, desde la roca inalterada, o fresca, hasta la superficie del terreno. El grado de meteorización describe el grado de desintegración de la roca madre con la profundidad. Este grado de meteorización dependerá de la composición mineralógica de la roca madre, además de la ubicación de la roca, su estructura, topografía, razones de erosión, vegetación, y del clima. Climas tropicales presentan mayor tasa de meteorización que climas fríos (Huat *et al.*, 2013).

Tabla 2.1: Clasificación del perfil de meteorización. (Modificado de Huat *et al.* (2013))

Clasificación de Meteorización		
Término	**Grado**	**Descripción**
Suelo Residual	VI	Todo el material de la roca esta convertido en suelo, la estructura y fabrica del material esta destruida; hay grandes cambios en el volumen, pero el suelo no ha sido transportado significantemente.
Completamente Meteorizado	V	Todo el material de la roca se encuentra descompuesto y/o desintegrado en suelo; la estructura original de la masa se mantiene intacta.
Altamente Meteorizado	IV	Más de la mitad del material de la roca se encuentra descompuesto y/o desintegrado en suelo; la roca fresca o decolorada se encuentra, ya sea como fragmentos discontinuos, o como concreciones.
Moderadamente Meteorizado	III	Menos de la mitad del material de la roca se encuentra descompuesto y/o desintegrado en suelo; la roca fresca o decolorada se encuentra, ya sea como fragmentos discontinuos o concreciones.
Ligeramente Meteorizado	II	La decoloración indica la meteorización del material rocoso y sus discontinuidades; toda el material de la roca se encuentra decolorado por la meteorización.
Roca Fresca	I	No hay signo visible de meteorización; leve decoloración de la roca en las discontinuidades mayores.

La Tabla 2.2 muestra que el perfil de meteorización puede ser categorizado en dos partes. La primera incorpora los 3 últimos grados de meteorización: VI (suelo residual), V (completamente meteorizado) y IV (altamente meteorizado), los cuales son considerados como suelo residual. El segundo sub grupo, que contiene los siguientes 3 grados de meteorización, es considerado suelo semi-residual. Esta es una de las principales complicaciones que existen en la terminología asociada a suelos residuales, debido a que la subdivisión de suelos residuales incluye en sí un grado de meteorización denominado suelo residual. Por ello se recomienda incorporar el grado de meteorización de la roca al momento de la descripción, pues al mencionar sólo suelo residual, se tiende a la confusión de los conceptos.

Tabla 2.2: Subdivisión del perfil de meteorización (Modificado de (Huat *et al.*, 2013))

	Término	**Grado**
Residual	Suelo Residual	VI
	Completamente Meteorizado	VI
	Altamente Meteorizado	IV
Semi-Residual	Moderadamente Meteorizado	III
	Levemente Meteorizado	II
	Roca Fresca	I

2.4.2. Clasificación según la influencia mineralógica

Las características específicas de los suelos residuales que los distinguen de los suelos sedimentarios pueden generalmente ser atribuidas a la presencia de arcillas inusuales o estructuras particulares afectadas, como la presencia de un suelo intacto y parcialmente meteorizados, planos de debilidad y cementantes entre partículas. Estas influencias pueden ser agrupadas según su composición y estructura:

Grupo A: Suelos sin fuerte influencia mineralógica (Wesley, 2010)

Estos suelos son de naturaleza gruesa, y cuentan con una pequeña fracción de arcillas, y rara vez sus propiedades están influenciadas por estas. Este grupo se subdivide en: i) suelos con influencia de la macroestructura, es decir, discontinuidades, capas, fisuras, poros, presencia de materiales no meteorizados o parcialmente meteorizados y estructuras heredadas. También se encuentra el grupo ii) que corresponde a suelos sin macroestructura, siendo las más importante, la unión entre partículas o cementación. La sensitividad es una buena medida de la pérdida de cementación. Finalmente, el subgrupo iii) que corresponde a suelos que no están influenciados por la macroestructura ni microestructura.

Grupo B: Suelos con fuerte influencia mineralógica de arcillas convencionales comúnmente encontradas en suelos sedimentarios (Wesley, 2010)

En este grupo se encuentran suelos influenciados por arcillas del mismo tipo que las encontradas en suelos sedimentarios; los miembros más significativos de este grupo corresponden a los *vertisoles* (según la clasificación FAO), arcillas negras (*Black Cotton Soils*), y en general tierras negras que se caracterizan por su capacidad de expansión y contracción, alta compresibilidad y baja resistencia; propiedades que están estrechamente ligadas a su mineralogía, como la montmorillonita, o materiales similares al grupo de las esmectitas.

Grupo C: Suelos con fuerte infuencia mineralógica de arcillas especiales no presentes en suelos sedimentarios (Wesley, 2010)

Los minerales más importantes corresponden a las arcillas silíceas como: *i*) Halloysita, *ii*) Allofanita , y *iii*) minerales asociados a la presencia de sesquióxidos. En cuanto al subgrupo *i*, la influencia principal de la halloysita es que aparenta tener buenas propiedades ingenieriles, a pesar de su alto contenido de arcillas y pequeños tamaños de partículas, y alto contenido de agua natural, debido a su composición mineralógica o, en algunos casos, a la cementación. Las propiedades del subgrupo *ii* son dramáticas y difíciles de entender, se encuentran rangos de humedad entre 80% y 250%, pero siguen funcionando perfectamente como materiales para ingeniería; sus propiedades son frecuentemente muy superiores a los suelos del subgrupo *i*. Finalmente el subgrupo *iii*; el papel principal de los sesquióxidos es el de cementar y unir los minerales que constituyen el suelo.

Existe una tendencia a creer que el diseño geotécnico se encuentra basado sólo en un análisis cuantitativo. Con la tecnología y el desarrollo de modelos numéricos, esta creencia se incremente, dejando de lado aspectos no analíticos del diseño como la observación, antecedentes históricos, experiencia y juicio, que son parte esencial de todo diseño geotécnico (Wesley, 2010).

La importancia de los componentes analíticos y no analíticos varía dependiendo del problema que se esté trabajando. Por ejemplo, para la determinación de la capacidad de soporte de una fundación sobre una capa de arcilla homogénea, el componente analítico puede ser el componente principal para el establecimiento de un diseño. Al contrario, para un análisis de estabilidad de taludes, la contribución del componente analítico es más baja en comparación con la observación de la pendiente y evaluación geológica.

Enfocándonos en los principios generales de estabilidad de taludes, estos se aplican de igual modo tanto a suelos sedimentarios como a suelos residuales; sin embargo, hay ciertos aspectos del comportamiento de la pendiente que son propias de suelos residuales (Wesley, 2010):

a) Las pendientes en suelos residuales generalmente se mantienen estables en un ángulo mucho mas pronunciado que suelos sedimentarios; siendo frecuentes taludes

con ángulos mayores a 45°. Los cortes con arcillas de cenizas volcánicas a menudo de 10 m de altura, y con 60° de inclinacion, no tienen peligro de deslizamiento.

b) Las fallas en suelos residuales, especialmente cuando son pendientes empinadas, es poco probable que sean fallas circulares profundas, son mas bien fallas poco profundas, ligeramente curvadas o casi planar. Sin embargo, el volumen de material puede ser muy grande.

c) El valor de la cohesión por lo general juega un importante papel en el mantenimiento de la estabilidad, debido a la forma de enlaces entre partículas.

d) Las resistencia residual es generalmente mas cercana al máximo que la mayoría de los suelos

e) La estabilidad de muchos taludes en suelos residuales depende de la contribución a la resistencia al corte derivados de la zona de presiones de poro negativa por encima del nivel freático debido a la succión presente en estos suelos.

f) La presencia de discontinuidades en suelos residuales, puede ser el factor que rige el comportamiento de estabilidad de taludes.

g) La medida en que la estabilidad de taludes en suelos residuales son evaluados por los métodos analíticos es muy limitada, debido a las incertidumbres en parámetros resistentes y en las condiciones de infiltración.

h) Los deslizamientos de tierra en zonas de suelos residuales, generalmente son provocados por las fuertes lluvias, y son el resultado del aumento temporal de las presiones de poro en el talud.

i) Los grandes terremotos también pueden ser detonantes de deslizamientos.

j) La causa real de un gran número de deslizamientos en suelos residuales es la intervención humana. Los cortes en laderas, la interferencia con el drenaje natural, los patrones de infiltración y la deforestación son los factores que conducen a la reducción de la estabilidad y, posiblemente a las fallas, especialmente en zonas urbanas.

2.5. Maicillo

Las rocas graníticas, principalmente las de grano grueso y colores claros, son duras y densas cuando están fresas y prácticamente impermeables; por lo que pueden considerarse como acuifugo (Espinoza, 2004) . En Chile estas rocas cubren amplias extensiones de la Cordillera de la Costa (Batolito Costero) y la Cordillera de los Andes.

El Batolito Costero es una gran masa de roca intrusiva de edad Paleozoico Superior (Hervé *et al.*, 1987) que se ha formado en paralelo a la zona de subducción, a partir del enfriamiento del magma a kilómetros de profundidad, y que se emplaza a lo largo

de la cordillera de la costa desde Valparaíso hasta la Cordillera de Nahuelbuta en el sur (Hervé *et al.*, 1987). Estas grandes masas de magma han quedado expuestas a la superficie producto del levantamiento continental y posterior erosión de los mantos rocosos metamórficos y sedimentarios que la sobreyacían.

En Chile sistemas de fallas normales e inversas cuya actividad configura la tectónica de la zona permitiendo la circulación de aguas, y aumentando la tasa de meteorización y erosión del batolito, haciendo que las granodioritas y tonalitas se expongan a un fuerte proceso de meteorización física y química aflojando las uniones entre cristales de cuarzo, micas, feldespatos ferromagnesianos y ortoclasas; originando materiales de textura arenosa denominado localmente como *maicillo* (Rodríguez, 2015; Toro, 2007). Los sistemas de diaclasas propios de la roca madre también influyen en la meteorización.

En la actualidad, la exposición al clima de roca residual y roca fresca ha aumentado debido a la acción antropica, si bien es un proceso lento, los cortes de caminos, carreteras y enrocados, generan una inestabilidad en el talud debido a que aumenta el area de impacto del viento y precipitaciones en el material, área de absorción de agua. Si bien sus efectos en profundidad no se evidenciarán hasta en miles de años, los efectos en el material más superficial provocarán deslizamientos más fácilmente.

Por lo tanto, el maicillo es generado por la meteorización, creciente en profundidad, de la roca madre; y se clasifica como arena arcillosa en superficie, para convertirse en arena limosa en profundidad. Al ser un tipo de suelo residual, puede mantener planos de clivaje o diaclasas de la roca granitica que le dió origen, los que en ocasiones se encuentran arcillizados, construyendo planos de debilidad. Además, Villalobos (2014) acota que el maicillo es un material difícil de analizar mecánicamente, debido a lo complejo de su composición.Sin embargo, no es posible establecer si su respuesta mecánica corresponde a una roca o a un suelo.

En la Región del Bíobio, el batolito Paleozoico (Galli, 1967), de edad Ordovícico - Pérmico (Ruíz *et al.*, 1965), se distribuye en la Cordillera de la Costa, aflorando en la ciudad de Concepción. Las rocas del Batolito Costero corresponden a granodioritas y tonalitas de biotita y hornblenda, y en menor proporción por dioritas y granitos (Parada, 1990). Estas intruyen rocas metamorficas, e infrayacen en discordancia de erosión a las rocas sedimentarias más jovenes, aflorando en los cerros islas existentes en Concepción (Quezada, 1996).

Estas rocas graníticas se encuentran en varios estados de meteorización, generando un material de descomposición, compuesto principalmente por cuarzo, mica y feldespatos alterados. Es importante aclarar que el proceso de meteorización ocurre de manera diferenciada en la roca, y no de forma homogénea, por lo cual, dentro de la composición del maicillo, también existen minerales que no se encuentran meteorizados.

La meteorización de estas rocas les proporciona un caracteristico color amarillento, y el manto de alteración más profundo observado entre Concepción y Chiguayante es de

aproximadamente 100 m, correspondiente a la zona de Lonco (Flandes, 2017; Quezada, 1996). Por lo tanto, durante una exploración geotécnica siempre se debe realizar al menos un sondaje, debido a que el manto de alteración de las rocas graníticas es muy variable.

Creixell (2001) caracterizó petrográfica y geotermobarométricaente las rocas intrusivas de la Cordillera de la Costa. La Tabla 2.3 presenta la composición general de las rocas del Batolito Costero estudiadas por Creixell (2001).

Tabla 2.3: Composición general de las rocas graníticas del Batolito de la Costa (Modificado de Creixell (2001))

	Qz	**Plg**	**Hbl***	**Bt**	**Mv**
	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
SiO2	99 - 100	47 - 60	40 - 46	33 - 36	42 - 46
TiO2	-	0 - 0.03	0.3 - 1.5	3 - 3.5	0.01 - 0.8
Al2O3	0 - 1	23 - 34	0.28 - 1.5	15 - 19.5	32 - 36
FeO	0 - 1	0 - 0.3	17.3 - 22	19.5 - 25	1 - 3
MnO	-	5 - 17	0.3 - 0.5	0.08 - 0.3	0 - 0.1
MgO	-	-	7 - 12	3 - 10	0.5 - 1.3
CaO	-	-	10.5 - 11.5	0 - 0.1	0 - 0.15
Na2O	-	2 - 8	1 - 1.3	0.08 - 0.16	0.1 - 0.4
K2O	-	0 - 0.4	0.3 - 1.4	9.2 - 9.7	9.3 - 10.7
F	-	-	-	0.1 - 0.34	0.03 - 1.6

*** Presente sólo en Santa Juana y Cordillera de Nahuelbuta**

Qz: Cuarzo; Plg: Plagioclasa; Hbl: Horblenda; Bt: Biotita; Mv: Moscovita

2.6. Minerales del perfil de meteorización de granitoides

Las rocas ígneas o metamórficas son químicamente inestables en la superficie debido a que se forman en condiciones de presión y temperaturas distintas a esta, sufriendo intensa meteorización química y cambios mineralógicos. La exposición de rocas graníticas da lugar a fracturas de descompresión que permiten la meteorización química, produciéndose la alteración de los minerales de la matriz rocosa, feldespatos y micas a minerales arcillosos, mientras que el cuarzo permanece como una arena. Las discontinuidades son zonas preferenciales de alteración, y entre ellas los bloques de matriz se meteorizan esféricamente, quedando la parte central inalterada. En general, la mayoría de los silicatos se meteorizan a minerales arcillosos. Bajo determinadas condiciones ambientales, como climas tropicales o húmedos, se descomponen en óxidos e hidróxidos de aluminio y hierro (Toro, 2007).

La formación y evolución de los perfiles de meteorización de granitos está ligada a la migración de elementos químicos. Generalmente el orden de migración de los principales elementos formadores de roca es: $Cl, S \rightarrow Ca \rightarrow Na \rightarrow Mg \rightarrow K \rightarrow Si \rightarrow Fe, Al$ (Huang *et al.*, 1996). Los minerales primarios son cuarzo, feldespato, mica y hornblenda, sueltos

como granos. Los minerales secundarios son formados desde los minerales primarios por meteorización química.

La Figura 2.3 muestra el patrón de transformación de minerales primarios en rocas graníticas, en la cual se observa que para suelos residuales y completamente meteorizados (ambos según la clasificación cualitava de suelos residuales), el producto final de la meteorización, corresponde suelos con concentraciones de Caolinita y Gibsita; minerales que han sido corroborados mediante difracción de rayos X por Rodríguez (2015) y Sanhueza *et al.* (2017). A estas mismas conclusiones llegaron Begonha & Sequeira (2002), en granito meteorizado de Oporto, Portugal; y Rahardjo *et al.* (2012) en sus resultados en el granito de Bukit Timah, en Singapur.

La presencia de estos minerales en los suelos residuales graníticos se refleja en las propiedades plásticas observadas mediante ensayos de límites de consistencia, ya que los minerales mencionados tienen baja actividad al interactuar con el agua, resultando en ondices de plasticidad bajos a casi nulos. Los perfiles de meteorización de granitos se encuentran en condiciones parcialmente saturadas, por lo que si aumenta su contenido de agua, la resistencia al corte puede depender sólo del tipo de arcilla que presente el suelo. Si la caolinita es el mineral predominante, el efecto de la humedad suele no ser importante. Sin embargo, si es halloysita o montmorillonita, al econtrarse en estado húmedo, el suelo puede decrecer fuertemente la resistencia al corte (Wesley, 2011).

Irfan & Dearman (1978) también mencionan que los perfiles de meteorización de suelos graníticos también pueden contener sobre 5% de goethita, gibsita y hematita; conocidos como sesquióxidos de hierro y aluminio. Estos elementos influyen fuertemente en las propiedades físicas e ingenieriles de los perfiles de meteorización, ya que reducen la habilidad de los minerales de arcilla para absorber agua y cementar físicamente los granos adyacentes, pero se debe tener presente que las concentraciones de minerales de hierro y aluminio son variables pues los procesos asociados a su formación dependen principalmente de las condiciones meteorizantes de cada sector.

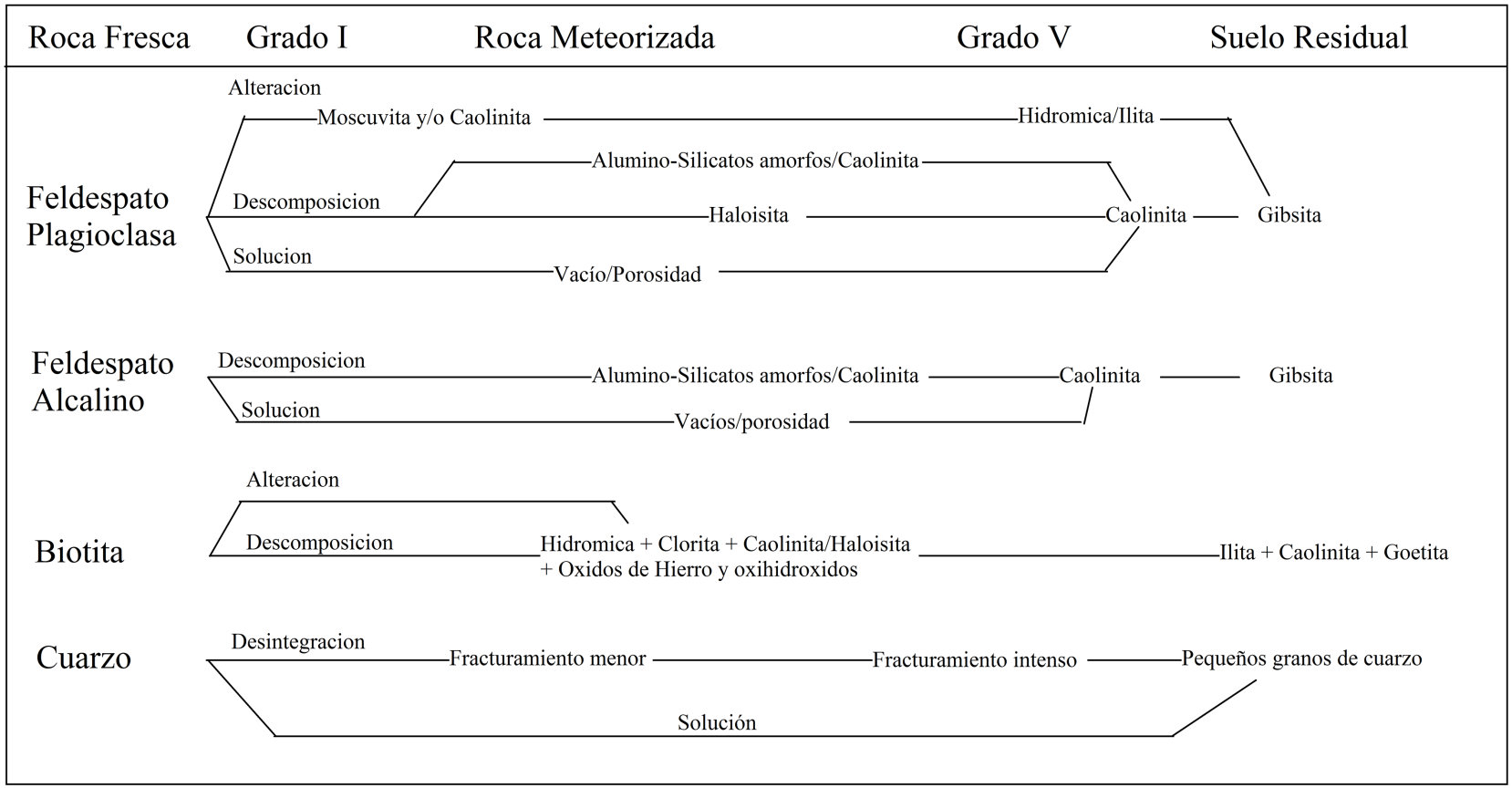


Figura 2.3: Patrón de transformación de minerales primarios en ambientes de meteorización química (Modificado de Irfan (1996))

Capítulo 3

Riesgo e Incertidumbre

3.1. Riesgo

El concepto de riesgo posee un amplio espectro de significados y valores que difieren mucho en el tiempo y espacio. En ingeniería civil, el sentido comun asocia la palabra *riesgo* con *accidentes*, o al menos una situación *seriamente fuera de control*. En geotecnia, los riesgos son tan variados como las condiciones geológicas y los tipos de construcción. Ningún proyecto de construcción esta libre de riesgos; este se puede gestionar, minimizar, compartir, transferir o aceptar. No puede ser ignorado (Lee & Jones, 2004).

Estrictamente hablando, el riesgo geotécnico es la combinación de la posibilidad o probabilidad de que ocurra un evento y las consecuencias de ese evento (Clayton, 2001). Así, por ejemplo, un riesgo alto podría ser el resultado de una alta probabilidad de que algo ocurra, como la probabilidad de que ocurra un deslizamiento, con una consecuencia media, generalmente en términos de costo. El riesgo geotécnico tambien se puede entender en términos del peligro geotécnico, que corresponde al factor o proceso que podría tener la capacidad de generar un daño o problema, directamente o afectando bienes (Clayton, 2001; Lee & Jones, 2004).

La problemática del riesgo radica en que las predicciones probabilísticas no son perfectas, siempre existe la posibilidad de una falla o de un desempeño insatisfactorio (Wu, 2007). Actualmente, las estructuras son diseñadas para que el riesgo de falla sea aceptablemente pequeño. Las componentes principales de diseño geotécnico provienen del *método observacional* descrito sucintamente por Casagrande (1965) y Peck (1969), quienes proponen que la decisión de un diseño se encuentre sobre un apropiado margen de seguridad, considerando futuras pérdidas por falla de la estructura; y tomando en cuenta toda la información que sea posible de asegurar, de modo que se reduzcan los vacíos por falta de conocimiento de las propiedades del terreno Wu (2007). Estos principios se pueden combinar mediante la teória de confiabilidad, logrando obtener, matemáticamente el riesgo en función del costo:

$$R = E[C] = P_f \cdot C_f + C_i \tag{3.1}$$

Donde:

R corresponde al riesgo,

$E[H]$ corresponde al valor del costo esperado, el cual servirá como base para la toma de decisiones,

P_f es la probabilidad de falla del peligro evaluado

C_f corresponde al costo asociado a la posible falla

C_i corresponde al costo inicial de construcción de la estructura.

3.2. Incertidumbre

El suelo presenta una amplia variabilidad espacial en sus propiedades según su formación. La mayor parte de las incertidumbres se encuentra en la inherente variabilidad, errores de medición y la utilización de modelos (Phoon & Kulhawy, 1999). Para tomar en cuenta dicha variabilidad, las aproximaciones convencionales utilizan parámetros representativos del suelo, basados en experiencia practica y, a veces, en valoración personal.

Las evaluaciones cuantitativas para la modelación de las incertidumbres del suelo requiere el uso de la estadística, así como el uso de modelos probabilístico en base a datos obtenidos en laboratorio o mediciones *in situ*. El uso de las probabilidades es útil cuando el comportamiento observado de un parametro variable se encuentra disponible; cualquier variabilidad cuantitativa en geotecnia se basa en conjuntos de datos medidos, que a menudo son límitados en tamaño, y por lo tanto, se debe hacer referencia a las estadísticas de la muestra (Srivastava & Sivakumar, 2009).

Los modelos matemáticos pueden ser incompletos por varias razones (Davis & Blockley, 1996; Hidalgo & Pacheco, 2011a; Phoon & Kulhawy, 1999):

- Factores que han sido ignorados por elección, así como sus efectos son considerados para ser poco importantes;
- Factores ignorados a causa de falta de recursos, aquellos que sus efectos no son demasiado complejos de modelar debido al tiempo disponible, o los datos requeridos son demasiado costosos y difíciles de colectar;
- Factores que no se pueden prever, inclusive los fenómenos que eran previamente desconocidos.

En cuanto a los factores y analisis involucrados en la Ingeniería Geotécnica, las principales incertidumbres son Phoon & Kulhawy (1999); Wu (2007):

- **Incertidumbre Física o variabilidad natural:**
  Corresponde a la incertidumbre asociada a la variabilidad propia de los procesos

naturales, manifestandose en la variacion temporal, para el caso de fenómenos que ocurren en un sólo lugar, o variación espacial, para fenómenos que ocurren en diferentes lugares al mismo tiempo. También es posible que ocurran ambas variaciones simultáneamente.

- **Incertidumbre Epistémica o estadística:**
  Esta incertidumbre se relaciona con la cantidad de datos disponibles para el análisis y aumenta cuando la información es menor. Mediante el uso de funciones de probabilidad, es posible incorporar estas incertidumbres en función de los parámetros recoilados. Sin embargo, esto influye en el modelo estadistico utilizado proveniente de la bondad de ajuste, por lo que una mala elección implicaría en un resultado erróneo de probabilidad de falla, sobreestimando o subestimando la probabilidad de falla real, así como los costos asociados.

3.2.1. Incertidumbre en los parámetros del suelo

La variabilidad de las propiedades del suelo es una importante contribuyente a la incertidumbre en los análisis de ingeniería geotécnica. Resultados de ensayos de laboratorio en suelos indican que la mayoría de sus propiedades pueden ser consideradas como variables aleatorias continuas que se ajustan a las funciones de distribución normal, log-normal y gamma.

Las propiedades *in situ* del suelo pueden variar tanto vertical como horizontalmente debido, principalmente, a las siguientes razones (Phoon & Kulhawy, 1999; Wu, 2007):

- Ambiente de deposición: Suelos de grano fino suelen depositarse en ambientes de baja energía, y por tanto, tienden a ser más uniformes que los suelos de grano grueso, que suelen ser depositados en ambientes de alta energía.
- Grado de meteorización: Para el caso de suelos residuales, estos son fuertemente influenciados por el intemperismo, un factor que afecta principalmente la superficie del terreno, y disminuye con la profundaidad, produciendo perfiles con efectos variables de meteorización.
- Entorno físico: Corresponde a las incertidumbre que vienen condicionadas por el entorno físico, los cuales generan cambios en la distribucion de esfuerzos que se pueden producir localmente durante la vida de un determinado suelo. Sus efectos pueden adicionar una incertidumbre en las propiedades medidas del suelo.

En el caso de suelos residuales, el grado de meteorización y las características físicas son los principales factores que influyen en la variabilidad del suelo. Debido a que la meteorización no ocurre homogéneamente en todo el material, un mismo material puede generar una amplia variacion en sus propiedades a cortas distancias; por otro lado, las estructuras relictas heredadas que presentan los suelos residuales, provocan una alteracion de la distribución de tensiones, contribuyendo a la variabilidad de este tipo de suelos.

3.3. Riesgo Geotécnico y Consecuencias

Toda construcción, y en partícular los componentes geotécnicos relacionados con estas, implican riesgos debido a las condiciones inciertas del terreno. Por muy detallada que sea una investigación del terreno, siempre existe una incertidumbre asociada, que al final de cada proyecto, se traduce en un costo para la empresa.Whithman (1984) entrega una indicación de riesgo aceptable; como se muestra en la Figura 3.1. En esta Figura se muestra el riesgo en términos de la consecuencia de falla, en términos de vidas y costos; y la probabilidad de falla anual.

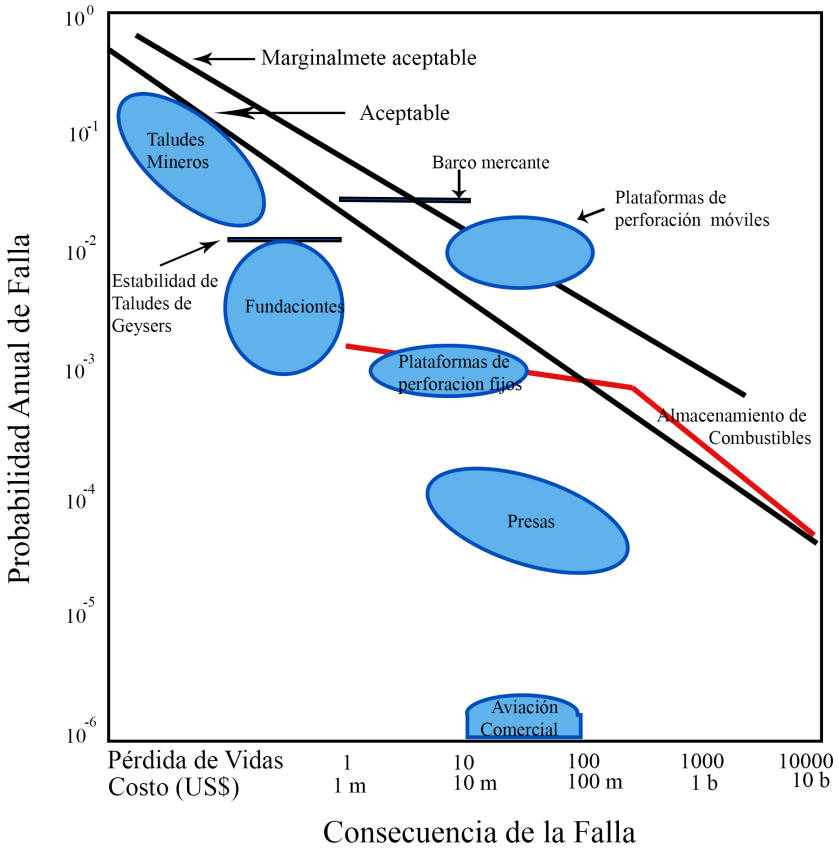


Figura 3.1: Curva de frecuencia - costo (Whithman, 1984)

Diversos países han utilizado aproximaciones entre la probabilidad de falla anual y sus consecuencias en términos de costo y/o fatalidades, conocidas como curvas de fatalidad - frecuencia, o curvas F-N (Figura 3.1). Reino Unido, Hong Kong y Holanda adoptaron modificaciones de esta curva para la planificación, construcción y evaluación de la seguridad de las estructuras de Ingeniería Civil (Baecher & Christian, 2003).

La desventaja de las curvas F - N se logra apreciar a simple vista. Es posible, a nivel de empresa o global, establecer el riesgo de una obra ingenieril en función de la probabilidad de falla anual. Sin embargo, esto no dilucida el verdadero riesgo existente,

pues la variabilidad del terreno sólo se encuentra implícitamente dentro de estas curvas. Desafortunadamente, no existe un marco legal que regule las decisiones en base a la probabilidad de falla o confiabilidad; quedando a criterio de cada empresa la desición de utilizar estas metodologías.

3.3.1. Riesgo en términos de costo

Littlejohn *et al.* (1994) menciona que para una mejor representación del terreno se debe tener en cuenta la incertidumbre y riesgo asociados al sitio y el proyecto. Un enfoque basado en la probabilidad de falla y el riesgo mejoraría sustancialmente las aplicaciones geotécnicas. Como se mencionó anteriormente, cuantificar el riesgo en términos del costo total del proyecto permite realizar la toma de decisiones considerando todas las posibilidades.

Resultados obtenidos por Goldsworthy *et al.* (2007), evaluando los costos de construcción considerando la variabilidad de las propiedades del suelo, representadas por la cantidad de muestras extraídas indican que los costos de construcción y remediación de fallas disminuye mientras más información se considere durante el diseño. Además, también esposible evaluar los costos en función de las herramientas utilizadas. La Figura 3.2 muestra la variación del costo total del proyecto evaluado por Goldsworthy *et al.* (2007) con diferentes tecnicas de exploración; como se observa en esta Figura, mientras más precisa sea la herramienta utilizada, el costo aminorizara. En ella se muestra que la exploración SPT posee un mayor costo en comparacion a otras técnicas como el CPT. Esto se debe a la alta incertidumbre asociada con el ensayo SPT. En este punto es importante considerar que las incertidumbres relacionadas con el SPT no forman parte de las incertidumbres asociadas a la variabilidad natural del terreno, lo que puede aumentar el error y sesgo de los resultados.

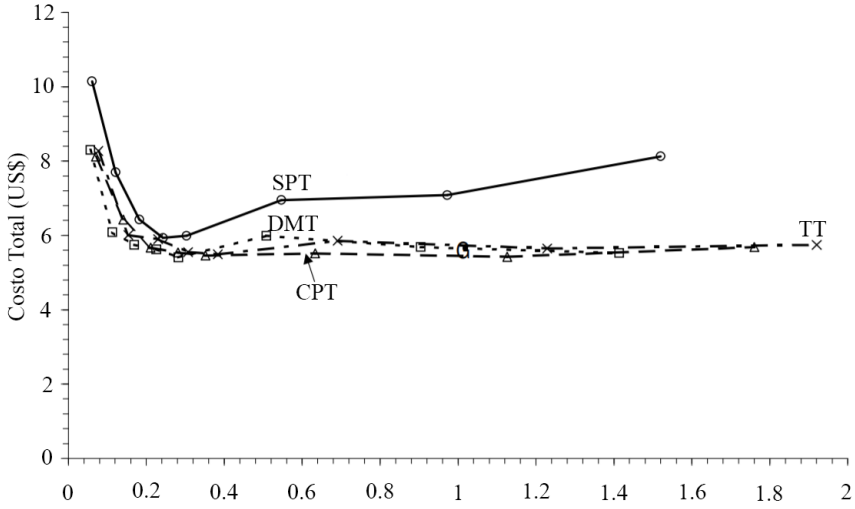


Figura 3.2: Relación entre el tipo de ensayo y el costo total del proyecto (Goldsworthy *et al.*, 2007)

Otra metodología para incorporar el costo en una evaluación de riesgos, es asociarlos

directamente con el factor de seguridad de la estructura geotécnica diseñada. Whithman (1984) representa la relación entre el costo y el factor de seguridad obtenido para un terraplén, mediante metodologías probabilísticas (Figura 3.3. En la Figura se observa el costo inicual del proyecto, (C_d, asociado al diseño del terraplén; y C_c corresponde al costo de relleno para la estabilización en caso de falla.

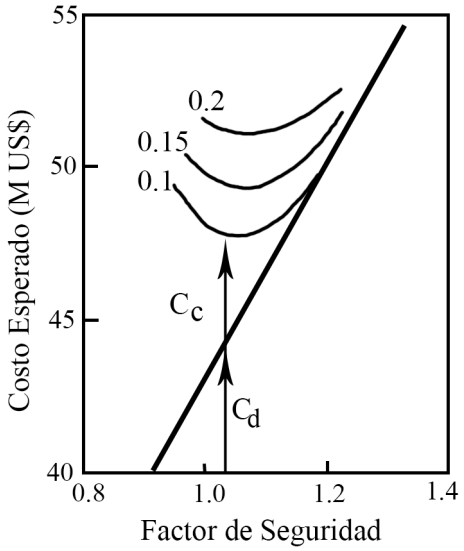


Figura 3.3: Relación entre el factor de seguridad probabilístico y costos de un proyecto de terraplen (Whithman, 1984)

A diferencia de las curvas F - N, las curvas de relación costo - probabilidad de falla, o costo - factor de seguridad, permiten optimizar la toma de deciciones en la evaluación del riesgo geotécnico. La versatilidad de estas herramientas permite extrapolar las metodologías a la estabilidad de taludes, diseño de fundaciones, tuneles y represas; sin embargo, la carencia de un marco regulatorio impide el avance en términos de nuevas técnicas para la evaluación del riesgo.

Capítulo 4

Teoría de Probabilidad

4.1. Probabilidades de eventos

La probabilidad considera el problema de un evento que origina varios resultados. A la lista de resultados posibles y mutuamente excluyentes de un experimento se le conoce como espacio muestral. Se considera un evento como cualquier subconjunto del espacio muestral (Montoya, 1996). La probabilidad de que ocurra un evento A, se denota como $P(A)$, y debe satisfacer las siguientes condiciones (Fenton & Griffiths, 2007):

$$0 < P(A) < 1 \tag{4.1}$$

$$P(\phi) = 0 \tag{4.2}$$

$$P(S) = 1 \tag{4.3}$$

Donde:

ϕ corresponde a un espacio muestral vacío.

S corresponde a un espacio muestral cualquiera.

La probabilidad de que ocurra un evento A corresponde al cociente entre la cantidad de veces que puede ocurrir dicho evento entre el numero total de eventos que podría ocurrir:

$$P(A) = \frac{m}{n} \tag{4.4}$$

Donde:

$P(A)$ es la probabilidad de ocurrencia del evento A.

m es la cantidad de veces que puede ocurrir el evento A.

n es la cantidad total de eventos que podrían ocurrir.

4.2. Reglas de Adición

Para determinar la probabilidad de que ocurra un evento, antes es necesario determinar el tipo de evento del que se trata, buscando relacionar su dependencia o independencia de otros eventos que se encuentran contenidos dentro del mismo espacio muestral.

Para ciertos experimentos estadísticos, es necesario definir dos eventos, A y B, de modo que no puedan ocurrir de forma simultánea. De este modo, se dice que dos eventos son mutuamente excluyentes si no comparten elementos entre sí, por lo tanto, la probabilidad de que ocurra el evento A no depende de la probabilidad de que ocurra el evento B (Fenton & Griffiths, 2007).

Si $A_1, A_2, A_3, \cdots$ es una sucesión de eventos mutuamente excluyentes, $A_i \cap A_j = \phi$ para todo i distinto de j, se tiene que:

$$P(\cup A_i) = \sum_i P(A_i) \tag{4.5}$$

Con esto, para dos eventos A y B mutuamente excluyentes, la probabilidad de A y B es igual a la suma individual de cada una de las probabilidades:

$$P(A \cup B) = P(A) + P(B) \tag{4.6}$$

La probabilidad de que ocurran dos eventos A y B, cuando son mutuamente excluyentes, se calcula como el producto de la probabilidad de que ocurra A y la probabilidad de que ocurra B:

$$P(A \cap B) = P(A) \cdot P(B) \tag{4.7}$$

Por el contrario, cuando dos eventos no son mutuamente excluyentes, comparten elementos entre sí, la probabilidad deque ocurra A o la probabilidad de que ocurra B viene dada por:

$$P(A \cup B) = P(A) + P(B) - P(A \cap B) \tag{4.8}$$

Cuando dos eventos, A yB, son dependientes entre sí, la probabilidad de que ocurra el evento A depende de que ocurra el evento B y de la probabilidad de que ocurran simultáneamente A y B. A esto también se le conoce como probabilidad condicional (Fenton & Griffiths, 2007). Así, la probabilidad de que ocurra A dado que ocurrió el evento B es:

$$P(A \mid B) = \frac{P(A \cap B)}{P(B)} \tag{4.9}$$

Donde:

$P(A \mid B)$ es la probabilidad de que ocurra A dado que ocurrió B;

$P(A \cap B)$ es la probabilidad de que ocurra A y B; y $P(B)$ es la probabilidad de que ocurra B.

4.3. Variables Aleatorias

Una variable aleatoria es una función que se asocia a un número real con cada elemento del espacio muestral (Walpole *et al.*, 2007). Considerando un espacio muestral S, en el cual se encuentran los resultados $s_1, s_2, \cdots$; si X es una función que asigna un valor numérico $X(s)$ a cada resultado s del espacio muestral S, entonces X es una variable aleatoria (Fenton & Griffiths, 2007).

Existen dos tipos de variables aleatorias, discretas y continuas. Cuando el espacio muestral tiene un número finito de posibilidades, o una serie de elementos con números naturales, se le denomina espacio muestral discreto, por lo tanto, una variable aleatoria de este espacio se le denomina variable aleatoria discreta. Si el espacio muestral posee una cantidad infinita de posibilidades, se le denomina espacio muestral continuo, y a su vez, la variable de este espacio se le denomina variable aleatoria continua (Montoya, 1996). Generalmente, las variables aleatorias continuas corresponden a datos de mediciones como, por ejemplo, temperatura, longitud, velocidad, resistencia, etc; mientras que las variables aleatorias discretas corresponden a datos obtenidos mediante conteo.

4.4. Distribuciones de Probabilidad Discretas

Una variable aleatoria discreta es aquella que sólo toma valores discretos $x_1, x_2, \cdots, x_n$, es decir, tiene un número contable de resultados (Ching & Phoon, 2015; Fenton & Griffiths, 2007). Además, como se mencionó anteriormente, contable se refiere a que pueden ser enumerados; de modo que puede existir una cantidad infinita de ellos, pero siempre con números enteros.

El conjunto de probabilidades correspondientes a cada valor de X, se le conoce como una función de probabilidad. El conjunto de pares ordenados $(x_i, f(x_i))$ forman una función de probabilidad para la variable aleatoria discreta X, si para cada resultado posible x, se cumple que (Fenton & Griffiths, 2007):

$$0 \leq f(x) \leq 1 \tag{4.10}$$

$$\sum f(x) = 1 \tag{4.11}$$

$$P(X = x) = f(x) \tag{4.12}$$

A veces se debe calcular la probabilidad de que el valor observado de una variable aleatoria X sea menor o igual a un valor x. Se define $F(x)$ como una función de la distribución acumulada de la variable aleatoria X (Montoya, 1996).

La distribución acumulada $F(x)$ de una variable aleatoria discreta X con distribución de probabilidad $f(x)$ es, para $-\infty < x < \infty$:

$$F(x) = P(X \leq x) = \sum f(x) \tag{4.13}$$

4.5. Distribuciones de Probabilidad Continuas

Una variable aleatoria continua puede tomar un número infinito de resultados posibles, generalmente, X toma valores reales. Una variable aleatoria continua tiene nula probabilidad de tomar un valor exacto de sus posibles valores, en consecuencia, su distribución de probabilidad no se puede dar de forma tabular, teniendo un intervalo de valores en lugar de un valor puntual de la variable aleatoria (Ching & Phoon, 2015). Por ello se define una variable aleatoria X como continua si se puede tomar el número infinito de valores asociados con intervalos de números reales si existe una función $f(x)$, llamada función de densidad de probabilidad, si para cada resultado posible de x se cumple (Fenton & Griffiths, 2007):

Para $-\infty \leq x \leq \infty$:

$$0 \leq f(x) \leq \infty \tag{4.14}$$

$$\int_{-\infty}^{\infty} f(x)dx = 1 \tag{4.15}$$

$$P(a \leq X \leq b) = \int_{a}^{b} f(x)dx \tag{4.16}$$

Para una variable aleatoria continua X con cualquier valor específico, la probabilidad de esta es igual a cero:

$$P(X = a) = \int_{a}^{b} f(x)dx = 0 \tag{4.17}$$

La función de distribución acumulada, $F(x)$, de una variable aleatoria continua X con función densidad $f(x)$ es, para $-\infty \leq x \leq \infty$:

$$F(x) = P(X \leq x) = \int_{-\infty}^{\infty} f(x)dx \tag{4.18}$$

4.6. Esperanza Matemática, Medidas de Tendencia Central y Medidas de Dispersión

Los parámetros más importantes en una distribución corresponden a la tendencia central y la variabilidad, debido a que transmiten información sobre las propiedades de la variable aleatoria, siendo las más comunes la media y la varianza.

Para cuantificar la relación entre dos variables se utiliza la covarianza, la cual depende de las unidades de las variables aleatorias implicadas y sus variabilidades individuales. Otra medida más intuitiva de la relación entre variables corresponde al coeficiente de correlación, que es adimensional y limitado (Ching & Phoon, 2015).

4.6.1. Esperanza

Sea X una variable aleatoria con distribución de probabilidad $f(x)$. La esperanza o valor esperado X se calcula como:

$$E(X) = \sum x \cdot f(x) \tag{4.19}$$

$$E(X) = \int_{-\infty}^{\infty} x \cdot f(x) dx \tag{4.20}$$

Para variables discretas y continuas respectivamente.

4.6.2. Media

La media de X da un valor que es representativo o promedio de los valores de X, por esta razón se le denomina como medida de tendencia central, se calcula como:

$$\bar{x} = \sum \frac{(x_1, x_2, x_3, \cdots, x_n)}{n} \tag{4.21}$$

Donde:

$\bar{x}$ es la media;

X_n es el valor de x;

n es el numero de datos;

También se puede denotar con la letra μ

4.6.3. Varianza

La varianza es una medida de dispersión de los datos alrededor del valor medio de la distribución. Sea X una variable aleatoria con distribución de probabilidad $f(x)$ y media μ, la varianza se calcula como:

$$var[X] = E[(X - \mu)^2] = \sum_{\infty} (x - \mu)^2 \cdot f(x) \tag{4.22}$$

$$var[X] = E[(X - \mu)^2] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu)^2 \cdot f(x) dx \tag{4.23}$$

Para variable aleatoria discretas y continuas respectivamente. La raíz cuadrada de la varianza se conoce como desviación estándar:

$$SD = \sqrt[2]{var[X]} \tag{4.24}$$

Donde:

SD es la desvíacion estandar;

$var[X]$ es la varianza de X;

4.6.4. Desviación Estándar

La desviación estándar, σ, de un conjunto de datos N, representa la desviación de cada uno de los números x_i con respecto a la media, y corresponde a la raíz cuadrada de la varianza, se define como:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{N}(x_j - \mu)^2}{N}} \tag{4.25}$$

Esta medida corresponde a la media cuadrática de las desviaciones en relación con la media; también es conocida como desviación de la media cuadrática.

4.6.5. Coeficiente de Variación

La relación entre la desviación estándar, σ, como medida de dispersión, y la media μ, como medida de centralización, permite evaluar el grado de dispersión que existe en una muestra. A esta relación se le llama coeficiente de variación CoV y se calcula como:

$$CoV_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \tag{4.26}$$

4.6.6. Covarianza

Cuando dos variables aleatorias X e Y se encuentran correlacionadas entre sí, de modo que su probabilidad de ocurrencia de un evento depende de ambas variables, la covarianza entre X e Y se define como:

$$Cov[X,Y] = E[(X - \mu_x) \cdot (Y - \mu_y)] \tag{4.27}$$

$$Cov[X,Y] = \sum_x \sum_y (x - \mu_x) \cdot (y - \mu_y) \cdot f_X Y(x,y) \tag{4.28}$$

$$Cov[X,Y] = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_x) \cdot (y - \mu_y) \cdot f_X Y(x,y) dx dy \tag{4.29}$$

Para variables aleatorias discretas y continuas respectivamente.

La covarianza también puede expresarse en términos de la esperanza:

$$Cov[X,Y] = E[XY] - E[X]E[Y] = E[XY] - \mu_X \cdot \mu_Y \tag{4.30}$$

4.6.7. Coeficiente de Correlación

Aunque la covarianza entre dos variables aleatorias brinda información respecto a la naturaleza de la relación, la magnitud de $Cov[X,Y]$ no indica nada con respecto a la fuerza de la relación, ya que $Cov[X,Y]$ depende de la escala. Su magnitud es función de las unidades en que se miden X e Y. A la versión de la covarianza libre de la escala se le denomina coeficiente de correlación (Ching & Phoon, 2015).

Sean X e Y variables aleatorias con covarianza $Cov[X,Y]$ y desviación estándar σ_x y σ_y, respectivamente. El coeficiente de correlación X e Y se calcula como:

$$\rho_{XY} = \frac{Cov[X,Y]}{\sigma_x \cdot \sigma_y} \tag{4.31}$$

El coeficiente de correlación toma valores entre -1 y 1; cuando el valor del coeficiente de correlación es positivo ($\rho_X Y > 0$), existe una relación directa entre los datos; cuando el coeficiente es negativo ($\rho_X Y < 0$), existe una relación inversa. Finalmente, cuando el coeficiente de correlación es cero $\rho_X Y = 0$), no existe una orientación preferente de los datos (Ching & Phoon, 2015).

Capítulo 5

Estabilidad de Taludes

El periodo comprendido entre 1980 y 2015, han ocurrido al menos 39 deslizamientos por Sernageomín (2016). La mayoría de estos deslizamientos han ocurrido en zonas de suelos residuales y rocas altamente meteorizadas y completamente meteorizadas (según la clasificación de grado de meteorización). Entre estas zonas se encuentra el area comprendida por Concepción, Lota, Penco, Chiguayante y Talcahuano (2005, 2006, 2008, 2013, 2014 y 2015)ocurridos en suelos derivados de rocas graníticas y metamórficas, ubicados en Cerro La Polvora, Cerro Chacabuco, Tumbes, Hospital de Lota, Villa Belén, Lonco y Ruta Concepción - Cabrero; y sectores de Valparaíso y Viña del Mar (2002, 2012, 2015) con deslizamientos en suelos derivados de rocas graniticas, en Cerro Barón, Cerro El Litre y Ruta Viña del Mar - Valparaíso.

El hecho de que los emplazamientos urbanos se encuentren ubicados en zonas de suelos residuales, justifica y motiva a los profesionales del área a ahondar más en la forma de como abordar los deslizamientos de este tipo de suelo.

En el análisis de estabilidad de taludes, generalmente, se utilizan métodos de equilibrio límite, que se basan en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de suelo potencialmente inestable, y no se tienen en cuenta las deformaciones del suelo ante solicitaciones. Este tipo de análisis consiste en determinar si existe la suficiente resistencia en el suelo para soportar los esfuerzos de corte que tienden a causar la falla o deslizamiento (Atkinson, 2007).

Para el análisis de estabilidad en el desarrollo de esta tesis, se utilizará un método de equilibrio límite mediante el uso de dovelas, correspondiente al Método de Morgenstern - Price, el cual será explicado en el siguiente subcapítulo. A grandes rasgos, en los métodos de dovelas, la masa de suelo que se encuentra por encima de una superficie de falla es dividida en una serie de franjas verticales, con un cierto ancho definido, y sobre las cuales interactúan fuerzas normales y tangenciales. Esta metodología utilizada en equilibrio límite, se basa en la interacción entre las fuerzas de cada dovela mediante las ecuaciones de equilibrio, de fuerzas y/o de momentos, según la complejidad del método de estabilidad que se utilice.

5.1. Método de Morgenstern - Price

El método desarrollado por Morgenstern & Price (1965) para el análisis de estabilidad de taludes para deslizamientos a lo largo de superficies generales de falla, las cuales pueden ser consideradas como una secuencia de planos (Morgenstern & Price, 1967). Este método es uno de los primero en el cual todas las ecuaciones de equilibrio son satisfechas, tanto para superficies de falla regulares como irregulares.

En la Figura 5.1, se muestran las fuerzas actuantes sobre una superficie teórica de deslizamiento circular y sobre la dovela, dentro de la masa de suelo deslizante. Este método también es aplicable a otros tipos de superficie curvo o planar.

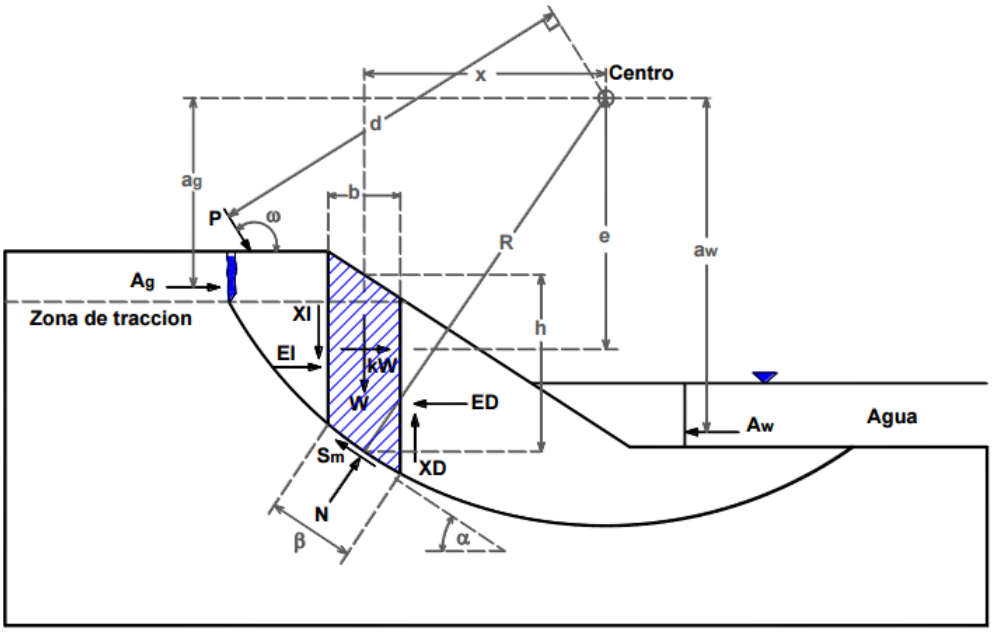


Figura 5.1: Esquema de fuerzas actuantes en el método de Morgenstern y Price (Rodríguez *et al.*, 2012)

N : Fuerza normal total en la base de cada dovela,

S_m : Fuerza cortante movilizante en la base de cada dovela,

E : Fuerzas normales horizontales interdovelas. La fuerza normal en el lado izquierdo de la dovela se denomina EI y para el lado derecho ED,

X : Fuerzas de corte verticales interdovelas. La fuerza de corte en el lado izquierdo se denomina XI y XD para el derecho,

P : Carga Puntual externa que simula la sobrecarga en la corona del talud,

$k \cdot W$: Fuerza sísmica horizontal aplicada en el centro de la masa de cada dovela,

A : La resultante de las fuerzas externas de agua, Los subindices $"g"$ y $"w"$ designan el lado izquierdo y derecho del talud respectivamente.

La ecuación de equilibrio limite se obtiene a partir de la ecuación general de falla:

$$FS = \frac{\tau_{resist}}{\tau_m} \tag{5.1}$$

Donde:

τ_{resist} corresponde a la resistencia al corte según el criterio de Mohr - Coulomb,

τ_m es la tensión de corte movilizada que causa la falla,

FS es el factor de seguridad global para el caso evaluado.

El factor de seguridad, FS, puede derivarse del equilibrio de momento general alrededor de un punto común o centro de rotación para todas las dovelas; este factor se denomina F_m:

$$F_m = \frac{\sum[c' \cdot \beta_i \cdot R + (N_i - u_i \cdot \beta_i) \cdot R \cdot \tan(\phi')]}{\sum[W_i \cdot X_i] + \sum[k \cdot W_i \cdot e_i] \pm \sum[p \cdot d] \pm \sum[A \cdot a]} \tag{5.2}$$

También se puede obtener de un equilibrio de fuerzas horizontales. Este factor de seguridad se denomina F_f:

$$F_f = \frac{\sum[c' \cdot \beta_i \cdot \cos(\alpha_i) + (N_i - u_i \cdot \beta_i) \cdot \tan(\phi') \cdot (\alpha_i)]}{\sum[N_i \cdot \sin(\alpha_i)] + \sum[k \cdot W_i] - \sum[p \cdot \cos(\omega] \pm \sum A} \tag{5.3}$$

La fuerza normal en la base de cada dovela (N_i), según el equilibrio de fuerzas verticales para cada dovela es:

$$N_i = \frac{W_i + (XD_i - XI_i) - \frac{c' \cdot \beta_i \cdot \sin(\alpha_i) - u_i \cdot \beta_i \cdot \sin(\alpha_i) \cdot \tan(\phi')}{FS} + p \cdot \sin(\omega)}{\cos(\alpha_i) + \frac{\sin(\alpha_i) \cdot \tan(\phi')}{FS}} \tag{5.4}$$

La fuerza de corte vertical interdovela (X) corresponde a:

$$X = E \cdot \lambda \cdot f(x) \tag{5.5}$$

Donde:

E corresponde a la fuerza normal horizontal de la dovela,

$f(x)$ es la función de fuerza interdovela,

λ corresponde al factor escala desconocido o un porcentaje de la función usada que se resuelve como parte de las incógnitas, también llamado lambda.

La función de fuerza que se utiliza corresponde a una función semi - sinusoidal:

$$f(x) = \sin\left[\pi \cdot \left(\frac{x_s - a_s}{b_s - a_s}\right)\right] \tag{5.6}$$

Donde:

x_s: Distancia desde el origen hasta la cara vertical derecha de cada dovela,

a_s: Punto de entrada de la superficie de deslizamiento,

b_s: Punto de salida de la superficie de deslizamiento.

El factor escala λ corresponde a:

$$\lambda = \frac{\sum[b_i \cdot \tan(\alpha_i) \cdot (EI_{i-1} + ED_i) - 2 \cdot p \cdot \sin(\omega) \cdot h_i + k \cdot W_i \cdot h_i]}{\sum[b_i \cdot (f(x)_{i-1} \cdot EI_{i-1} + f(x)_i \cdot ED_i)]} \tag{5.7}$$

5.2. Slide - Rocscience

El programa *Slide V6.005* de *Rocscience Inc.* corresponde a un software de análisis de estabilidad de taludes, el cual es capaz de modelar problemas con filtración de aguas subterráneas, análisis de sensibilidad, análisis probabilísticos y diseño de soporte, ya sea en suelos o rocas, terraplenes, represas y muros de contención. El programa ofrece varios métodos de equilibrio límite de corte vertical: Fellenius, Bishop Simplificado, Janbú, Spencer, Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos 1 y 2, Lowe - Karafiath y Morgenstern - Price.

Slide permite, además, el cálculo de la probabilidad de falla, así como sus histogramas de distribucion relativa y acumulada, junto con la convergencia de probabilidad de falla. También permite obtener el índice de confiabilida. El análisis de sensitividad permite determinar el efecto de las variables individuales sobre el factor de seguridad de la pendiente, sin embargo, los programas actuales no cuentan con las herramientas necesarias para un análisis de sensitividad mediante una generación de variables aleatorias con distribución de probabilidad definida y correlación entre ellas. Razón por la cual no se realiza este análisis, pues para la generación de números utiliza una distribución uniforme, y sin variar las otras variables.

La incorporación de análisis probabilísticos permite asignar distribuciones estadisticas a casi todos los parámetros de entrada, como las propiedades del material, propiedades del soporte y cargas. Esta función de probabilidad se lleva a cabo mediante el uso de tecnicas de simulación como Monte Carlo o Latin Hypercube.

Dentro de las dunciones de densidad de probabilidad, el programa incluye las más comunes utilizadas en ingeniería geotécnica: Distribución Normal, Distribución Uniforme, Distribución Triangular, Distribución Beta, Distribución Gamma, Distribución Exponencial y Distribución Log-Normal.

5.3. Deslizamientos en suelos residuales

Los principios generales de estabilidad de taludes son aplicables tanto a suelos sedimentarios como a suelos residuales, sin embargo, hay aspectos característicos en suelos residuales (Wesley, 2011):

a) Los taludes en suelos residuales son generalmente estables a mayores ángulos que la mayoría de los suelos sedimentarios.

b) Las fallas en suelos residuales difícilmente serán fallas circulares profundas; siendo relativamente superficiales, aunque el volumen de material puede ser mayor.

c) El valor de la cohesión (c') juega un rol importante, pues no sólo corresponde a la cohesión entre partículas, si no también a débiles enlaces entre partículas, similar a una especia de cementación.

d) La resistencia residual tiene un valor relativamente cercano al peak.

e) La estabilidad de los taludes depende de la succión generada sobre el nivel freático.

f) En algunos suelos residuales, la presencia de discontinuidades es un factor que gobierna la estabilidad.

g) Los métodos analíticos de estabilidad de taludes suele ser muy limitado, principalmente debido a la gran variabilidad de estos suelos con respecto a sus parámetros resistentes y condiciones de flujo.

h) Los deslizamientos en este tipo de suelos generalmente se desencadenan por intensas lluvias que aumentan la presión de poros en el talud.

i) Fuertes sismos también pueden generar remociones de material.

j) La actividad humana también forma parte de la inestabilidad, debido a que interfiere con el drenaje natural, patrones de flujo, vibraciones y deforestación, reduciendo la estabilidad, especialmente en áreas urbanas.

5.3.1. Modos de Falla

En taludes de suelos residuales, raramente ocurren deslizamientos profundos y con superficie de falla circular, especialmente para fuertes pendientes. En áreas extensas y de baja inclinación, suelen ser comunes los deslizamientos con superficie de falla plana, donde el material deslizante corresponde a material meteorizado y que se encuentra limitado por la roca subyacente. La Figura 5.2 muestra los patrones típicos de deslizamientos en suelos residuales.

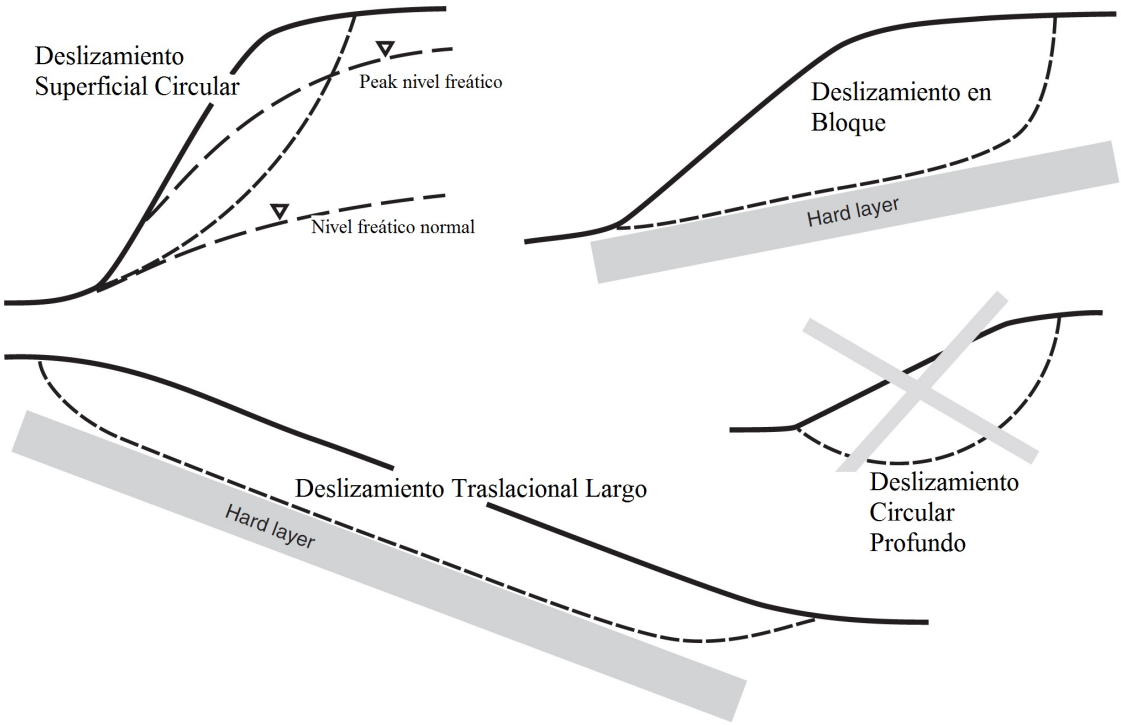


Figura 5.2: Deslizamientos típicos en suelos residuales. (Modificado de Wesley (2010))

La estabilidad de suelos residuales no debe basarse solamente en un análisis puramente analítico, pues existen limitaciones relacionadas con la naturaleza de la pendiente, la variabilidad debido a la meteorización, topografía, historia, entre otros (Wesley, 2011). Dentro de los análisis complementarios, o no analíticos, se encuentran la inspección visual del talud, apreciaciones geológicas, evolución geomorgolófica o relieve de la zona de estudio, clima, vegetación, entre otros, y que corresponden a lo que se conoce marco conceptual del talud. En cuanto a la evaluación analítica, este puede ser desarrollado mediante los mismos métodos de estabilidad de taludes, sin embargo, en su análisis, se debe tener cuidado en ciertas limitaciones, especialmente con las variaciones de los parámetros de resistencia al corte y las condiciones de flujo.

Otra característica importante de los suelos residuales, y que es importante tener en consideración durante un análisis de estabilidad, es la presencia de discontinuidades que forman distintos planos de debilidad. La presencia de estas discontinuidades hace que la determinación del posible modo de falla y de los valores de parámetros de resistencia del suelo sea extremadamente difícil y, por lo tanto, reduce la confiabilidad de los resultados.

Capítulo 6

Análisis Probabilístico en Estabilidad de Taludes

Los métodos probabilísticos son métodos que permiten determinar la distribución de probabilidad de una variable dependiente en función del conocimiento de las distribuciones estadísticas de las variables independientes que generan la variable dependiente (Escobar & Valencia, 2012). Es decir, mediante el conocimiento de la función de distribución del ángulo de fricción, cohesión y peso unitario (variables independientes); y evaluando mediante la estabilidad de taludes, es posible determinar la función de distribución de probabilidad del factor de seguridad (variable dependiente).

Las teorías clásicas para el cálculo de estabilidad de taludes se basan en conceptos deterministas, los cuales implican la determinación de un factor de seguridad para indicar la estabilidad de un talud. En geotécnia, se busca definir un factor de seguridad para el problema en estudio bajo condiciones de carga y resistencia establecidas. El factor de seguridad se expresa como una relación entre la capacidad o resistencia, C, y la demanda o solicitaciones, D (Harr, 1987).

$$FS = \frac{C}{D} \tag{6.1}$$

Al aplicar esta definición, se asume que:

a) La demanda del sistema se mantiene constante durante toda la vida de la obra, y es igual o mayor a la máxima demanda prevista para la estructura;

b) La capacidad o resistencia es igual o menor a la mínima resistencia estimada.

En la práctica, estas condiciones no son absolutas, lo que conlleva a aceptar una probabilidad de falla, $P_f(FS)$ (Montoya, 1996). Esto debido a que el intemperismo al cual se encuentran expuestos taludes y laderas genera que sus propiedades varíen con el tiempo.

Por lo tanto, el factor de seguridad resulta incierto en algunos casos, debido a la variabilidad natural e incertidumbre epistémica. Es por ello que se debe recurrir a

técnicas y análisis que ayuden a resolver este problema.

La Figura 6.1 muestra un esquema del análisis probabilístico de estos casos. Capacidad y demanda se pueden representar como funciones de densidad de probabilidad, de modo que ambas funciones pueden o no intersectarse. El diseño óptimo será aquel que minimice la probabilidad de falla, P_f, es decir, hacer que las funciones C y D tengan el menor traslape posible.

Para el caso del factor de seguridad, en este trabajo, es posible obtener su distribución a partir de la función de distribución de probabilidad del ángulo de fricción, cohesión y peso unitario. Una vez obtenida dicha distribución, es posible determinar la probabilidad de falla de un talud, mediante el área bajo la curva de la funcion de densidad de probabilidad del factor de seguridad, para valores inferiores a 1.

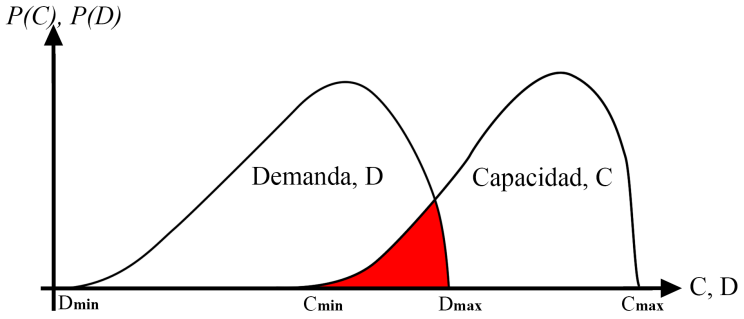


Figura 6.1: Funciones densidad de probabilidad de la demanda y capacidad (Montoya, 1996)

6.1. Simulación de Monte Carlo

La evaluación de los niveles de seguridad depende de la precisión con que son modeladas las solicitaciones y resistencias de los materiales (Harr, 1987). Dentro de los métodos de evaluación se encuentra el Método de Monte Carlo. Este método requiere el conocimiento a *priori* de la distribución de probabilidad de las variables aleatorias como datos de entrada. Debido a la complejidad que se puede generar en cálculo; usualmente se adoptan distribuciones normales, log-normales o uniformes (Harr, 1987).

La simulación de Monte Carlo es una técnica cuantitativa que hace uso de la estadística y computadores para simular, mediante procesos matemáticos, el comportamiento aleatorio de sistemas reales (Sandoval, 1987). El método consiste en generar variables aleatorias según una cierta función de densidad de probabilidad; el factor de seguridad se calcula con cada una de las combinaciones. El proceso se repite miles de veces para obtener una distribución aceptable de la función comportamiento. La utilización de este método ayuda a acercar a la respuesta real de un evento. Esto pues la generación de números es tan amplia como variabilidad tenga el parametro; por lo tanto considera todos los posibles valores del parámetro disminuyendo así las incertidumbres (Cho, 2010;

Hidalgo & Pacheco, 2011a; Russelli, 2008).

Cuando las variables aleatorias están correlacionadas, los números aleatorios que se generen también deben estar correlacionados (Baecher y Christian, 2003).

Para la generación de variables con medias y desvíaciones estándar iguales, generalmente se utiliza el siguiente algoritmo:

$$z_i = \mu_{z_i} + \sigma_{z_i} \cdot y_i \tag{6.2}$$

Donde:

z_i es el número pseudo-aleatorio generado;

μ_{z_i} corresponde a la media de la muestra base;

σ_{z_i} corresponde a la desvíacion estándar de la muestra base;

y_i es el número aleatorio generado con distribución uniforme entre 0 y 1.

Notar que z_i se denomina número pseudo-aleatorio, es decir, corresponde a un número aleatorio desconocido, pero que conocemos la ecuación con la cual se generó.

Una vez generadas las variables, se resuelve la función de comportamiento con cada uno de los conjuntos generados, es decir, se procede con el análisis de estabilidad. Así se obtienen miles de resultados que son tratados estadísticamente para calcular la media, desviación estándar y asimetría de la función de comportamiento. La Figura 6.2 refleja la correspondiente metodología de este tipo de cálculo.

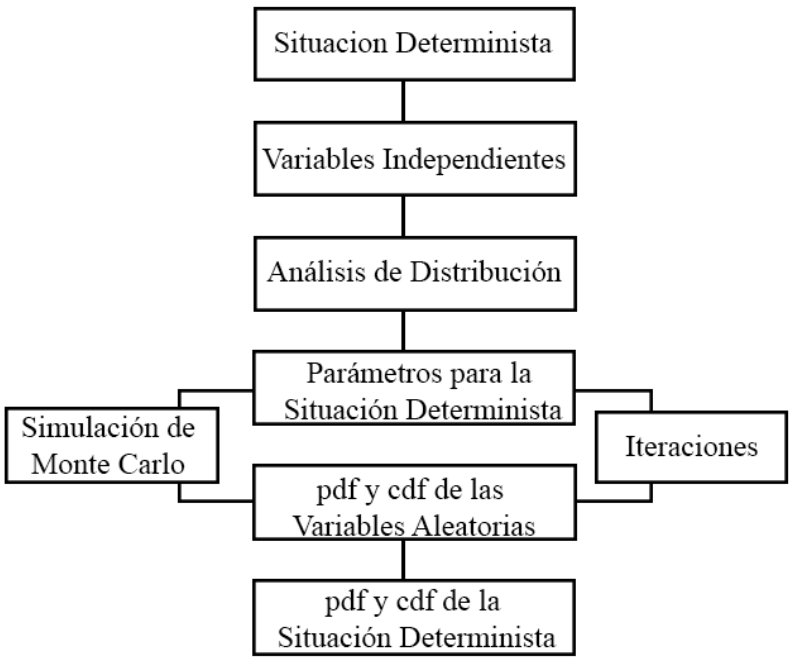


Figura 6.2: Alcance general de la Simulación de Monte Carlo (Hutchinson & Bandalos, 1997)

Como se observa en la Figura 6.2, la metodología de la simulación de Monte Carlo, en el análisis de estabilidad de taludes considera:

1. Un análisis determinístico del problema con la finalidad de encontrar la superficie de falla mas desfavorable con los datos obtenidos en terreno;

2. Mediante un análisis de bondad de ajuste se encuentra la función de distribución de las variables independientes utilizadas en el ánalisis de estabilidad, que en este trabajo corresponden al ángulo de fricción, cohesión y peso unitario.

3. Se generan valores aleatorios que siguen la función de distribución de probabilidad previamente determinada mediante bondad de ajuste

4. Finalmente se realizan los cálculos de estabilidad con trío generado.

La principal ventaja de este método es que es fácil de implementar mediante computadoras, además de manejar una amplia gama de funciones. La principal desventaja que posee es que, según el tipo de problema analizado, puede converger lentamente (Baecher & Christian, 2003).

6.1.1. Generación de números pseudo - aleatorios

Para cualquier simulación, es necesario contar con una rutina que genere variables aleatorias con distribuciones específicas. Para ello se debe contar con una generación números aleatorios que estén uniformemente distribuidos entre 0 y 1. La base de esta generación de números, consiste, en primer lugar, en generar números enteros aleatorios y uniformemente distribuidos. La mayoría de estos métodos comienzan con un número inicial, denominado semilla, el cual se utiliza en un cierto procedimiento con el fin de generar el primer número aleatorio. Utilizando este valor como entrada, se repite el procedimiento para generar el siguiente número aleatorio.

La generación de números aleatorios realizada por *Slide V6.005* corresponde a la propuesta por Park & Miller (1988). Este método corresponde a un método de congruencia lineal multiplicativo, y que matemáticamente viene dado por la ecuación 6.3:

$$I_{j+1} = a \cdot I_j \cdot mod(m) \tag{6.3}$$

Donde:

m es el módulo,

a corresponde al multiplicador,

I_j corresponde a la semilla.

Park & Miller (1988) seleccionaron los generadores estándar mínimos para la generación de numeros, donde:

$$a = 7^5 \tag{6.4}$$

y

$$m = 2^{31} - 1 \tag{6.5}$$

Luego, el número aleatorio R uniformemente distribuído entre 0 y 1 se obtiene descomponiendo la ecuación 6.3 y dividiendo por m, como se manifiesta a continuación:

$$a \cdot I_j = m \cdot F + N \tag{6.6}$$

así:

$$R = \frac{N}{m} \tag{6.7}$$

Donde:

N es un número entero,

F es un factor de descomposición factorial.

La Tabla 6.1 muestra un ejemplo de generación de números aleatorios enteros uniformemente distribuidos; mientras que la Tabla 6.2 presenta la generación de numeros aleatorios uniformemente entre 0 y 1. Para ello se utiliza las constantes propuestas por Park & Miller (1988), y como semilla 2374235.

Tabla 6.1: Ejemplo de simulación de Monte Carlo

	I_j	**Cálculos**
1	235489543	$235489543 \cdot 7^5 \cdot mod(2^{31}-1) = 1843 \cdot 2{,}147 \cdot 10^9 + 60387780$
2	60387780	$60387780 \cdot 7^5 \cdot mod(2^{31}-1) = 472 \cdot 2{,}147 \cdot 10^9 + 1325137076$
3	132513707	$1325137076 \cdot 7^5 \cdot mod(2^{31}-1) = 10371 \cdot 2{,}147 \cdot 10^9 + 25933295$

Tabla 6.2: Generación de números aleatorios entre 0 y 1

I_j	**R**
235489543	0.1097
60387780	0.0281
1325137076	0.6171

6.2. Índice de Confiabilidad

El objetivo de un análisis de confiabilidad es determinar la probabilidad de falla tomando en consideracion las incertidumbres asociadas con las resistencias y las cargas. Estadísticamente, la confiabilidad puede definirse como la probabilidad de que un evento no ocurra (Crespo, 2002; Cruz, 2012):

$$\alpha = 1 - P_f \tag{6.8}$$

Donde:

β es el índice de confiabilidad,

P_f es la probabilidad de falla.

El índice de confiabilidad corresponde a la capacidad de un sistema para realizar las funciones requeridas, en condiciones establecidas, durante un periodo de tiempo determinado (Wang & Constantino, 2009). Este índice describe la seguridad del sistema, según el número de desviaciones estándar que separan la media de la variable en cuestión, de su valor de falla (Christian *et al.*, 1994); en nuestro caso, un factor de seguridad igual a 1.

La ventaja que presenta este índice es que no requiere conocer la distribución del parámetro analizado, sin embargo, hay una suposición tácita de su distribución pues se puede aproximar mediante los valores de media y desviación estándar.

Matemáticamente, el índice de confiabilidad se define como:

$$\beta = \frac{E[FS] - 1}{\sigma[FS]} \tag{6.9}$$

Donde:

β corresponde al índice de confiabilidad,

$E[FS]$ corresponde a la esperanza del factor de seguridad,

$\sigma[FS]$ su desviación estándar.

El propósito del análisis de confiabilidad es servir como un referente en la toma de decisión, al entregar varios escenarios de relevancia, tanto favorables como desfavorables; logrando establecer tanto probabilidades de ocurrencia como sus consecuencias.

La confiabilidad se encuentra ampliamente desarrollada en problemas geotécnicos, como (Lacasse & Nadim, 1998):

- Capacidad de soporte (uno o varios modos de falla).
- Asentamientos (asentamiento total y asentamiento en el tiempo).
- Método de Winkler en análisis de interacción suelo - estructura.
- Estabilidad de presas y taludes.
- Capacidad axial de pilotes.
- Resistencia a la erosión en estructuras costeras.
- Resistencia a la penetración de un suelo.
- Respuesta sísmica de un sitio.

Actualmente no existe un consenso sobre cuál es este valor de referencia, y son pocas las propuestas presentadas en las cuales se definan límites de decisió

Una de las principales dificultades a la hora de hacer un análisis de confiabilidad, es definir los niveles de seguridad aceptables. En este sentido, el problema es definir la probabilidad de falla máxima que se puede tolerar para una estructura o talud. Actualmente no existe un consenso sobre qué valor de referencia considerar, teniendo pocas referencias en las cuales basar una desición (Hidalgo & Pacheco, 2011b), siendo la propuesta más conocida, la presentada por USACE (1999), para definir los límites de índice de confiabilidad y, por lo tanto, la probabilidad de falla máxima de una estructura. La Tabla 6.3 muestra el índice de confiabilidad y la probabilidad de falla admisible, en el cual se observa que la probabilidad de falla crítica es del orden de 0,6 %, correspondiendo a un índice de confiabilidad de 2,5. Del mismo modo, Dell'Avanzi & Sayão (1998) proponen probabilidades de falla aceptables para distintos tipos de estructuras, las cuales se encuentran tabulados en la Tabla 6.4.

Tabla 6.3: Índices de confiabilidad y probabilidades de falla admisibles propuestos por USACE (1999)

Desempeño Esperado	β	P_f **[%]**
Alto	5	3×10^{-5}
Bueno	4	3×10^{-3}
Sobre el Promedio	3	10^{-1}
Bajo el Promedio	2.5	6×10^{-1}
Pobre	2	2,3
Insatisfactorio	1.5	7
Peligroso	1	16

Tabla 6.4: Índice de confiabilidad y probabilidades de falla aceptables propuestos por Dell'Avanzi & Sayão (1998)

Caso	β	P_f **(%)**
Fundaciones	2.3 – 3.0	$1 - 10^{-1}$
Taludes Mineros	1.0 – 2.3	$10 - 1$
Presas	3.5 – 5.0	$10^{-1} - 10^{-3}$
Estructuras de Contención	2.0 – 3.0	$1 - 10^{-1}$

Capítulo 7

Caso de Estudio: Caracterización Geotécnica

7.1. Ubicación y Accesos

El área de estudio, con cordenadas UTM 18 H, 5925149.87 S; 681476.55 E, se encuentra ubicado en la Región del Biobío, a 8 km del centro de la ciudad de Concepción y a 430 km de Santiago; en la Autopista Concepción - Cabrero (CH - 146), conocida localmente como Ruta a Cabrero. El acceso es fácil a través de la ruta mencionada previamente, hasta llegar a la pasarela Fundo Chanco, frente al Club de Camping del Colegio Médico.

Los cuidados y mantención de la Autopista Concepción - Cabrero se encuentra actualmente, a cargo de la Sociedad Concesionaria Valles del Biobío S.A.; en la cual se codifica el talud en estudio como Talud T - 137, Dm 65900 a 66000. La Figura 7.1 muestra la ubicación del área de estudio.

7.2. Características del diseño geométrico del Talud

El talud del cual se tomaron las muestras presenta una orientación N60E, con una direccion de la cara del talud de N30W. Presenta un ancho basal de 83 m y 57 m en la base del tercer escalón; con una altura total promedio de 34 m. Mediciones realizadas en terreno corroboraron la inclinacion de la cara del talud, obteniendo mediciones de inclinacion de 45° (Figura 7.2.a y 7.2.b). El talud en cuestión presenta canaletas de drenaje en su contorno desde parcialmente obstruidas hasta completamente obstruidas, estas últimas mantienen estancadas las aguas lluvias impidiendo el libre drenaje (Figuras 7.3.a y b).

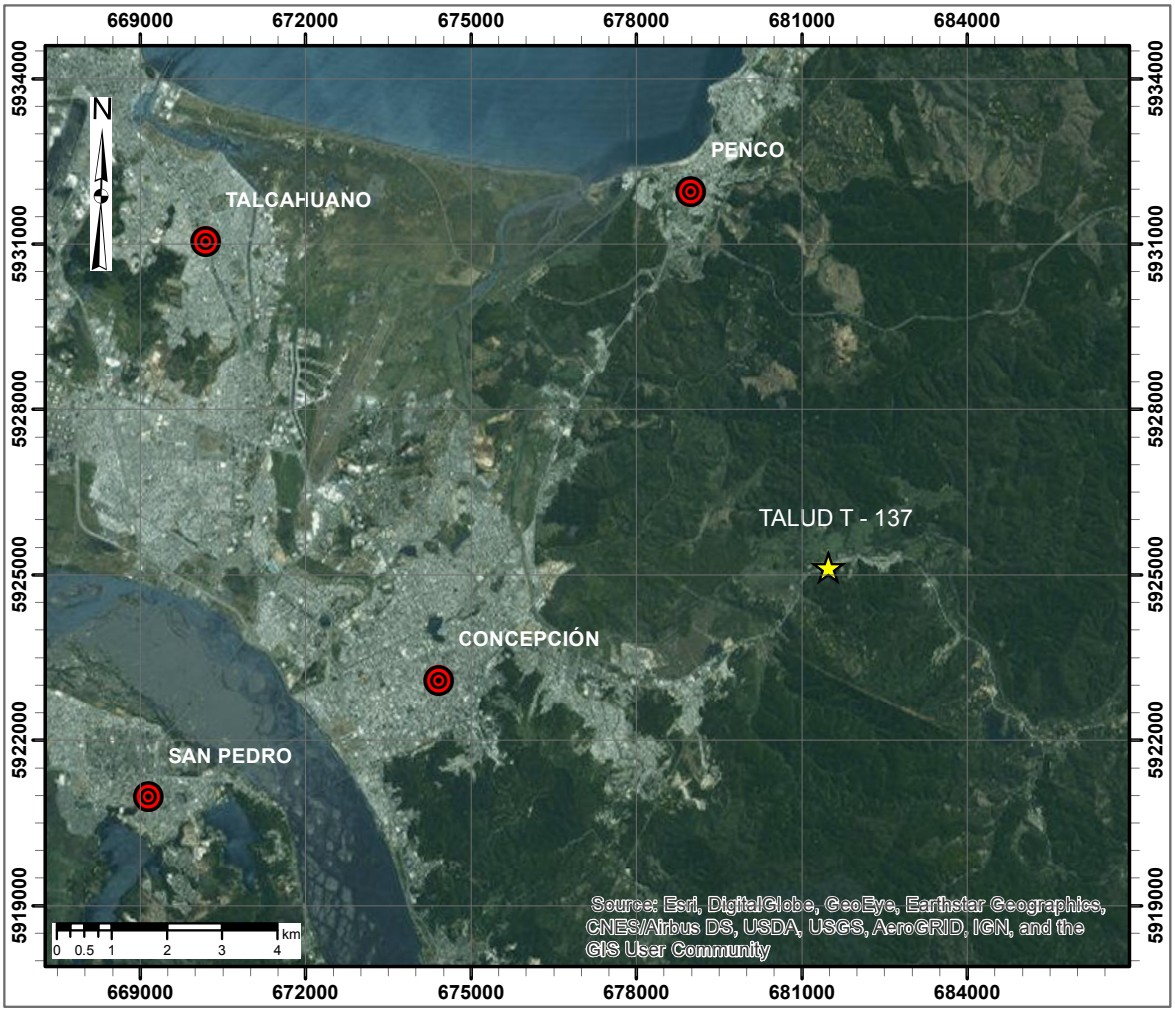


Figura 7.1: Ubicación del talud en estudio (Modificado de Google Earth)



(a) (b)

Figura 7.2: Medición de la inclinación del talud. *a*) Brújula Brunton; *b*) medición escalon superior.



(a) (b)

Figura 7.3: Vías de drenajes instalados en el talud. *a*) Parte superior, corona del talud; *b*) base del segundo escalón.

El pasado 19 de Agosto, debido a las intensas lluvias ocurridas durante esa semana, se generó un deslizamiento local en la zona superior del talud (Figuras 7.4 y 7.5), con ancho de 23 m que abarcaba gran parte del banco superior. En terreno se observaba un escarpe principal de aproximadamente 1 m. Dentro de la masa deslizada, se presentaban pequeños procesos de remoción en masa de pequeña a mediana envergadura, los cuales mostraban características de flujo; mientras que el movimiento principal muestra características de un colapso de material debido a la saturación del material involucrado. Mediciones realizadas en terreno muestran que la inclinación de la masa deslizante es de aproximadamente 30°. En la Figura 7.6 se observa que parte del material desplazado cubre completamente las vías de drenaje implementadas en el talud, obstruyendo el libre paso del agua. Cabe mencionar que este proceso se debe principalmente a la acción erosiva del agua; pues zonas cubiertas de vegetación se encontraban más estables.



Figura 7.4: Deslizamiento escalón superior



Figura 7.5: Deslizamiento escalón superior visto desde la corona



Figura 7.6: Acumulación de agua debido a la obstruccion del drenaje superficial

7.3. Toma de Muestras

La selección y extracción de muestras se realizo mediante un muestreo extrayendo aproximadamente 3 muestras por escalón espaciadas 10 a 15 m entre sí. Debido principalmente a la heterogeneidad que presenta este tipo de suelos, en donde la meteorización genera zonas con distintas propiedades a pocos metros de separación, lo cual sumado a las discontinuidades heredadas, pueden afectar los resultados debido a la redistribución de tensiones en el material, influyendo como incertidumbre debido al entorno físico mencionado en los capitulos anteriores. Por ello, para la selección y extracción de muestras inalteradas se verificó que no fuesen atravesadas por fracturas heredadas, de modo que los resultados correspondan sólo al material meteorizado, algo que es muy difícil en este tipo de material.

Del talud en cuestión, se extrae un total de 10 bloques de maicillo, de aproximadamente 30×30 cm, a los cuales se realizará un análisis granulométrico y mineralógico, junto con ensayos de corte directo y limites de consistencia. Las Figuras 7.7 y 7.8 muestran las dimensiones y distribución de la extracción de muestras. Las Figuras 7.9, 7.10, 7.11, muestran dicho talud, y el proceso de extracción de muestras.

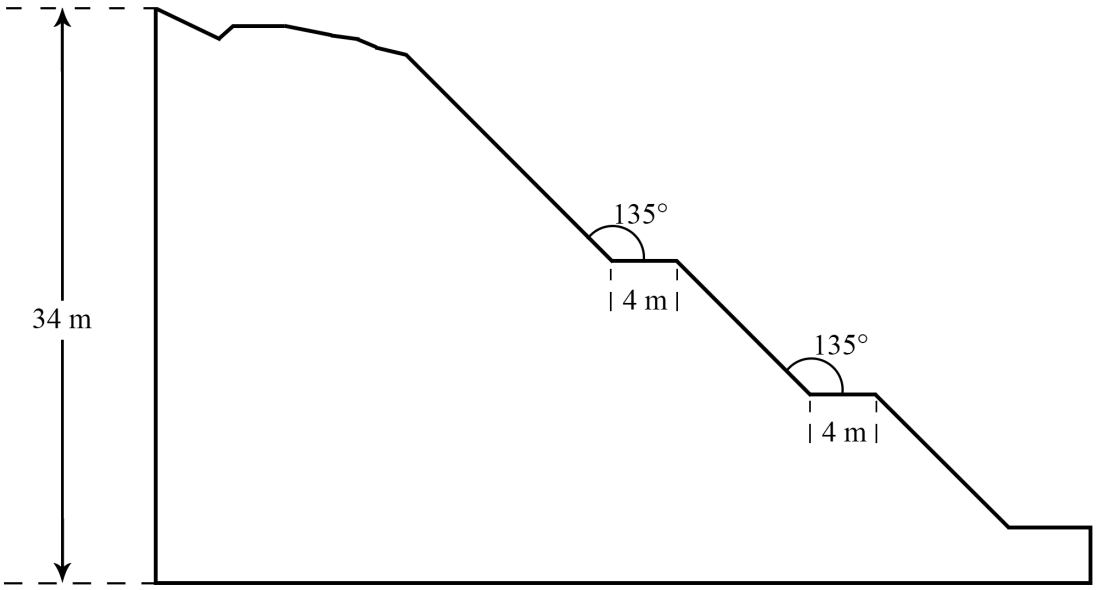


Figura 7.7: Dimensiones del talud de extracción de muestras; vista de perfil.

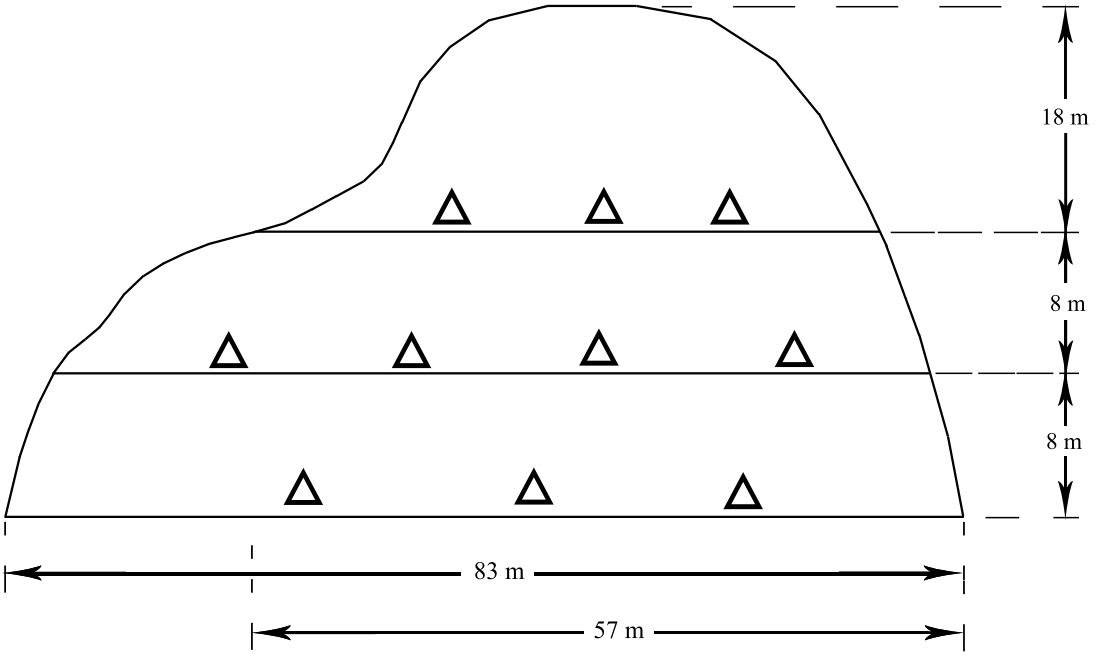


Figura 7.8: Dimensiones de talud de extracción de muestras; vista de frente.



Figura 7.9: Talud en estudio



(a) (b)

Figura 7.10: Talud en estudio. *a*) Vista de perfil del primer escalón. *b*) Vías de drenaje lateral del talud.



(a) (b)

(c)

Figura 7.11: Extracción de muestras. *a*) Tallado de bloques de maicillo; *b*) Dimensionamiento de los bloques; *c*) Bloque afectado por discontinuidad.

7.4. Extracción de Muestras

7.4.1. Litología

El talud se ubica dentro de la Cuenca del Río Andalién, en la vertiente occidental de la Cordillera de la Costa. Su litología comprende el Basamento Metamórfico, los intrusivos graníticos de edad Paleozoica, y las rocas sedimentarias Terciarias de la Formación Curanilahue del Eoceno Inferior (Gajardo, 1980).

Como se observa en la Figura 7.12, la litología predominante en el área de estudio, corresponde a una roca granítica completamente meteorizada, proveniente del Batolito Costero, o Batolito Paleozoico (Pzg), el cual cubre más del 85 % de la cuenca (Jaque, 2008). El batolito corresponde a un afloramiento integrado por un complejo plutónico, cuya composición varía entre tonalita y granodiorita, rocas de color claro y textura granular,

donde se encuentra cuarzo, biotita y plagioclasas; con sectores menos extensos de diorita cuarcifera y granito (Creixell, 2001; Hervé *et al.*, 1976).

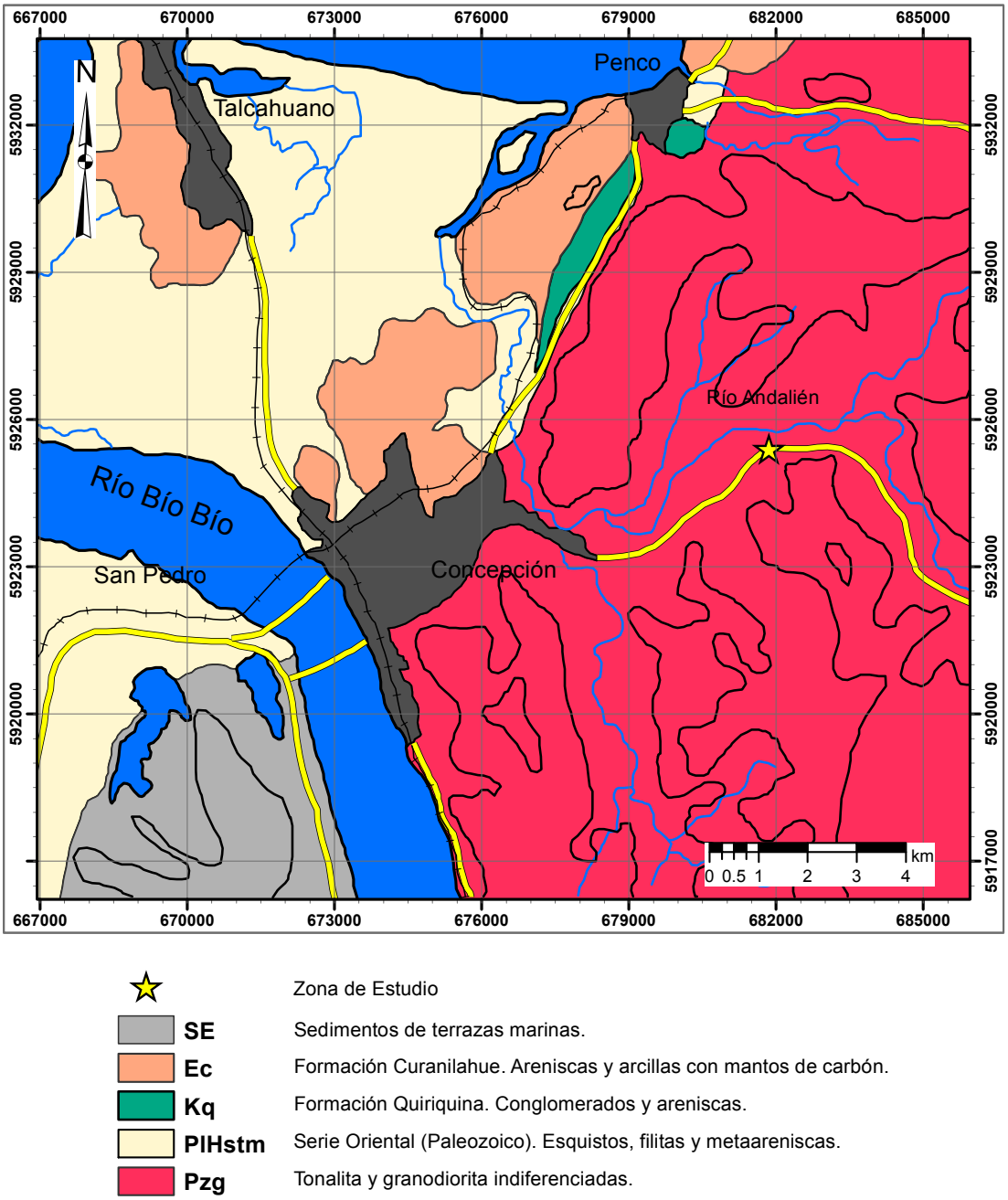


Figura 7.12: Litología presente en la zona en estudio (Modificado de Gajardo (1980))

El material expuesto en el talud corresponde a una roca granítica completamente meteorizada, con grado V de meteorización según la clasificacion propuesta por la ISRM (1981). Presentando las características de un suelo residual.
El material analizado proveniente del talud, presenta una gran variabilidad en su composición granulométrica, encontrándose zonas aisladas con fragmentos alterados

de roca, así como cúmulos de arena media - gruesa, orientadas en zonas de posibles fracturas, sin persistencia en profundidad; patrones atípicos en comparación a las muestras analizadas. El tamaño de grano del material es predominantemente arena fina - media; evidencia observada en laboratorio muestra una deformación vertical negativa luego del proceso de saturación. Esta característica hace susceptible al talud a sufrir colapsos localizados con lluvias intensas de corta duración, provocando la inestabilidad superficial de la pendiente.

Por otro lado, una inspección visual del talud, muestra escasas zonas de falla o diaclasas en superficies, observandose algunas vetas de cuarzo y plagioclasa en el escalón inferior. Además, algunas muestras ensayadas mostraban evidencias de delgadas láminas de biotita que forman planos de debilidad, los cuales son prácticamente imposibles de detectar con antelación a la ejecución de los cortes. La Figura 7.13 muestra las discontinuidades observables en la superficie del talud, mientras que las Figuras 7.14, a, b, c y d, muestran la discontinuidades presentes en el material que no son observables a simple vista. En taludes de rocas altamente meteorizadas y completamente meteorizadas, estas discontinuidades son las que generan la mayor inestabilidad en taludes y laderas, pues desequilibran las presiones actuantes en el terreno, y generan zonas de escurrimiento, actuando como pátinas lubricadas.

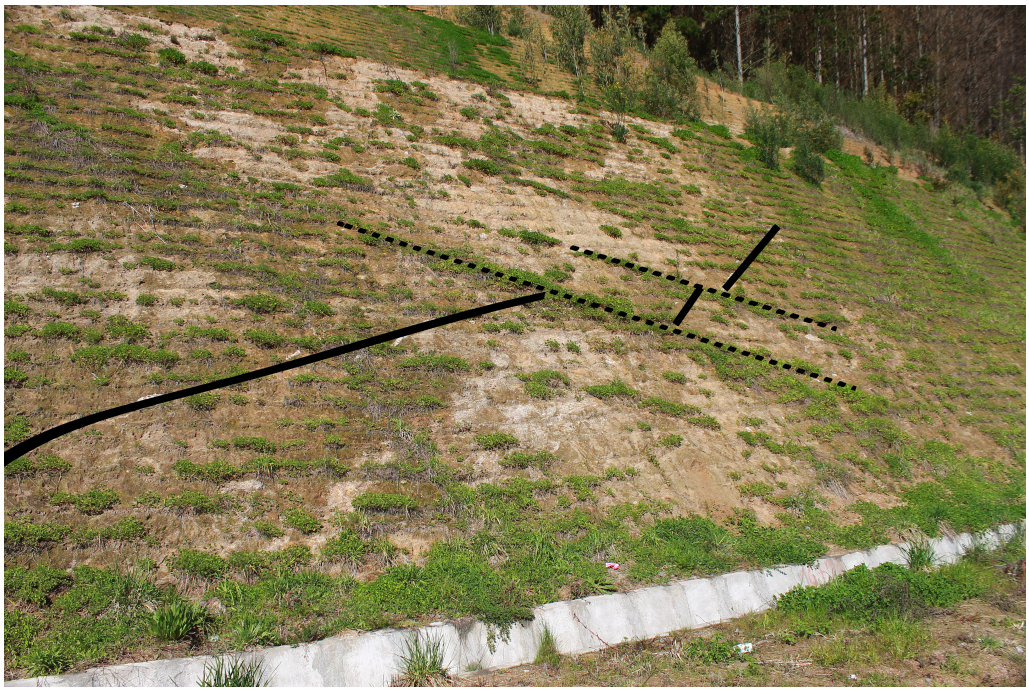


Figura 7.13: Discontinuidades observables en el talud

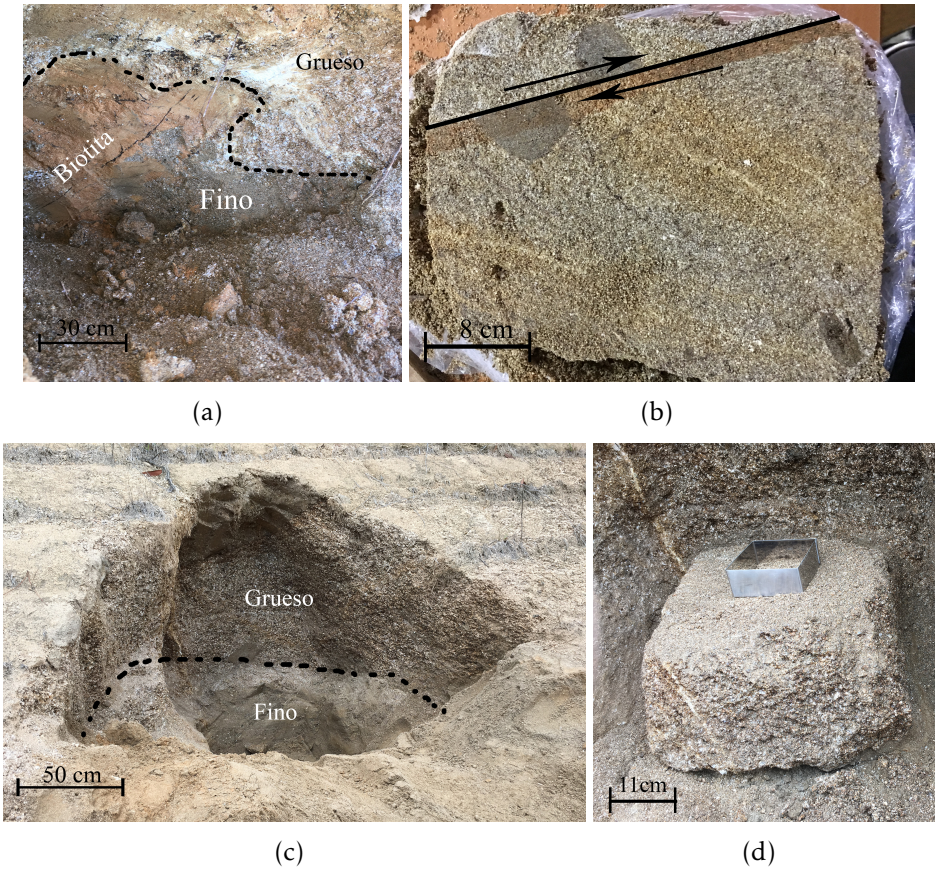


Figura 7.14: Discontinuidades presentes en el material. *a*) Plano de biotita y variación concéntrica de la meteorización; *b*) plano de falla heredada en el material; *c*) Cambio de material superficial grueso a fino; *d*) plano de discontinuidad heredado.

Estructuras y Discontinuidades

Las disconitnuidades presentes y heredadas en rocas completamente meteorizadas y suelos residuales son un agente importante en el desencadenamiento de deslizamientos y en la variabilidad del material; no sólo por que corresponden a planos de debilidad, si no por que actúan como una fuente de redistribución de tensiones, que a su vez, genera una variabilidad de las propiedades resistentes.

La tabla 7.1 resume las principales características de las discontinuidades superficilaes presentes en el talud. En base a las observaciones en terreno, el talud de extracción se encuentra completamente atravesado por un set de discontinuidades con una inclinación de 30°, presente en las tres bermas que conforman el talud. Además, existe otro set de discontinuidades presentes sólo en la parte oeste de la primera berma, no observandose discontinuidades similares en las dos superiores.

Dentro de las estructuras heredadas más importantes, destacan entre 2 a 4 discontinuidades casi verticales con manteo entre 80° y 90°; de las cuales sólo 2 son visibles en la primera y segunda berma, mientras que en la berma superior, se divisan

4 discontinuidades, las cuales coinciden con las estructuras detectadas en la primera berma (Figura 7.15). La figura 7.15 muestra un esquema del colapso producido cuyos flancos coinciden con las discontinuidades verticales observadas.

Cabe mencionar, que si bien las estructuras heredadas son importante en los análisis de estabilidad de taludes en suelos residuales, en este trabajo se considerará su influencia implicitamente, ya que su presencia influye en los parámetros de resistencia al corte utilizado mediante la distribución de tensiones que ejercen en la masa de suelo.

Tabla 7.1: Resumen estructuras observadas en el Talud

Ubicación	**Dip** [°]	**Dip Direction** [°]	**Espaciamiento** [m]	**Persistencia Observable**
1er Nivel	30	60	1.33	Continuidad Media (3 - 10 m)
1er Nivel	20	60	2.02	Continuidad Media (3 - 10 m)
1er Nivel	57	60	No Aplica	Continuidad Media (3 - 10 m)
1er Nivel	82	60	No Aplica	Continuidad Media (3 - 10 m)
1er Nivel	90	60	No Aplica	Continuidad Media (3 - 10 m)
1er Nivel	25	240	No Aplica	Continuidad Media (3 - 10 m)
1er Nivel	32	240	2.31	Continuidad Media (3 - 10 m)
2do Nivel	32	60	1.27	Continuidad Media (3 - 10 m)
2do Nivel	16	60	No Aplica	Continuidad Media (3 - 10 m)
2do Nivel	84	60	No Aplica	Continuidad Media (3 - 10 m)
2do Nivel	87	240	No Aplica	Continuidad Media (3 - 10 m)
3er Nivel	30	60	2.28	Continuidad Media (3 - 10 m)
3er Nivel	83	60	No Aplica	Continuidad Media (3 - 10 m)
3er Nivel	85	60	No Aplica	Continuidad Media (3 - 10 m)
3er Nivel	83	60	No Aplica	Continuidad Media (3 - 10 m)
3er Nivel	87	240	No Aplica	Continuidad Media (3 - 10 m)

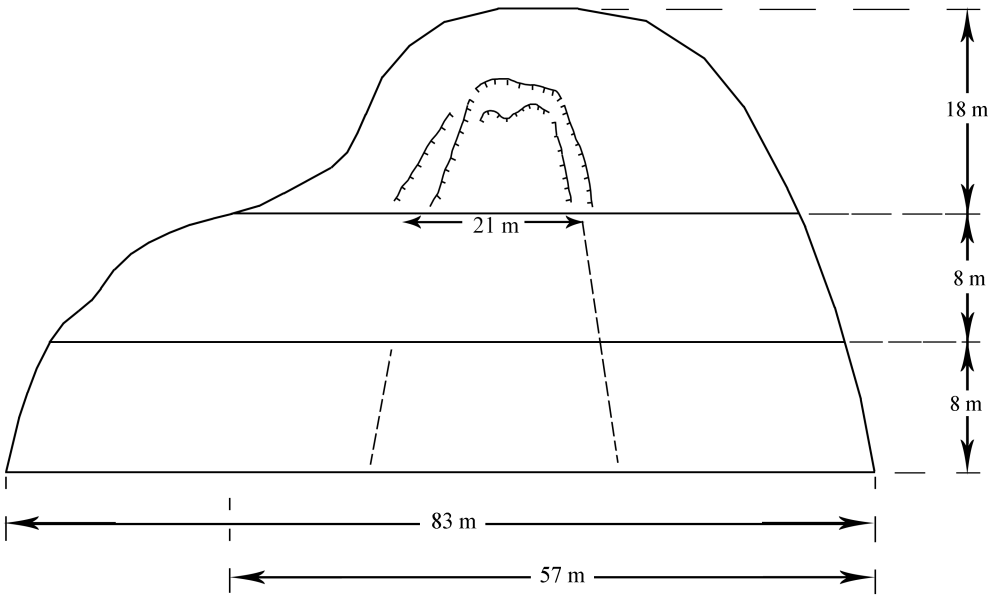


Figura 7.15: Esquema del colapso y su relación con las discontinuidades verticales

7.4.2. Caracterización Mineralógica

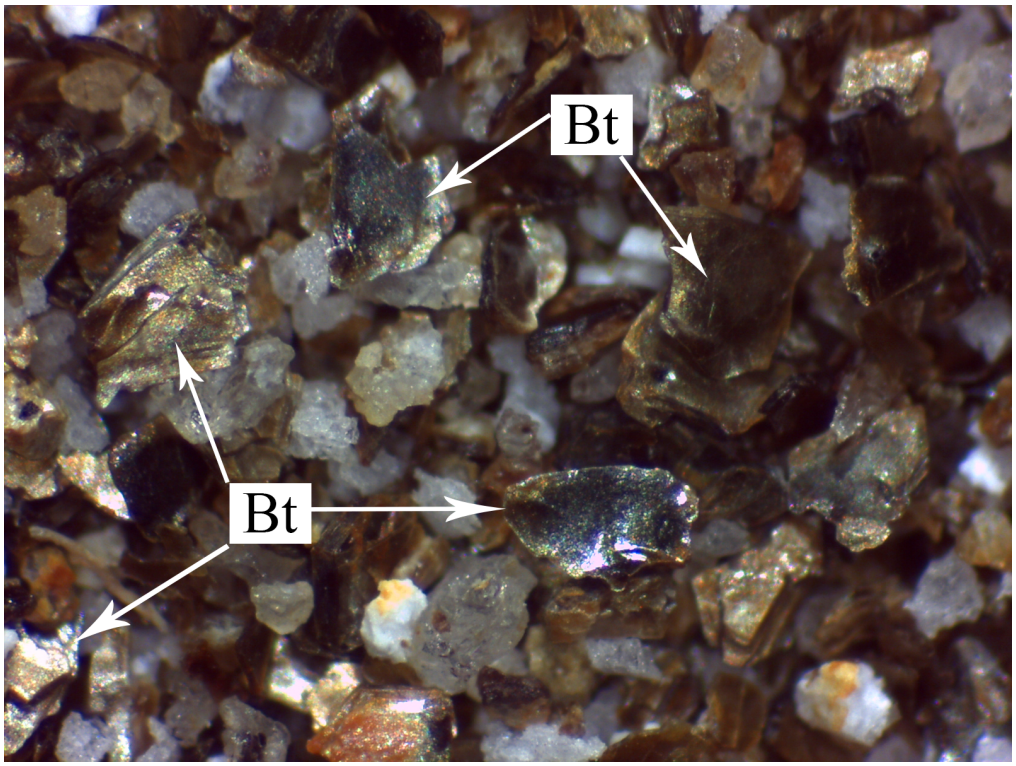
Las rocas graníticas reciben su nombre segun las diversas proporciones de feltespato alcalino, cuarzo y plagioclasa presentes en la roca. Al ser meteorizados física y químicamente, los minerales primarios de estos tipos de roca sufren una transformación hacia minerales más estables. La Figura 2.3 del capítulo 3, muestra los minerales secundarios formados producto de la meteorización de minerales de biotita, muscovita y feldespatos alcalinos y plagioclasas de las rocas graníticas con grado de meteorización V y VI presentan concentraciones de minerales de caolinita, gibsita y óxidos de hierro.

La meteorización de las rocas graníticas incluye minerales primarios y secundarios. Los minerales primarios se encuentran principalmente como fragmentos de tamaño arena, con evidencias de meteorización física y química, mientras que los minerales secundarios se encuentran principalmente dentro de la porción fina del material.

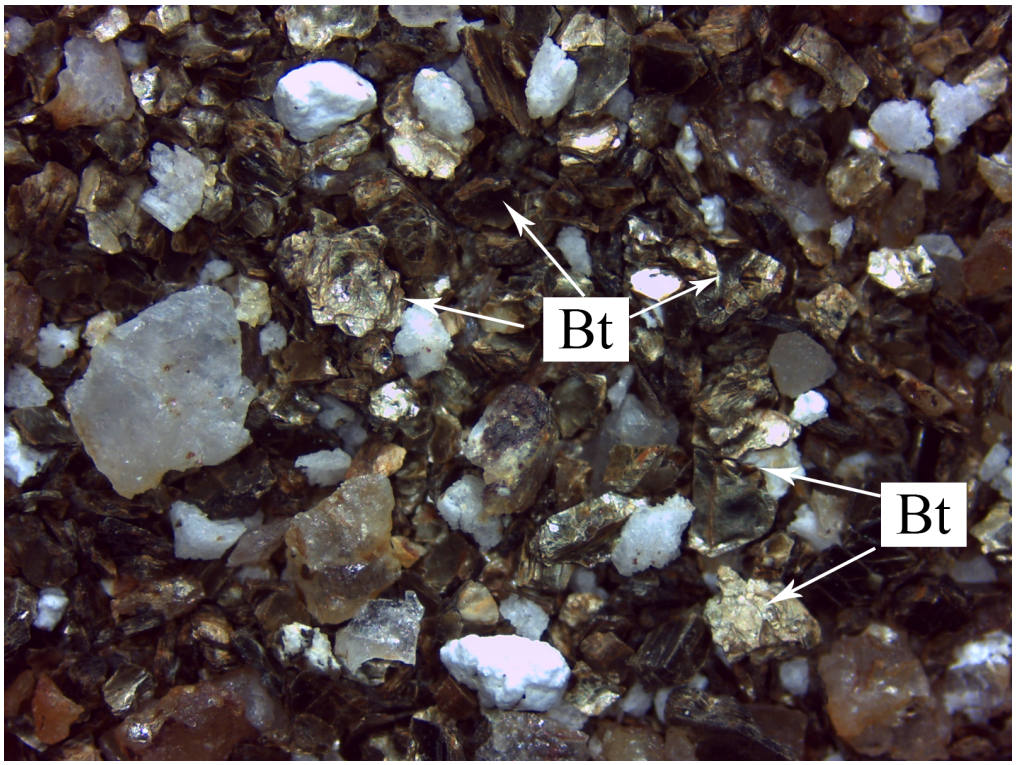
Tanto Rodríguez (2015) como Sanhueza *et al.* (2017) realizaron ensayos de difracción de rayos X dentro de los cuales se evidencia, en la fracción fina, la presencia de minerales del grupo de la caolinita y del grupo de las micas, razón por la cual, este tipo de suelo presenta baja plasticidad. Además, ensayos de difracción de rayos X realizados en granitos de Portugal, China, Corea e Irán, evidencian la presencia de los mismos minerales secundarios (Begonha & Sequeira, 2002; Deng *et al.*, 2017; Heidari *et al.*, 1988; Kwon & Oh, 2011; Lan *et al.*, 2003); gibsita también fue encontrada en dichos estudios. Cabe mencionar, que la presencia de estos minerales no quiere decir que todo el procentaje de finos del material se encuentre compuesto de ellos.

En el material granular presente en el talud, se observa la presencia de minerales primarios en toda la banda granulométrica analizada, desde 4 mm hasta 0.078 mm. Este análisis cualitativo muestra evidencia de la alteración de la biotita (Figura 7.16 a y b), caracterizada por un color dorado, en mayores proporciones que los demás minerales, sobre todo para tamaños de grano inferiores a la malla 40. Del mismo modo, se observa el efecto de los procesos de meteorización en los minerales de plagioclasa y cuarzo. Para los primeros, se muestra que las plagioclasas han perdido su habito característico, mostrando geometrías subredondeadas a casi esféricas y con evidencias de alteración a ilita (Figura 7.17). En cuanto al cuarzo, se reconoce por ser incoloro y traslúcido, además presenta una costra de óxidos de hierro en su superficie; al igual que los minerales de plagioclasa, presentan geometría subangular a subredondeados (Figura 7.17); sin embargo, en el caso del cuarzo, nos muestra la resistencia de este mineral a los procesos de meteorización, pues mantiene su forma anhedral debido a su formación tardía dentro de la roca madre.

Con respecto a la proporción de minerales, se observa que el contenido de plagioclasas disminuye a medida que lo hace el tamaño de grano, sin embargo, el contenido de micas incrementa a medida que disminuye el tamaño de grano, por lo cual no sería extraño que el contenido de micas y minerales derivados neutralizara el efecto de plasticidad producido por la caolinita y minerales de óxidos de hierro y aluminio, como gibsita y goetita.

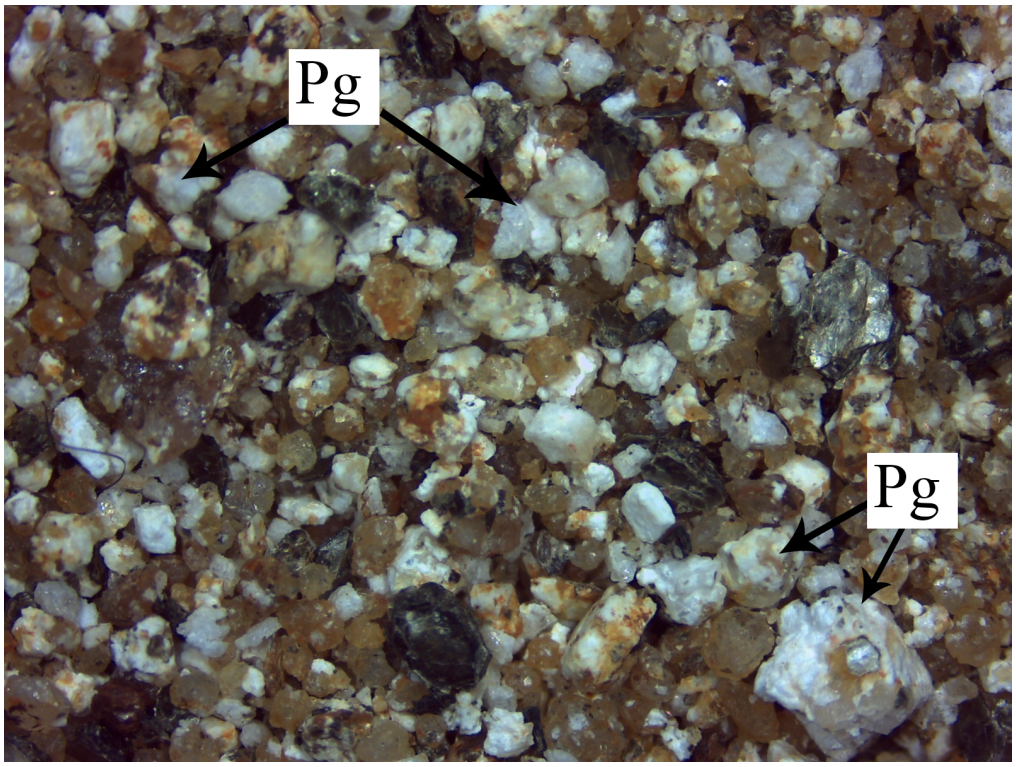


(a)

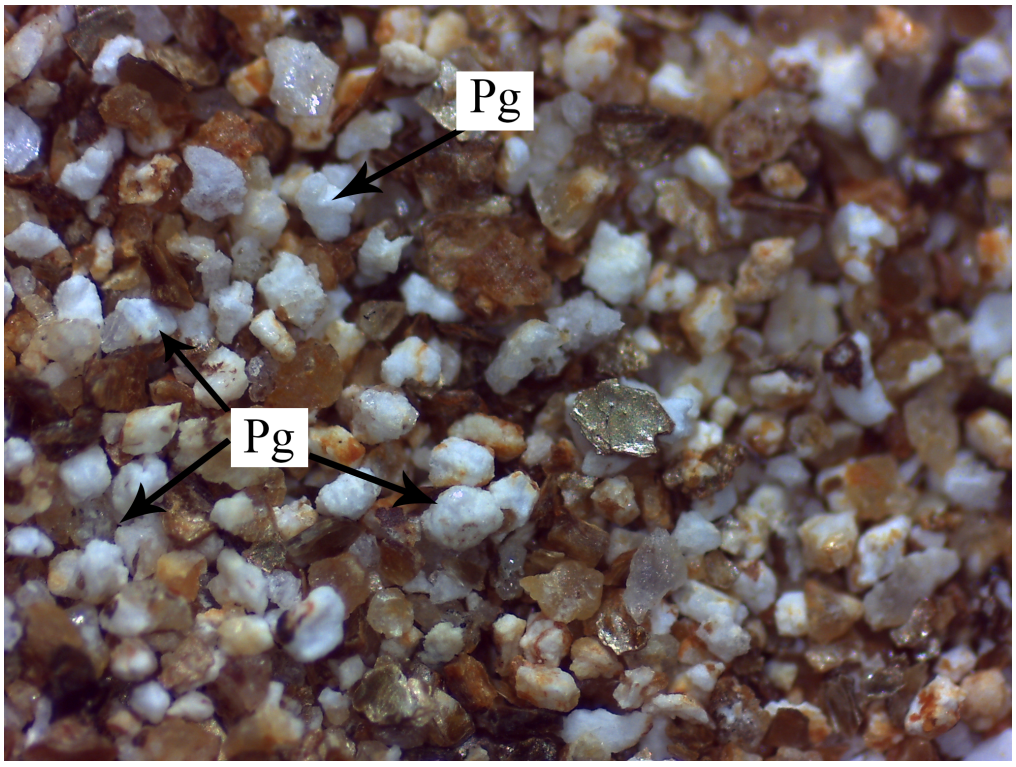


(b)

Figura 7.16: Minerales de biotita (Bt) alterados en las muestras analizadas. *a*) Muestra M7, bajo la malla No. 100 (0.15 mm); *b*) Muestra M5, retenido en malla No. 40 (0.425 mm)

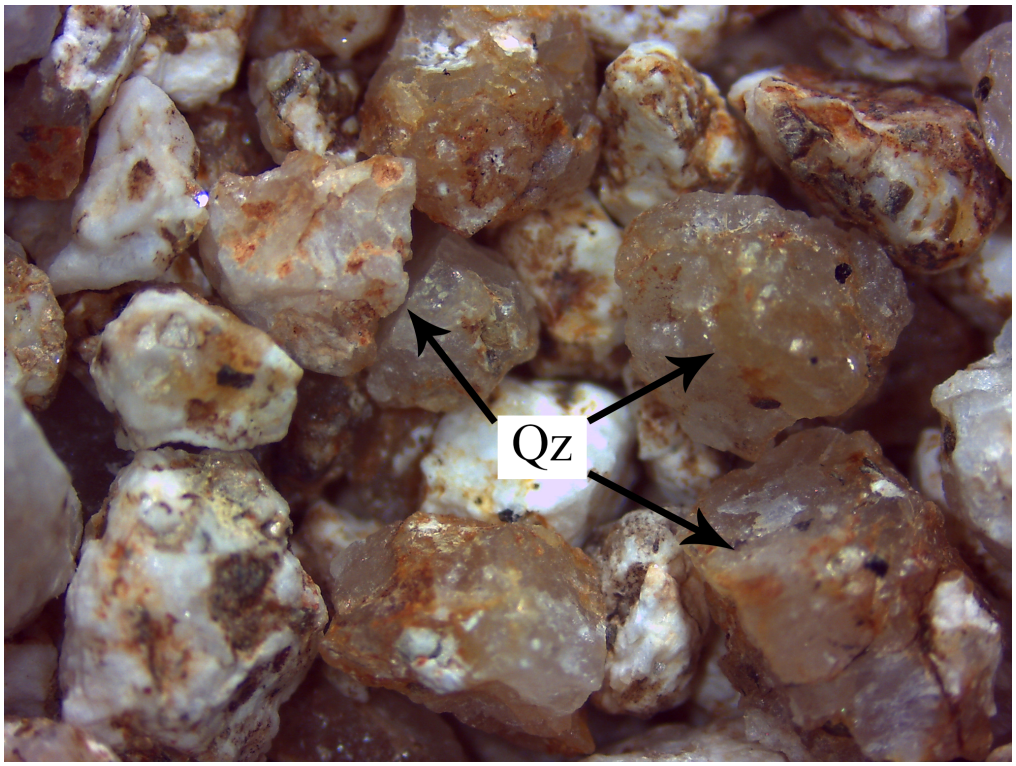


(a)

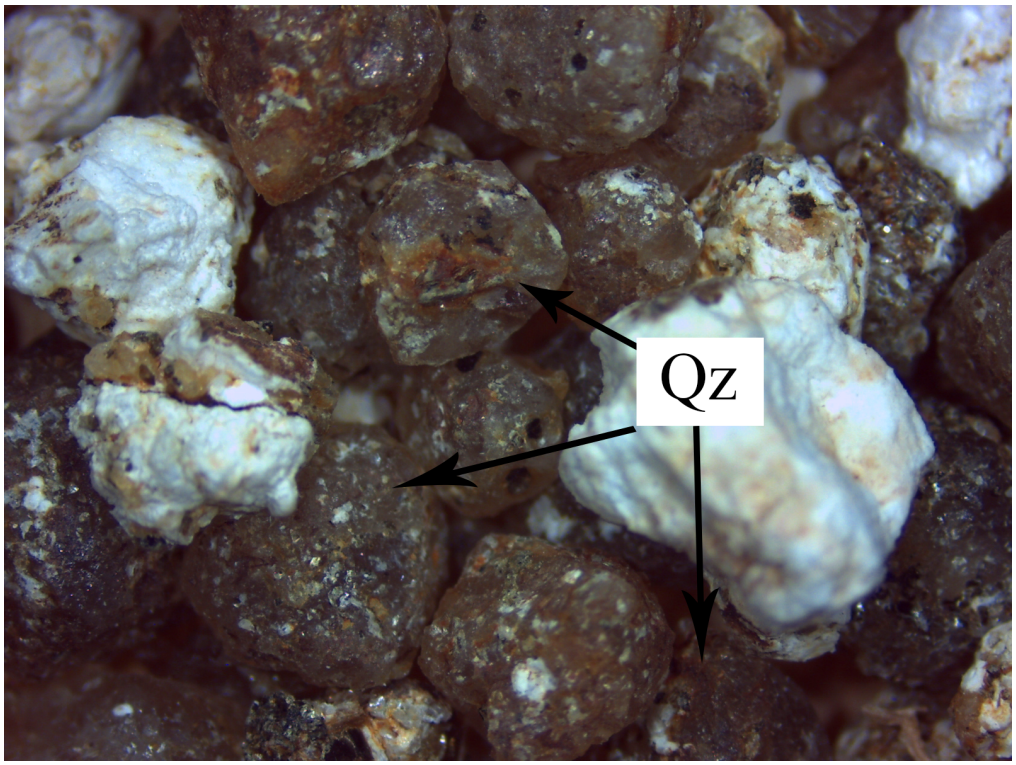


(b)

Figura 7.17: Minerales de plagioclasa (Pg) alterados en las muestras analizadas. *a*) Muestra M9, retenido en malla No. 40 (0.425 mm); *b*) Muestra M3, retenido en malla No. 100 (0.15 mm).



(a)



(b)

Figura 7.18: Minerales de cuarzo (Qz) en las muestras analizadas. *a*) Muestra M1, retenido en malla No. 4 (4.75 mm); *b*) Muestra M9, retenido en malla No. 4 (4.75 mm)

7.4.3. Geomorfología y Relieve

El talud T - 137 se ubica en los cordones graníticos y plataformas de erosión graníticas presentes en la Cuenca de Andalién, formando parte del valle fluvial del Río Andalién; usados actualmente como predios forestales. Estos cordones graníticos presentan una dirección N/S y NE/SO y representan el 58% de la cuenca; caracterizados por presentar fuerte morfometría de pendientes (Jaque, 2008).

Las plataformas de erosión graníticas cubren una superficie de 15146 Ha, representando un 20% de la superficie de la Cuenca de Andalién. Según Godard (1977), estas plataformas de erosión son típicas de zonas climáticas mediterráneas o subtropicales, que manifiestan una desagregación granular de las rocas graníticas con lixiviación de residuos mediante de escurrimientos no concentrados.

Jaque (2008) menciona el manto de alteración tiende a profundizarse por la base debido a la recarga estacional de agua producto del escurrimiento laminar con la suficiente fuerza para transportar residuos finos y aislados de la desagregación granular y a lo largo incluso de pendientes débiles. Una prolongada estación seca de más de ocho meses, elevadas temperaturas en verano, y potentes mantos de alteración desarrollados sobre la roca madre, serian suficientes para facilitar el desarrollo de la plataforma de erosión.

Frente a la zona de estudio, se encuentra parte de las llanuras y terrazas aluviales del curso medio - inferior del Rio Andalién, conformada por arenas cuarcíferas que Galli (1967) denomino como Arena Andalién, procedente de la alteración y erosión de los granitoides de la Cordillera de la Costa. Consiste en arenas finas con limos y arcillas no cementadas, de color castaño amarillento y con potencias de hasta 3 m (Jaque, 2008); concordante con la litología del sector.

Los procesos de meteorización están estrechamente ligados con la evolución geomorfológica de la cuenca. En este caso, la morfología fluvial da indicios de una recarga subterránea desde sectores mas altos hacia el río Andalién, por lo cual, el proceso de meteorización no se dió sólo desde la superficie, si no que también debido al agua sub superficial. Como consecuencia, el manto erosionado podría extenderse en profundidad. Además, si bien los procesos de meteorización ocurren de modo simultáneo, se puede decir que la meteorización química tuvo una mayor influencia en la alteración de granitoides.

7.4.4. Clima e Hidrología

El patrón de variación climático es el característico para la zona centro sur de Chile, en donde la precipitación tiende a ser mayor al oeste de la cordillera de la costa, ejerciendo un efecto de barrera para los frentes húmedos que se aproximan al continente desde el océano Pacífico. La Figura 7.19, muestra que este corresponde a un tipo climatico *Csbn's*, templado cálido con lluvias invernales y gran húmedad atmosférica, donde las precipitaciones medias anuales por efecto del relieve alcanzan los 1600 mm y el 78 % de las lluvias caen entre abril y septiembre. Además, Devynck (1970) menciona que la zona occidental de la Cuenca de Andalién, presenta entre 8 y 9 días de temperaturas bajas; mientras que en verano y otoño, la sequedad frena la actividad vegetacional.

La Figura 7.20 muestra un climograma, o diagrama ombroclimático, en donde se encuentran representadas las temperaturas y precipitaciones medias mensuales de la zona de estudio, durante los años 2000 a 2016. Se observa que la temperatura media anual es de $13°C$, y el total de precipitaciones ronda los 1100 mm. Las mínimas temperaturas observadas corresponden al mes de julio, con $9°C$, mientras que las máximas se encuentran durante el mes de enero, con $17°C$. Contrariamente, la mayor cantidad de precipitaciones se concentra en las épocas de temperaturas bajas, periodo comprendido entre mayo y septiembre con precipitaciones entre 150 y 250 mm; mientras que las menores precipitaciones se concentran en los meses de verano, con precipitaciones inferiores a 50 mm.

Es importante mencionar que la orientación de la cara del talud es N-NW, por lo cual se encuentra expuesto a las intensas precipitaciones que existen en la Provincia de Concepción, dejando de manifiesto que es un factor condicionante en el análisis de estabilidad de un talud en esta zona.

Estudios realizados por López (2015) en deslizamientos en suelos residuales graníticos muestran que, según las características climáticas registradas en los periodos 1990 – 1999 y 2000 – 2013, existe un 75 % de probabilidad de que, a partir de un periodo de retorno de 4 años precipite una cantidad menor o igual a 85.1 *mm* y los 84.8 *mm* en 24 horas; superando la cantidad de precipitación de 80 *mm* en 24 horas estimadas por Peña *et al.* (1993). Además, López (2013) indica que la totalidad de los eventos registrados entre los periodos 1990 – 1999 y 2000 – 2013, alcanzaron entre las 2 y 4 horas de iniciada la precipitación, intensidades que se concentraron entre los 5.1 *mm* y 81 *mm*. Si bien, el análisis de precipitaciones no es considerado en este trabajo; el siguiente avance en las metodologías probabilistas es incorporar la tasa de infiltración en el material, pues según lo planteado por Wesley (2011), las precipitaciones tienen una fuerte influencia en la desencadenación de deslizamientos en suelos residuales.

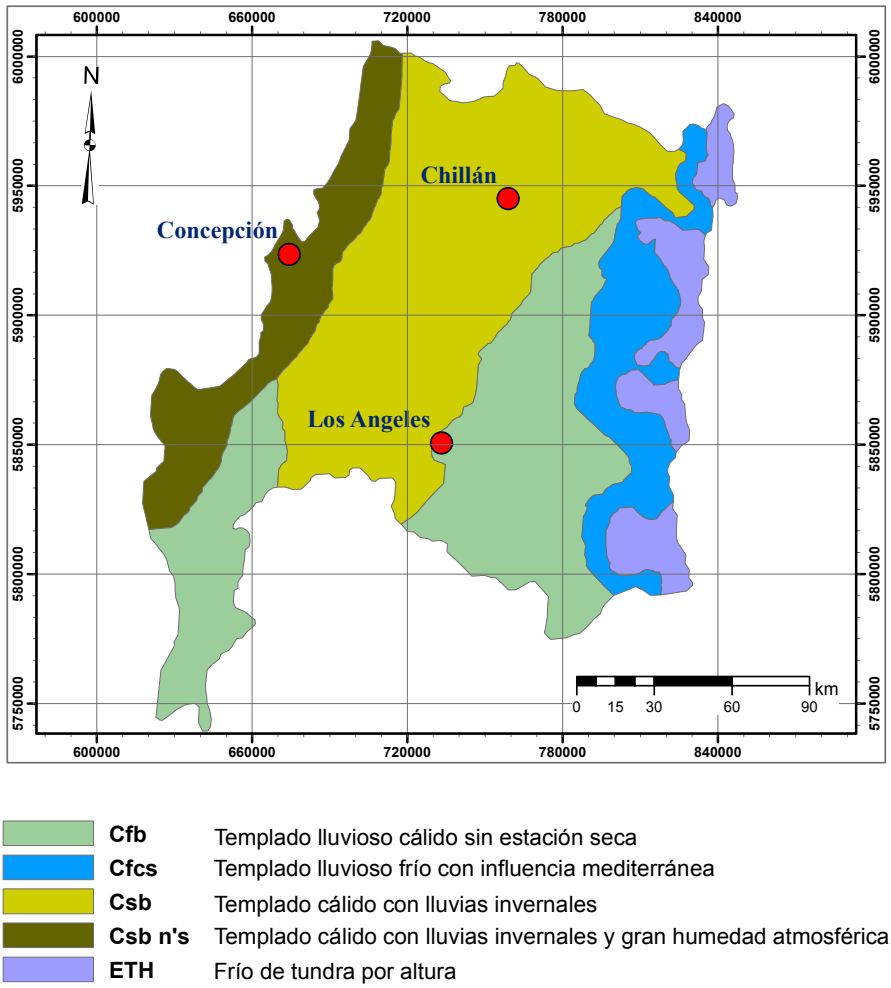


Figura 7.19: Mapa climático de la Región del Biobio (Modificado de Rioseco & Tesser (2017))

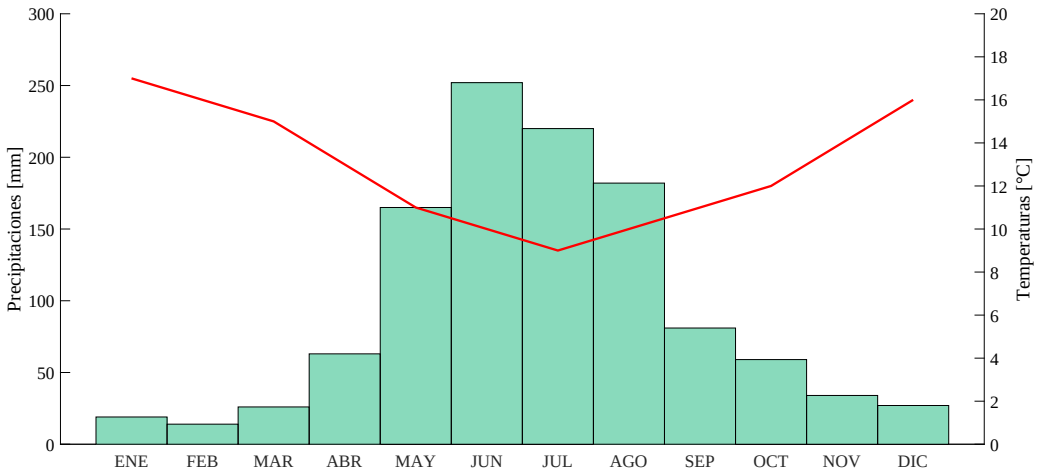


Figura 7.20: Diagrama ombroclimático de la zona de estudio para los años 2000 - 2016.

7.5. Ensayos

Los ensayos de laboratorio se realizan en el Laboratorio de Geomateriales (LGM), de la Universidad Católica de la Santísima Concepción, durante los meses de Abril a Julio de 2017. En la Tabla 7.2 se muestra el programa de ensayos realizados para la determinación de las propiedades físicas del material del talud; además se muestra la norma utilizada, y el número de ensayos realizados.

Tabla 7.2: Ensayos realizados en el Laboratorio de Geomateriales, normas y cantidad.

Ensayo	Norma	Cantidad
Gravedad Especifica	NCh 1532 (1980)	10
Granulometría	ASTM D 2487 (2011)	10
Limites de Consistencia	NCh 1517/1 (1979) NCh 1517/2 (1979)	10
Corte Directo	ASTM D 3080 (2011)	30

7.5.1. Densidad de Partículas Sólidas

Se determina la densidad de partículas sólidas, o gravedad específica, a las 10 muestras, según el procedimiento recomendado por la norma NCh 1532 (1980). La gravedad específica corresponde a la razón entre la masa unitaria de las partículas de suelo, y el volumen unitario de agua; y se determina según la Ecuación 7.1. La figura 7.21 muestra el material ensayado en el picnómetro.

$$Gs = \frac{M_s}{M_s + M_a - M_m} \tag{7.1}$$

Donde:

M_s es la masa de suelo seco,

M_a es la masa del pícnometro con el suelo seco y agua desaireada;

M_m es la masa del pícnometro lleno sólo con agua desaireada.



Figura 7.21: Determinación de la densidad de partículas sólidas mediante picnómetro.

El valor obtenido de gravedad específica de las partículas sólidas, se encuentran tabulados en la Tabla 7.3.

Tabla 7.3: Gravedad específica (G_s) de las muestras analizadas.

Muestra	Gs
M1	2.609
M2	2.586
M3	2.582
M4	2.571
M5	2.665
M6	2.726
M7	2.624
M8	2.666
M9	2.662
M10	2.633

Los resultados obtenidos permiten observar que, el rango de G_s se encuentra entre 2.571 y 2.726.

A pesar de que correspondan a muestreos de un mismo talud existe una pequeña variación entre los resultados obtenidos. Esto se debe principalmente a la variabilidad espacial de este tipo de suelo debido a que la meteorización no ocurre homogéneamente, por lo que los valores pueden diferenciarse incluso a distancias menores a 1 m.

La variación de los resultados también se debe a la distribución espacial que tienen los diferentes componentes, ya que a diferencia de los suelos sedimentarios que son seleccionados y depositados durante el proceso de sedimentación, la distribución mineralógica no ocurre en un patrón determinado, por lo tanto la concentración de los distintos minerales ejerce un control en los valores de gravedad específica.

Por otro lado, los valores obtenidos son similares a los observados por Rodríguez (2015), en taludes de maicillo en la Cordillera de Nahuelbuta, a 90 km de Concepción; también se encuentran dentro de los resultados obtenidos por Ruíz (2002), en maicillos de diversos sectores de Concepción, junto con los resultados obtenidos por Flandes (2017), a pesar de ser muestras de rocas graníticas con un grado de meteorización mucho menor al de los autores mencionados anteriormente. Esto se debe a que los minerales formadores de roca son los mismos para las distintas rocas graníticas, por lo tanto, el rango de valores de G_s deberá ser el mismo para todas ellas.

La similitud entre los distintos valores de este parámetro, podría asociar geotécnicamente los granitos altamente meteorizados de Concepción y de la Cordillera de Nahuelbuta, así como la roca de la cual provienen; para ello es necesario complementar los estudios con difracción de rayos X, estudios mineralógicos, y otros medios de validación, con el objetivo de generar una base de datos apta para análisis estadísticos.

7.5.2. Granulometría

Se realiza un análisis granulométrico de las muestras de suelo obtenidas, siguiendo las consideraciones específicadas en la norma ASTM D 2487 (2011). La distribución granulométrica nos entrega una distribución de los tamaños que posee una muestra de suelo; es decir, es una representación gráfica de los tamaños de grano. En la Tabla 7.4 se encuentran tabulados los resultados obtenidos, y en la Figura 7.22 se encuentran los resultados gráficamente.

En la Figura 7.22 se observa diferencias entre las curvas granulométricas; es posible dividir las muestras analizadas en dos grupos.
Se observa que el primer grupo (superior), conformado por las muestras $M1$, $M2$, $M3$ y $M4$, que poseen un porcentaje de finos mayor al 30%, obtenidas del escalón superior del talud. El segundo grupo, compuesto por las muestras $M5$, $M6$, $M7$, $M8$, $M9$ y $M10$, obtenidas de los escalones inferiores.

Tabla 7.4: Resumen Granulométrico de las muestras analizadas.

Malla ASTM	**Tamiz [mm]**	**Pasa [%]** M1	**Pasa [%]** M2	**Pasa [%]** M3	**Pasa [%]** M4	**Pasa [%]** M5	**Pasa [%]** M6	**Pasa [%]** M7	**Pasa [%]** M8	**Pasa [%]** M9	**Pasa [%]** M10
No. 4	**4.75**	100	99	100	100	98	98	98	100	99	99
No . 8	**2.36**	100	91	97	98	87	90	88	100	97	98
No. 10	**2**	100	88	96	98	84	88	86	100	96	97
No.20	**0.85**	100	75	91	94	76	79	80	98	91	92
No. 40	**0.425**	95	66	82	87	61	65	69	91	74	74
No. 60	**0.25**	83	56	73	79	45	51	56	74	53	54
No. 100	**0.15**	54	39	59	65	30	38	38	47	34	35
No. 200	**0.075**	30	23	31	39	19	24	20	23	16	18

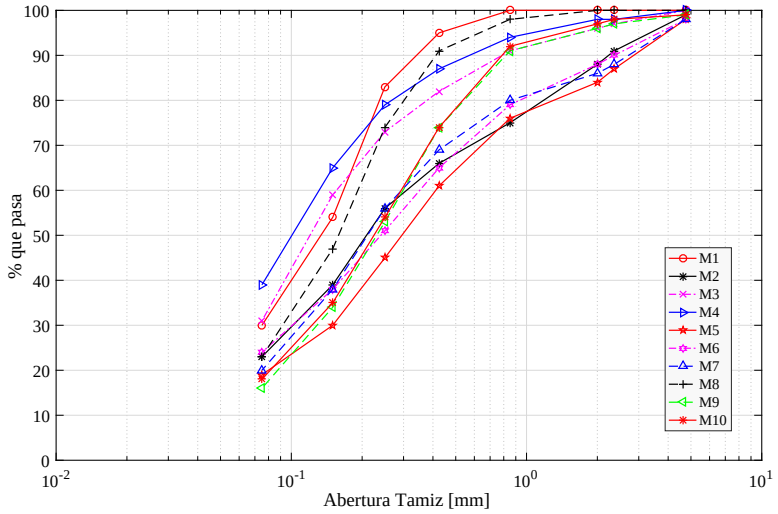


Figura 7.22: Curvas granulométricas para las muestras ensayadas.

7.5.3. Límites de Consistencia

Para clasificar las muestras de suelo, la determinación de los límites líquido y plástico es importante, ya que también nos entrega información sobre el comportamiento plástico, o no plástico, de las muestras. Este ensayo se encuentra detallado en las normas NCh 1517/1 (1979) y NCh 1517/2 (1979).

Las Figuras 7.23 a y b muestran el equipo utilizado, mientras que los resultados de los ensayos realizados son tabulados en la Tabla 7.5.



(a) (b)

Figura 7.23: Ensayos de Límites de Consistencia. (a) Ensayo de límite líquido; (b) Ensayo de límite plástico

Tabla 7.5: Límites de consistencia realizados para las muestras analizadas.

Muestra	LL [%]	LP [%]	IP
M1	42	27	15
M2	37	28	9
M3	30	NP	NP
M4	37	NP	NP
M5	NP	NP	NP
M6	NP	NP	NP
M7	NP	NP	NP
M8	NP	NP	NP
M9	NP	NP	NP
M10	NP	NP	NP

La Figura 7.24 muestra los resultados de los ensayos de límite líquido e índice de plasticidad obtenidos mediante el método de Casagrande, en esta carta se han adicionado los resultados obtenidos por Flandes (2017), Rodríguez (2015) y Ruíz (2002), correspondientes a ensayos realizados en rocas graniticas meteorizadas en Chile. Se observa, según esta clasificación, la fracción fina los maicillos graníticos de Concepción y la Cordillera de Nahuelbuta, presentan un comportamiento similar al de un limo de baja plasticidad. Además, de existir muestras que no presentan límites de consistencia.

Los resultados obtenidos en este trabajo se contradicen con los límites de consistencia obtenidos, pues para el contenido de finos presentes en algunas muestras, éstas no presentaron plasticidad. Esto se debe al efecto inhibidor que ejerce el contenido de micas en el material, impidiendo la plasticidad.

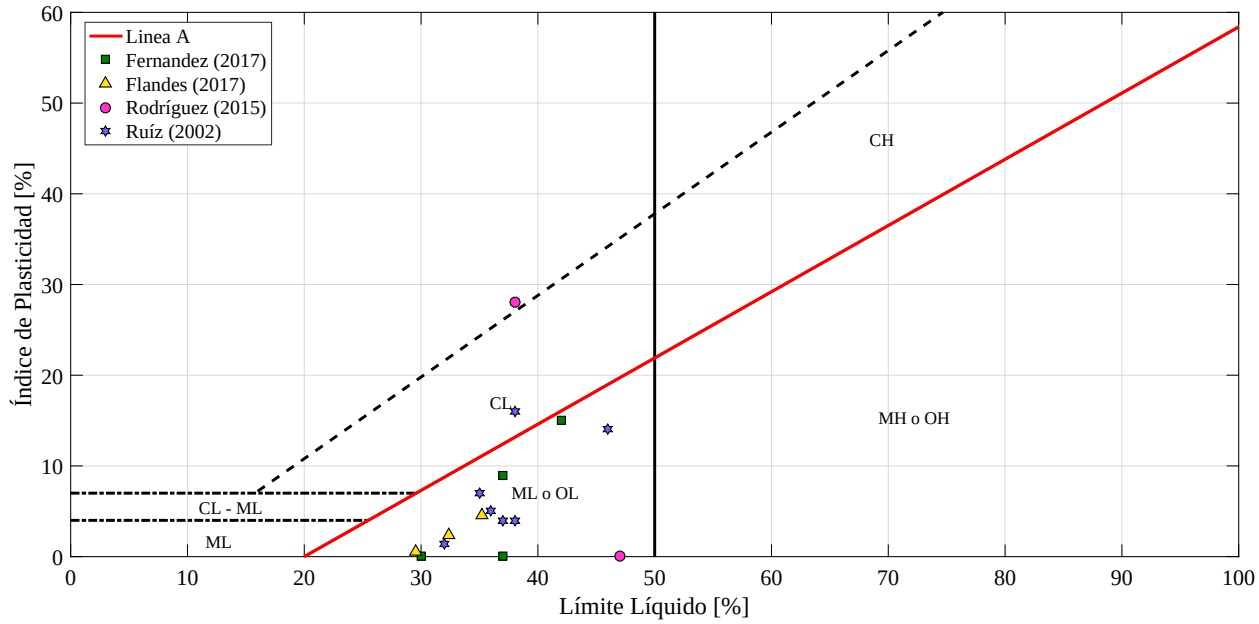


Figura 7.24: Resultados en carta de plasticidad de Casagrande en Chile. CL: Arcilla de baja plasticidad, ML: Limo de baja plasticidad, CH: Arcilla de alta plasticidad, MH: Limo de alta plasticidad.

Por otro lado, Wesley (2009) propone una carta de plasticidad adecuada a suelos residuales (Figura 7.25). En ella se separan limos y arcillas mediante una zona de transición conformada por dos líneas paralelas a la línea A; el autor grafica resultados de tres tipos de suelos asociados a tres tipos de arcillas, *black cotton soils*, con presencia de montmorillonita; *tropical red clays*, con presencia de halloisita; y suelos de ceniza volcánica, con presencia de alofanita. En la Figura 7.26 muestra resultados de límite líquido e índice de plasticidad en suelos graníticos de los autores mencionados anteriormente; en esta carta es posible observar claramente que gran parte de los datos se encuentran concentrados bajo la linea A, y con valores de límite líquido entre 25% y 50%, excepto por los resultados obtenidos por Rodríguez (2015); esta discrepancia puede deberse a un mal muestreo del material para límite liquido, o a errores de procedimiento.

Con estos resultados es posible agregar una nueva zonificación en la carta propuesta en Wesley (2009), la cual se muestra en la Figura 7.26, agrupando los suelos residuales graníticos en una misma zona. Para validar esto, la Figura 7.27 muestra los resultados de límites de consistencia en Chile, y los obtenidos por Pineda & Colmenares (2008) en granodiorita completamente meteorizada, en Colombia; Rahardjo *et al.* (2004, 2012), en

rocas graníticas completamente meteorizadas y suelo residual en Bukit Timah, Singapur; y Begonha & Sequeira (2002), en el granito de Oporto, Portugal. Como se observa, los valores obtenidos en suelos residuales internacionales permiten corroborar la zonificación propuesta; el aumento de limite liquido e índice de plasticidad siguen una tendencia paralela a la línea A, agrupando las rocas graníticas completamente meteorizadas en un rango de limite liquido entre 25 y 50 %.

Cabe mencionar, que según los resultados de difracción de rayos X realizados por Rodríguez (2015), el tipo de arcilla predominante en el material fino de este material correspondería a caolinita, junto con minerales micáceos, corroborando el patrón de meteorización de rocas graníticas. Por lo tanto, en esta nueva zona se encontrarían los suelos con presencia de dicha arcilla. Esto no quiere decir que todo el material fino sea caolinita, pues como se acotó en la caracterización mineralógica, en la porción fina, se encontraban partículas de tamaño limo correspondientes a micas, las cuales interfieren en los enlaces de hidrógeno entre los minerales plásticos y el agua, sesgando la plasticidad.

Es posible asociar los resultados de límites de consistencia a la presencia de material fino micáceo. Además, Begonha & Sequeira (2002) mencionan que uno de los productos finales de los granitoides es la caolinita y la gibbsita, la cual se caracteriza por su baja capacidad de absorción de agua, es decir, posee una baja susceptibilidad a la retracción y a la expansión, en comparación con otras arcillas, por lo cual exhiben baja o nula plasticidad; de modo que se recomienda no asociar el límite líquido o plástico a una cierta cantidad de finos, o a un cierto grado de meteorización.

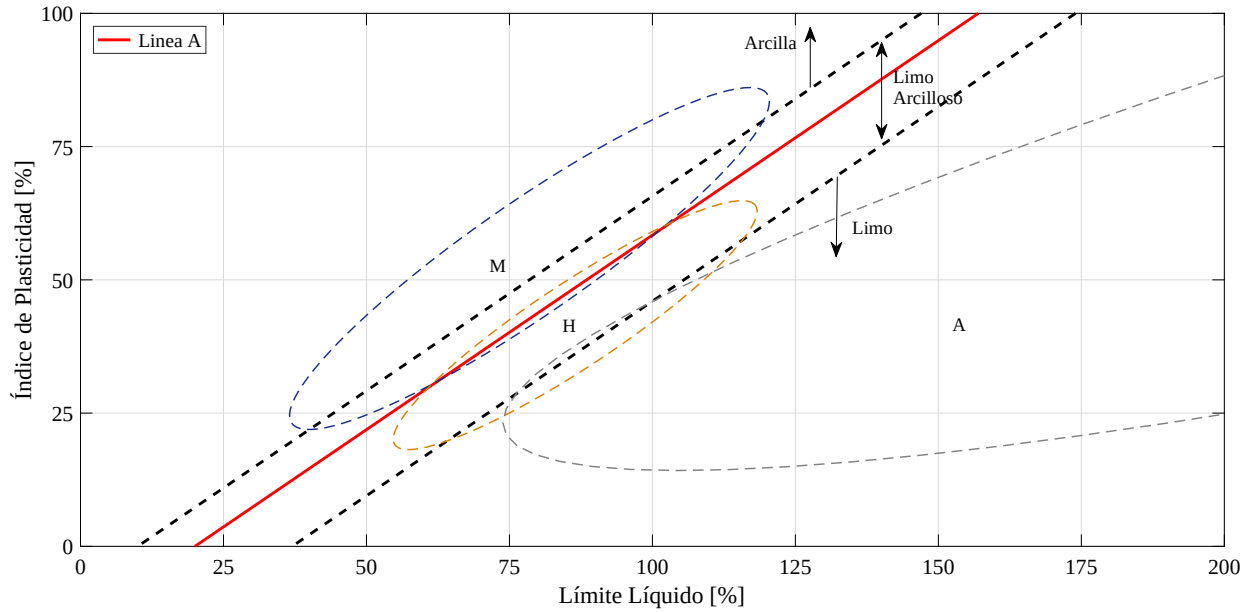


Figura 7.25: Carta de plasticidad para suelos residuales. M: Montmorillonita, A: Alofanita, H: Halloisita (Modificado de Wesley (2010))

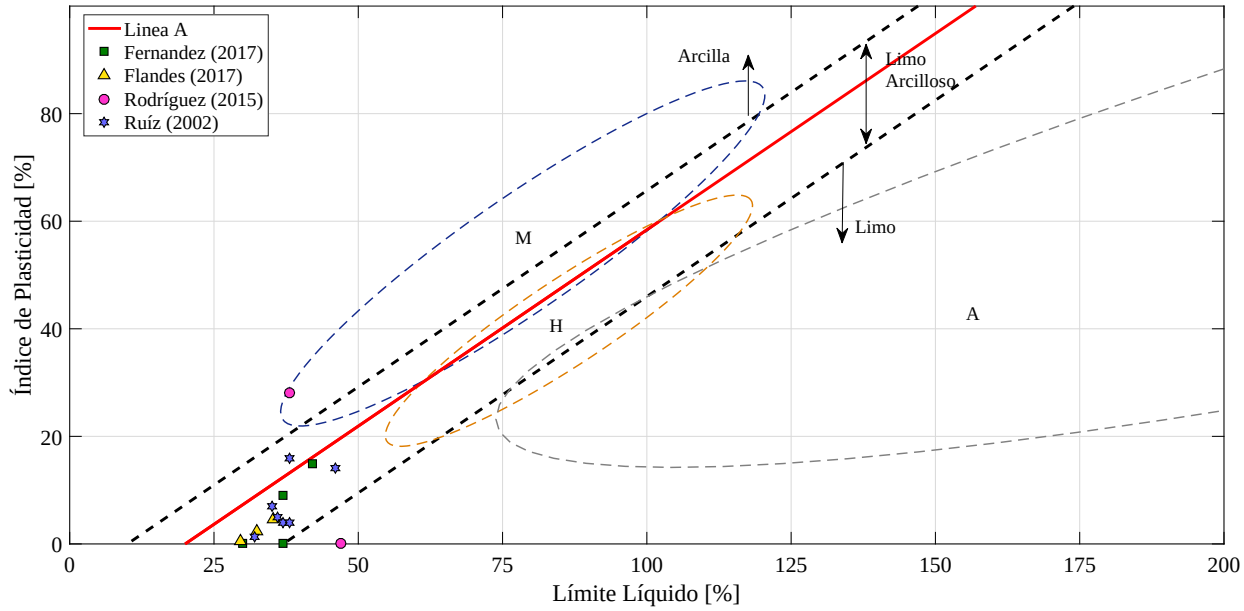


Figura 7.26: Resultados en carta de plasticidad de Wesley en Chile. M: Montmorillonita, A: Alofanita, H: Halloisita

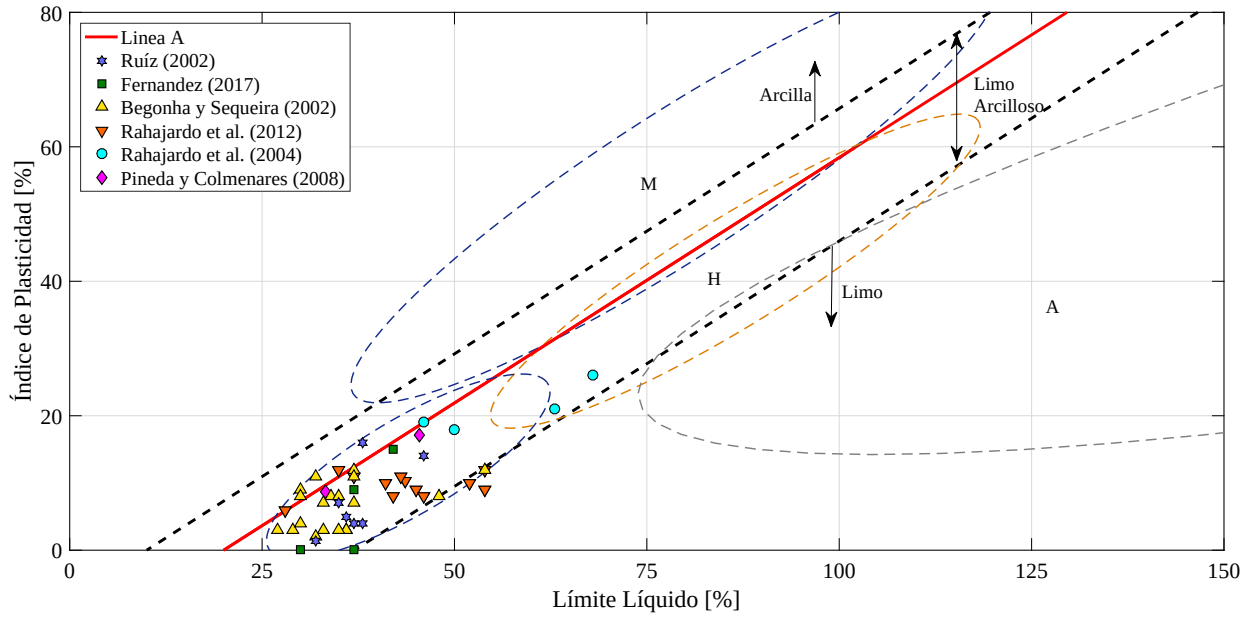


Figura 7.27: Resultados internacionales en carta de plasticidad de Wesley. M: Montmorillonita, A: Alofanita, H: Halloisita

Finalmente, los resultados de límites de consistencia para suelos residuales graníticos, están condicionados tanto por el contenido de micas presentes en la muestra, como por la presencia de sesquióxidos de hierro y aluminio que, según los patrones de meteorización

de minerales primarios, sus concentraciones serían inversamente proporcionales, teniendo como punto medio minerales de caolinita.

Por tanto, se puede concluir que a medida que avanza el proceso de meteorización desde rocas graníticas completamente meteorizadas hasta suelo completamente residual, aumentara el limite liquido así como su índice de plasticidad, manteniéndose paralelos a la línea A; influenciadas por la disminución de minerales de mica y el aumento en concentración de caolinita y sesquióxidos de hierro y aluminio.

Es importante mencionar que el efecto de laterización que sufre la caolinita, debido al proceso de hidrólisis, se traduce en un aumento de gibsita, goetita y hematita en los suelos, dotándolos de un color rojizo, conocidos también como *tropical red clays*; los cuales Wesley (2009) caracterizó como suelos con presencia de haloisita, aunque también presentan caolinita. Es por ello que aquellos suelos siguen la misma tendencia que los suelos graníticos residuales, pero con índices de plasticidad y límites líquido más altos.

Según Northmore *et al.* (1992a,b) estos suelos residuales se caracterizan por su mayor contenido de caolinita, junto con sesquióxidos de hierro y aluminio; por lo cual, no se descarta que se esté trabajando con el mismo producto de rocas graníticas, pero con diferentes estados de meteorización. Esta sería la explicación lógica por la cual los resultados de Rahardjo *et al.* (2004) obtuvo valores cercanos a la zonificación propuesta de haloisita, pues dos de sus muestras correspondían a suelo granitico residual con grado de meteorización VI. Con estos resultados, es posible clasificar las muestras de suelo según la norma ASTM D 2487 (2011), tabulados en la Tabla 7.6.

Tabla 7.6: Resultados de la clasificación de suelos

Muestra	Clasificación
M1	SM baja plásticidad
M2	SM baja plásticidad
M3	SM sin plásticidad
M4	SM sin plásticidad
M5	SM sin plásticidad
M6	SM sin plásticidad
M7	SM sin plásticidad
M8	SM sin plásticidad
M9	SM sin plásticidad
M10	SM sin plásticidad

A pesar de la variación de las curvas granulométricas, la clasificación de suelos varía entre arenas limosas (SM) con plasticidad baja o nula, clasificaciones congruentes con lo establecido en la literatura. Además, se evidencia en la Figura 7.26 que los resultados de límites de consistencia zonifican los tipos de arcillas presentes en los suelos residuales, dándonos un indicativo del comportamiento que tendrá el suelo.

Una acotación importante, es que la cantidad de finos no se encuentra relacionada con los límites de consistencia; mientras que las muestras del segundo grupo no presentaron límites líquido ni plástico, de las muestras del primer grupo, sólo las muestras $M1$ y $M2$ mostraron ambos límites de consistencia, mientras que las muestras $M3$ y $M4$, sólo presentaron límite líquido.

A pesar de que no es un indicativo de la resistencia del material, la variación de la granulometría de las muestras realizadas, nos indica nuevamente, la variabilidad espacial que presenta este tipo de suelo residual debido a la meteorización.

7.5.4. Ensayo de Corte Directo

El ensayo de corte directo es uno de los métodos utilizados para determinar la resistencia al corte de un suelo. Este ensayo cuenta con la ventaja de determinar rápidamente estos parámetros (cohesión y ángulo de fricción). El ensayo induce la ocurrencia de una falla a través de un plano predeterminado, puesto que el molde en el cual se ubica la muestra, se encuentra dividido en dos mitades horizontales; la mitad superior permanece fija, mientras que la inferior, móvil. Además, dos piedras porosas, una superior y otra inferior, proporcionan un drenaje libre a las muestras saturadas.

El equipo de corte directo cuenta con dispositivos que permiten cuantificar la fuerza horizontal (T), que permite la falla del especímen, la fuerza normal, viene dada por la carga aplicada (N); y la deformación horizontal y vertical de la muestra. Este ensayo se encuentra normado por la norma ASTM D 3080 (2011)

Las tensiones de corte (τ), y la tensión normal (σ), en la superficie de falla se calcula según las Ecuaciones 7.2 y 7.3:

$$\tau = \frac{T}{A} \tag{7.2}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \tag{7.3}$$

De esta manera, los esfuerzos normales y de corte, deben satisfacer la ecuación de Coulomb. Así, al realizar tres ensayos a una misma muestra de suelo, a distintas cargas normales, es posible ajustar los resultados a una linea recta, cuya pendiente corresponde al valor de $\tan(\phi)$, y su intersección con el eje vertical, corresponde a la cohesión (c).

Se realizan 30 ensayos de corte directo en muestras inalteradas de maicillo, talladas a mano, con dimensiones de $100 \times 100 \times 30$ mm. Cada probeta fue sometida a distintas cargas normales para la obtención de los parámetros resistentes de cohesión y ángulo de fricción. Estas probetas, luego de fijadas en la caja de corte, se someten a un proceso de saturación y consolidación, las cuales se logran llenando el molde con agua, y aplicando las respectivas cargas verticales. Posteriormente, se aplica una carga horizontal a una velocidad de 0,1 mm/min, induciendo la falla en la probeta. Esta velocidad es

lo suficientemente lenta para favorecer la disipación de presiones intersticiales en la muestra de suelo ensayada.

Las Figuras 7.28 y 7.29, muestran el equipo de corte directo y sus implementos; mientras que las Figuras 7.30 y 7.31 visualizan las muestras inalteradas y ensayadas.

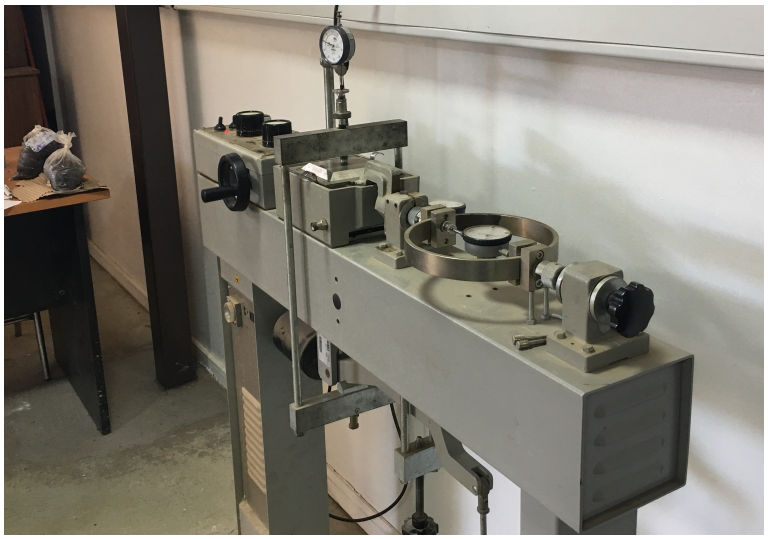


Figura 7.28: Equipo utilizado en el ensayo de corte directo. Máquina de Corte Directo, Laboratorio de Geomateriales, UCSC.

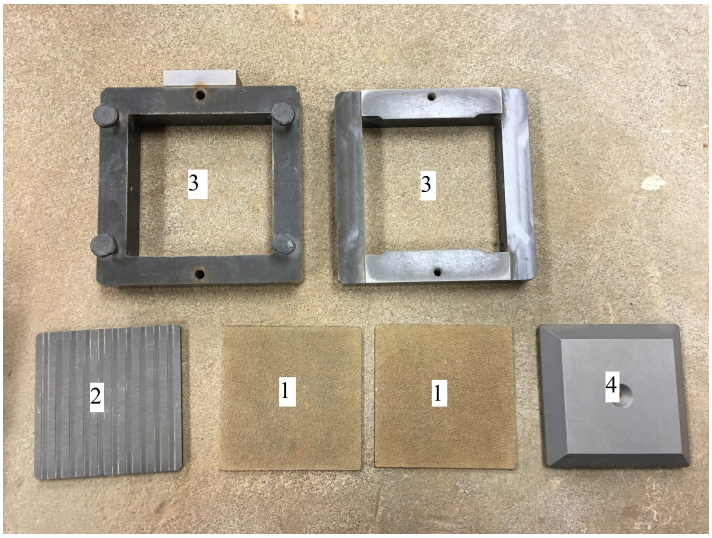


Figura 7.29: Equipo utilizado en el ensayo de corte directo. Partes de la caja de corte: (1) Piedras porosas, (2) placa base, (3) caja de corte, (4) cabezal superior



(a) (b)

Figura 7.30: Preparación de probetas inalteradas, a) tallado (dimensiones del molde: 12×12 *cm*; b) probeta (dimensiones 10×10 *cm*)



(a) (b)

Figura 7.31: Probetas ensayadas

Resultados

Las condiciones iniciales y resultados gráficos se presentan en el Anexo A; mientras que la Tabla 7.7, muestra un resumen de los parámetros de resistencia al corte determinados mediante el ensayo de corte directo junto con el coeficiente de correlación obtenido mediante regresion lineal.

Se observa que los resultados obtenidos oscilan entre 2 kPa y 16.5 kPa, para la cohesión; y entre 22° y 35°, para el ángulo de fricción, obteniendo valores coherentes a arenas limosas. Nuevamente, los resultados obtenidos son similares a los vistos por Rodríguez (2015) y Ruíz (2002), que trabajaron con rocas graníticas completamente

meteorizadas. Por lo cual, se podría asociar geotécnica y estadísticamente los maicillos correspondientes a Concepción y la Cordillera de Nahuelbuta.

Tabla 7.7: Resultados de cohesión (c') y ángulo de fricción obtenidos (ϕ') y coeficiente de correlación de las muestras analizadas.

Muestra	c'	ϕ	**R**
M1	11.01	27.74	1
M2	5.65	36.34	0.9976
M3	12.03	25.4	0.9934
M4	4.2	30.36	0.9957
M5	10.81	30.17	0.9961
M6	3.3	35.2	0.9992
M7	10.6	30.29	0.9955
M8	6.41	24.11	0.9996
M9	2	29.29	0.9994
M10	16.469	21.98	0.9154

En cuanto al comportamiento contractivo, o dilantente, de las muestras ensayadas, se observa que el maicillo analizado, muestra un comportamiento preferentemente contractivo; excepto por las muestras $M5$, $M8$ y $M9$, las cuales muestran comportamiento dilatante en sus tres probetas. Este comportamiento se considera válido, pues se puede asociar a lo establecido por Wesley (2010), ya que una de las características de los suelos residuales, corresponde al aumento de la porosidad con el tiempo, favoreciendo un comportamiento contractivo.

Por otro lado, la dilatancia observada en algunas muestras, así como algunos máximos presentados, pueden deberse a la estructura interna del material, es decir, a zonas cementadas presentes en las probetas, o a cambios de resistencia en el mismo material.

También es importante acotar que ninguna de las muestras analizadas llegó sus parámetros residuales, del mismo modo, los parámetros obtenidos por Rodríguez (2015) y Ruíz (2002) tampoco se alcanzaron los valores residuales. Por lo tanto, para los posteriores analisis a realizar, se utilizarán los valores de los parámetros críticos.

7.6. Bondad de Ajuste

Existen varias pruebas para evaluar la bondad de ajuste de un conjunto de datos. Una de las más conocidas es la prueba de Kolmogorov - Smirnov (Scolforo, 2002). La prueba de Kolmogorov - Smirnov, se utiliza para decidir si una muestra proviene de una población con una distribución específica, mediante la comparación de la función de distribución acumulada de los datos experimentales y de una distribución teórica, comparando la distancia máxima entre ambas curvas, con un estadístico de referencia (Chakravarti *et al.*, 1967).

La máxima distancia entre las curvas viene dada por la Ecuación 7.4:

$$\Delta = |FA_{exp} - FA_{teo}| \tag{7.4}$$

Donde:

FA_{exp} corresponde a los valores correspondientes de frecuencia acumulada del conjunto de datos,

FA_{teo} corresponde a los valores correspondientes de la distribución de prueba o teórica.

Para definir si los datos se ajustan o no a la distribución de prueba se considera que, si el valor del estadístico de prueba (Δ_{max}) es menor al valor del estadístico K-S (Δ_{KS}), que varía según la cantidad de datos y el nivel de confianza(α) utilizado, entonces, los datos se ajustan a la distribución de prueba; en caso contrario, los datos no se ajustan a dicha distribución. Una de las ventajas de este método es que la distribución del estadístico K-S, no depende de la función de distribución acumulada que se está probando. Además, este método se considera un método de prueba exacto (Chakravarti *et al.*, 1967).

Dentro de las consideraciones para los datos utilizados se tiene:

1. El material debe ser roca granítica completamente meteorizada, es decir, con grado de meteorización V según la clasificación basada en el perfil de meteorización para rocas meteorizadas y suelos residuales.

2. El suelo residual debe ser catalogado como arena limosa (SM) según la clasificación USCS.

3. Presentar un coeficiente de correlación cercano o mayor a 0.9 en la regresión lineal de la envolvente de falla en los ensayos de corte directo.

Con ello, se realizó un análisis de bondad de ajuste mediante el método de Kolmogorov - Smirnov, para la determinación de su función de densidad de probabilidad, con un nivel de significancia de 5%. Para ello se utilizaron los parámetros de resistencia al corte obtenidos a pertir de 24 datos de ángulo de fricción, 24 datos de cohesión, y 72 datos de densidades; obtenidos a partir de estudios realizados en suelos graníticos completamente meteorizados de la presente investigación, Rodríguez (2015) y Ruíz (2002), los cuales cumplen con los criterios previamente establecidos. Cabe mencionar, que los datos obtenidos por Flandes (2017) no cumplen con estos requisítos, pues los parámetros de resistencia al corte obtenidos en su investigación abarcan distintos grados de meteorización; por lo cual, no cumplen con la primera consideración de esta tesis. Los respectivos histogramas y diagramas de frecuencias acumuladas se muestran en las Figuras 7.32, 7.33 y 7.34.

También se realizo un análisis de bondad de ajuste, mediante este mismo método, para los datos obtenidos mediante el ensayo de gravedad de partículas sólidas para las muestras de maicillo de este trabajo, Rodríguez (2015) y Ruíz (2002); cuyo histograma y curva de probabilidad acumulada se encuentran en la Figura 7.35. Si bien, este parámetro no influye en los análisis de estabilidad de taludes, se considera que es necesario contar

con una base de datos de parámetros geotécnicos, con el fin de conocer la variación de estos parámetros cada vez más acotada, y la distribución de probabilidad que los representa, especialmente en suelos residuales o meteorizados.

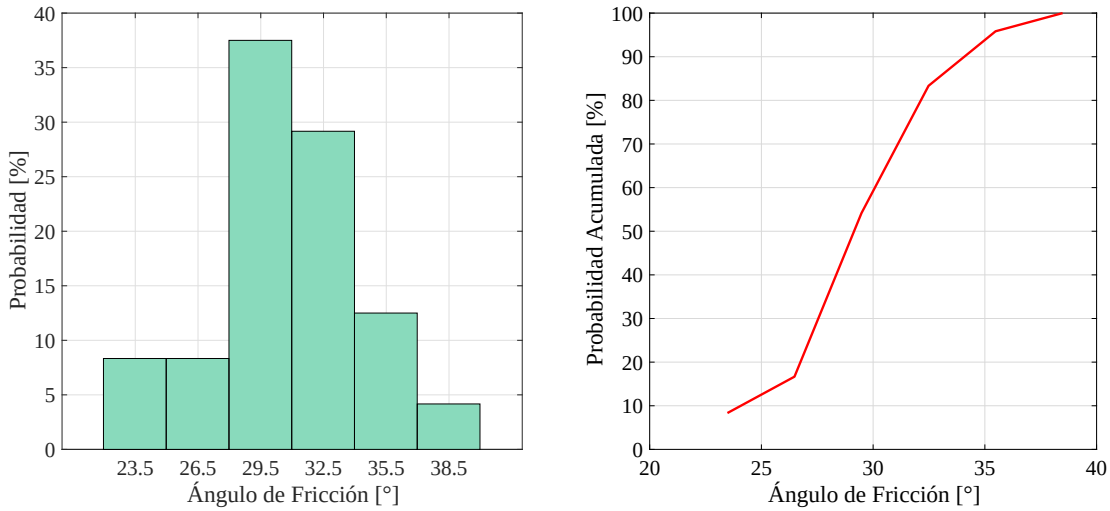


Figura 7.32: Histograma y curva de probabilidad acumulada para los datos de ángulo de fricción

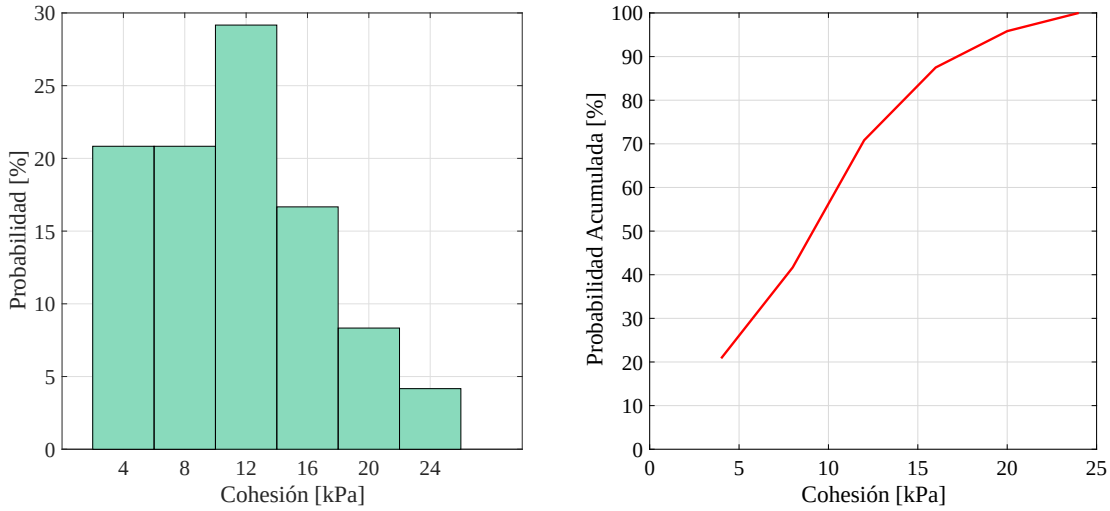


Figura 7.33: Histograma de frecuencia y curva de probabilidad acumulada para los datos de cohesión

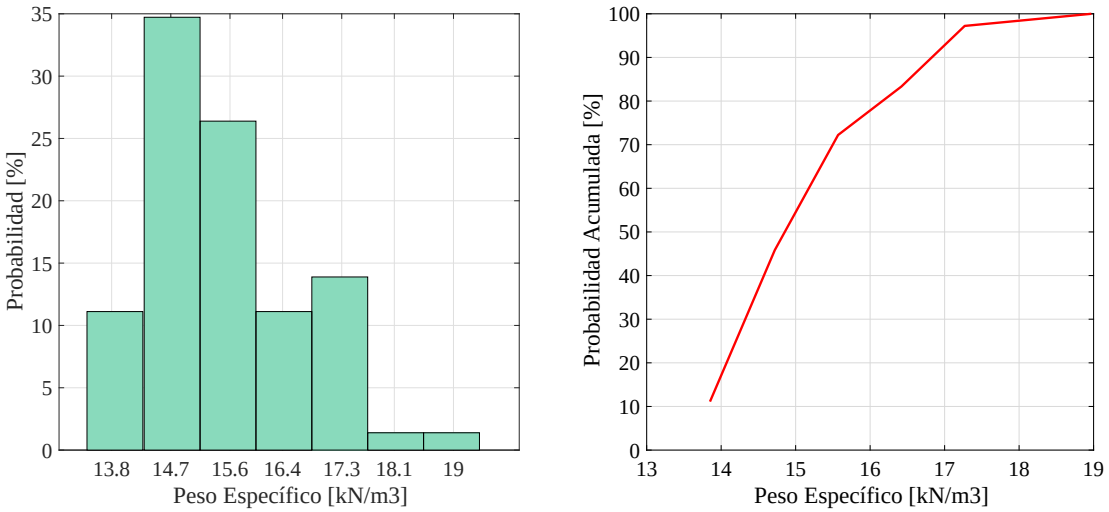


Figura 7.34: Histograma de frecuencia relativa y curva de probabilidad acumulada para los datos de peso específico

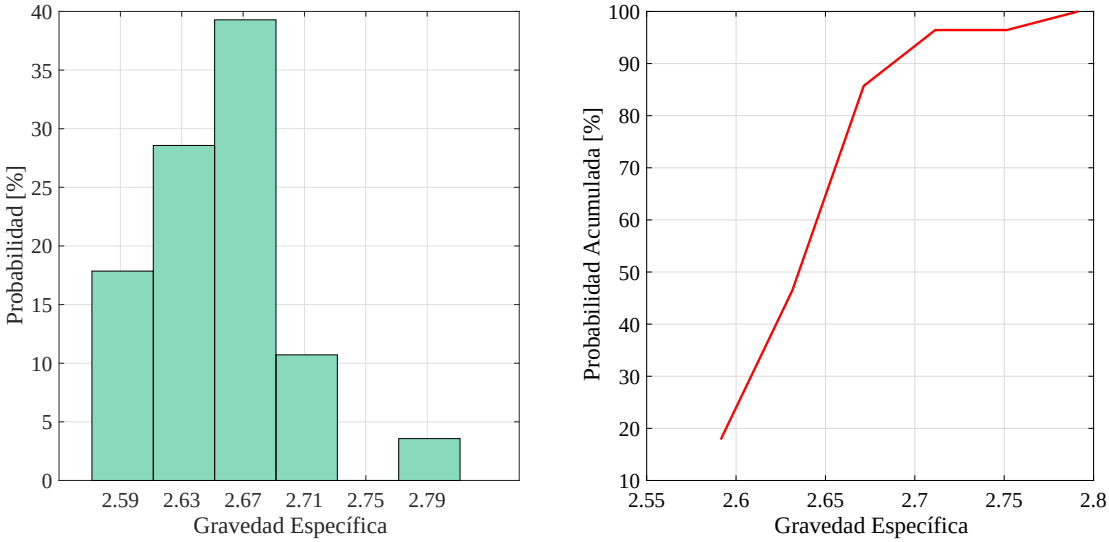


Figura 7.35: Histograma de frecuencia relativa y curva de probabilidad acumulada para los datos de gravedad específica

En el Anexo B, se encuentran las Tablas de frecuencias realizadas para el análisis de bondad de ajuste, mientras que la Tabla 7.8 muestra los resultados de bondad de ajuste para cohesión, ángulo de fricción y peso unitario, y sus correspondientes distribuciones; y en la Tabla 7.9 se tabulan los resultados para los ensayos de gravedad específica. Como se observa, para el caso de la cohesión, todas las distribuciones analizadas cumplen con el nivel de confianza de 0.05; sin embargo, la Distribución Normal es la que presenta el menor valor.

Para el caso del ángulo de fricción, sólo la Distribución Exponencial no cumple con el criterio de confianza, con un estadístico de prueba de 0.475; además , se observa que la Distribución Triangular presenta un estadístico de 0.08, valor bajo en comparación con las demás distribuciones; sin embargo, su uso se descarta debido a que no corresponde a una distribución que represente la naturaleza de los parámetros; por lo tanto, para el ángulo de fricción, la Distribución Normal es la que presenta el menor estadístico.

Finalmente, para el peso específico, las funciones de distribución acumulada que más se aproximan a su comportamiento corresponden a las distribuciones Normal, Gamma, Triangular y Log-Normal. Si bien la Distribución Gamma presenta el menor valor, no se utilizará en el análisis estadístico debido a que presenta un valor de β pequeño, el cual es indicativo de que dicha distribución converge a la Distribución Normal. Por otro lado, para la Distribución Triangular, se descartó su uso por las mismas razones presentadas para los parámetros anteriores. En el caso de la Distribución Log-Normal, si bien presenta un menor valor de estadístico de prueba, se prefiere el uso de la Distribución Normal, pues para media alta con respecto a la desviación estándar, la Distribución Log-Normal tiende a asemejarse a la Distribución normal.

Para el caso puntual del peso específico, el muestreo se realizó con los valores obtenidos en probetas inalteradas durante los meses de abril a junio, encontrándose una moda de pesos específicos entre 14 y 15 kN/m^3, debido a la estación en la que fueron extraídas. Esto nos indica que si el muestreo hubiese sido realizado en periodos de máximas lluvias, las muestras habrían presentado una moda en los valores entre 17 y 18 kN/m^3 o superior.

A pesar de ello, considerando el total de la muestra obtenida, la diferencia de densidades observadas entre las muestras, presentan un rango típico de valores para arenas, por lo que corresponden a pesos específicos naturales del terreno considerando tanto resultados secos como húmedos. Por lo tanto, los análisis de estabilidad que se realizarán corresponderán a análisis con el material en estado natural, es decir, considerando el rango entre la densidad entre periodos de sequías y saturación extremas (casos saturado y no saturado).

Tabla 7.8: Resultados del análisis de bondad de ajuste realizado para los parámetros de cohesión, ángulo de fricción, peso específico

Distribución	c'			ϕ			γ		
	Δ_{max}	α	Δ_{KS}	Δ_{max}	α	Δ_{KS}	Δ_{max}	α	Δ_{KS}
Normal	0.033	0.05	0.269	0.069	0.05	0.269	0.095	0.050	0.160
Gamma	0.201	0.05	0.269	0.125	0.05	0.269	0.084	0.050	0.160
Exponencial	0.219	0.05	0.269	0.475	0.05	0.269	0.493	0.050	0.160
Uniforme	0.208	0.05	0.269	0.167	0.05	0.269	0.243	0.050	0.160
Triangular	0.192	0.05	0.269	0.083	0.05	0.269	0.093	0.050	0.160
Log-Normal	0.127	0.05	0.269	0.152	0.05	0.269	0.087	0.050	0.160

Tabla 7.9: Resultados del análisis de bondad de ajuste realizado para los parámetros de gravedad específica

Distribución	Δ_{max}	α	Δ_{max}
Normal	0.093	0.050	0.250
Gamma	0.322	0.050	0.250
Exponencial	0.347	0.050	0.250
Uniforme	0.357	0.050	0.250
Triangular	0.239	0.050	0.250
Log-Normal	0.093	0.050	0.250

Como se observa en la Tabla 7.9, los resultados de densidad de partículas sólidas se ajustan a las distribuciones normal y log-normal, ambas con un estadístico de prueba de 0.093.

En la Tabla 7.10 se presentan un resumen estadístico con los parámetros analizados, así como sus respectivas medias y desviaciones estandar, además de la distribución utilizada para la simulación de Monte Carlo. En esta tabla se observa que la cohesión presenta una mayor desvíacion estándar que el ángulo de fricción; lo cual se verá reflejado en la generación de número aleatorios, es decir, el ángulo de fricción presentará una curva de distribución mucho mas acotada que la cohesión. En cambio, el peso específico del material analizado, presentará valores de peso específico natural, variando entre valores secos y saturados.

Tabla 7.10: Resumen estadístico de los parámetros de resistencia al corte

Parámetro	μ	σ	**Distribución**
c' [kPa]	10.7	5.44	Normal
ϕ' [°]	30.6	3.63	Normal
γ [kN/m^3]	15.48	1.18	Normal
G_s [-]	2.66	0.05	Normal

Son escasos los análisis estadísticos realizados en muestras de suelos para la determinación de la función de distribución de probabilidad. Entre la literatura destacan los obtenidos por Phoon (2002) y Baecher & Christian (2003); quienes mencionan que ángulos de fricción y pesos esécífico distribuyen sus valores normalmente; en cambio a la cohesión se distribuye con una función log-normal. Conclusiones similares postulan Guha & Kumar (2011) con respecto a las distribuciones, interpretando una distribucion normal para todos los parámetros evaluados. En cuanto a los resultados obtenidos, son consistentes con la variabilidad natural de los suelos, presentando valores medios típicos de arenas limosas.

La pregunta que persiste hasta ahora es si los valores de los parámetros utilizados corresponden a un mismo espacio muestral, es decir, es posible utilizar datos de distintos autores que, además, corresponden a valores obtenidos en distintas ubicaciones, como el

caso de los resultados obtenidos por Rodríguez (2015), cuyas muestras fueron extraídas desde la Cordillera de Nahuelbuta, y no de Concepción. Para ello, adicionalmente se realiza un análisis *ANOVA*, con la finalidad de determinar si corresponde o no generalizar los valores de ángulo de fricción, cohesión y peso unitario a un mismo espacio muestral. Los resultados de este análisis nos permitirá confirmar que los valores utilizados pueden ser agrupados en una misma muestra con una distribución de probabilidad, media y desvíacion estándar determinadas.

Las Figuras 7.36, 7.37 y 7.38 muestran los resultados gráficos de los análisis *ANOVA* correspondientes a los datos de cohesión, ángulo de fricción y peso unitario. Como se observa en todas las Figuras, los valores medios de cada parámetro obtenidos por cada autor, se encuentran cercanos entre sí (lineas rojas correspondientes a cada diagrama de caja), al igual que los valores individuales de cada parámetro. Para el caso de la cohesión (Figura 7.36), los valores difieren más que el ángulo de fricción y peso unitario debido a que presentan una mayor desvíacion estandar. La relacion gráfica es mas facil de observar en las Figuras 7.37 y 7.38, en las cuales tanto los valores de medias como valores individuales se presentan cercanos entre sí. Como se observa, los valores medios de cohesión oscilan entre 11 y 14 kPa, los valores medios de ángulo de fricción se encuentran entre 29° y 32°; y los valores medios de peso unitario se encuentran entre 14 kN/m^3 y 16 kN/m^3; valores que se encuentran dentro del rango posible para suelos residuales.

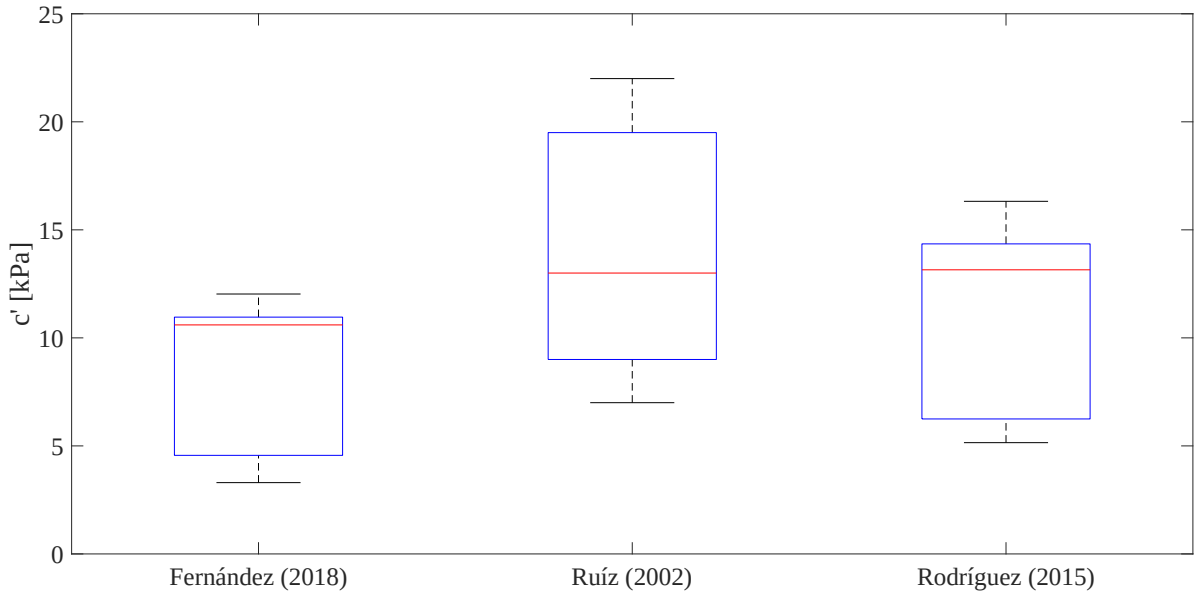


Figura 7.36: Diagrama de caja para los datos de cohesión

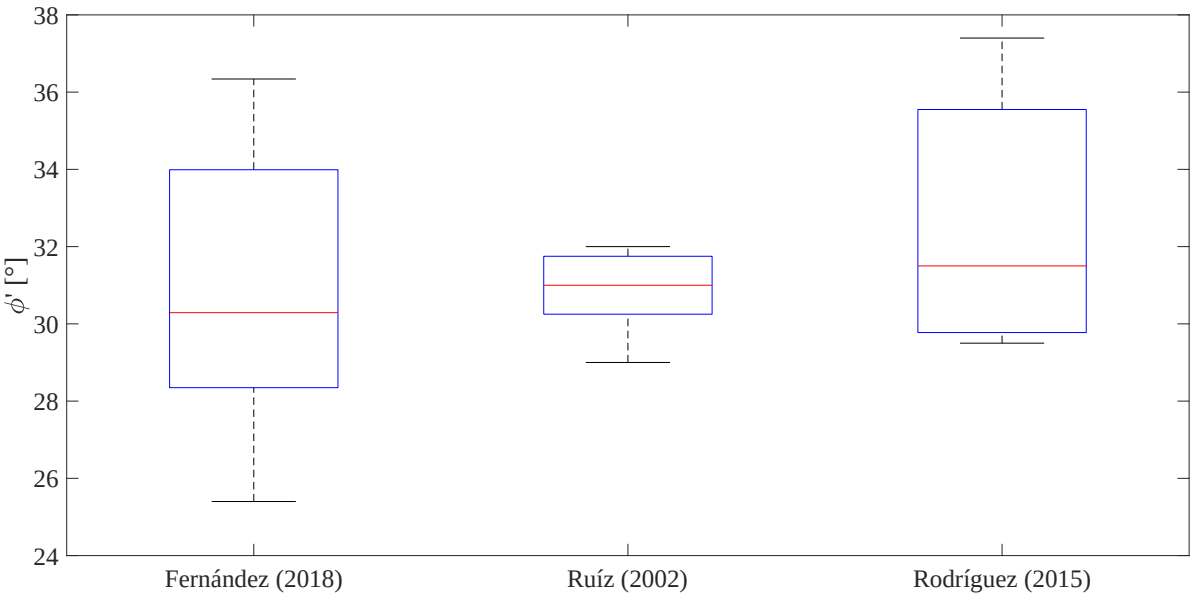


Figura 7.37: Diagrama de caja para los datos de ángulo de fricción

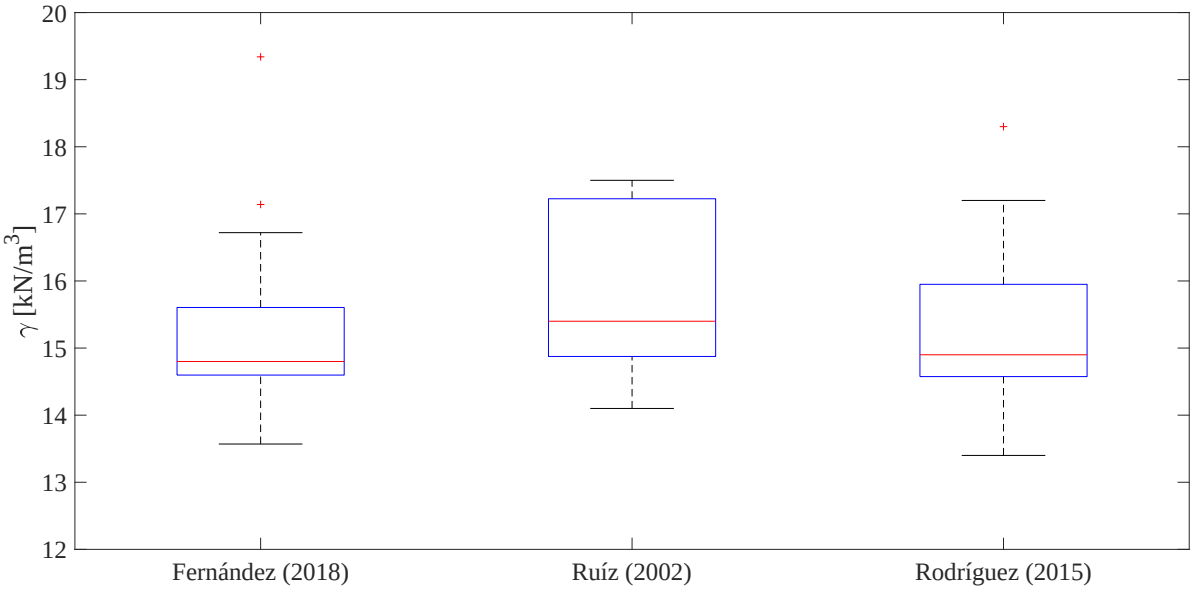


Figura 7.38: Diagrama de caja para los datos de peso unitario

Las tablas 7.11, 7.12 y 7.13 muestran los resultados numéricos de los análisis *ANOVA* para los datos de cohesión, ángulo de fricción y peso unitario obtenidos por este trabajo, Ruíz (2002) y Rodríguez (2015) respectivamente. Para los datos de cohesión, el valor F obtenido es de 2.76, encontrándose bajo el valor critico de F, 3.55; mientras que el valor p es 0.09 siendo mayor que el valor p adoptado en 0.05. De este modo, se considera que los resultados obtenidos por los tres autores corresponden a un mismo espacio muestral. De modo similar, para los valores de ángulo de fricción se llegan a conclusiones similares;; para este parámetro, el valor F es de 0.74, teniendo un valor crítico de 3.55,

siendo claramente inferior; además, el valor *p* se encuentra sobre el estándar utilizado, correspondiendo a 0.49; por lo tanto, los valores de ángulo de fricción obtenidos por los autores también pueden ser agrupados a un mismo espacio muestral. Finalmente, para los valores de peso unitario, se obtienen las mismas conclusiones, ya que el valor *F* es de 1.84, siendo menor que 3.15; y el valor *p* es de 0.16, siendo mayor a 0.05.

Por lo tanto, en vista de los resultados obtenidos, y los correspondientes análisis geológicos previos, se concluye veridídicamente que los suelos residuales derivados de rocas graníticas completamente meteorizadas del Batolito Costero del Sur corresponden a un mismo espacio muestral, y por lo tanto sus datos pueden ser agrupados estadística y probabilísticamente.

Tabla 7.11: Resultados análisis *ANOVA* para los datos de cohesión

Fuente	**SS**	**df**	**MS**	**F**	**p**	**Fcrit**
Columnas	129.193	2	64.598	2.76	0.09	3.555
Error	420.614	18	23.367			
Total	549.81	20				

Tabla 7.12: Resultados análisis *ANOVA* para los datos de ángulo de fricción

Fuente	**SS**	**df**	**MS**	**F**	**p**	**Fcrit**
Columnas	13	2	6.583	0.74	0.4902	3.555
Error	15.722	18	8.873			
Total	172.888	20				

Tabla 7.13: Resultados de análisis *ANOVA* para los datos de peso unitario

Fuente	**SS**	**df**	**MS**	**F**	**p**	**Fcrit**
Columnas	5.478	2	2.739	1.84	0.168	3.150
Error	89.307	60	1.488			
Total	94.785	62				

Capítulo 8

Análisis probabilístico de talud

Una vez obtenidas las distribuciones de probabilidad de los parámetros a utilizar en el análisis de estabilidad. Para ello se realiza un análisis teórico en 81 casos para taludes de alturas que comprenden desde los 2 m hasta los 10 m; y con inclinaciones de la cara del talud de entre 45° a 85° (Figura 8.1). A continuación se presentan los resultados de los 81 análisis probabilísticos realizados en taludes compuestos enteramente de suelo granítico completamente meteorizado mediante la utilización de la simulación de Monte Carlo.

El análisis se realiza mediante el uso del software *Slide V.6.005* de *Rocscience Inc.* y posteriormente procesando los resultados en *Matlab 2017*. La Figura 8.2 muestra un caso analizado. Finalmente se presentan los resultados en términos de sus correspondientes probabilidades de falla, factor de seguridad e índice de confiabilidad; destacando como conclusiones los conocimientos prácticos obtenidos mediante este análisis.

Los valores de media y desviación estándar utilizados se encuentran tabulados en la Tabla 7.10. La correlación entre el ángulo de fricción y la cohesión es de -0.3968. El signo negativo del coeficiente de correlación nos indica que existe una relacion inversa entre el ángulo de fricción y la cohesión, es decir, a medida que disminuye el ángulo de fricción interna del material, la cohesión aumentaría su valor; por otro lado, el valor que posee la correlación se debe principalmente al acotado valor del ángulo de fricción, que presenta una menor desviación estandar en comparación con la cohesión. Si bien es razonable el valor obtenido, otra interpretación posible implica que ambos parámetros pueden ser interpretado como dos variables independientes entre sí. A pesar de ello, para el análisis realizado se consideró la correlación entre ambas variables.

Debido a la baja muestra presente, se realizan simulaciones de Monte Carlo para aumentar la muestra de los parametros de cohesión, ángulo de fricción y peso específico. Dichos valores pseudo-aleatorios, se presentan gráficamente en las Figuras 8.3, 8.4 y 8.5 en formato de histogramas de frecuencias relativa y acumulada, para los datos de cohesión, ángulo de fricción y peso específico respectivamente.

La regla de 3σ fue utilizada para la generación de los números aleatorios. Para los valores de cohesión, esta regla genera números negativos, lo cual no tiene sentido físico;

por lo cual, se truncó la secuencia en 0, de modo que la generación de números contenga siempre valores positivos a partir de este. Para los parámetros de ángulo de fricción y peso específico, no se detectó ningún problema utilizando dicha regla. Este criterio permite generar números pseudo aleatorios dentro de un amplio rango, pues genera valores con tendencia normal que se encuentren con hasta 3 desviaciones estándar lejos de la media, tanto de la cola derecha como a la izquierda de la distribución, que corresponden al 99.74% de los datos posibles de generar.

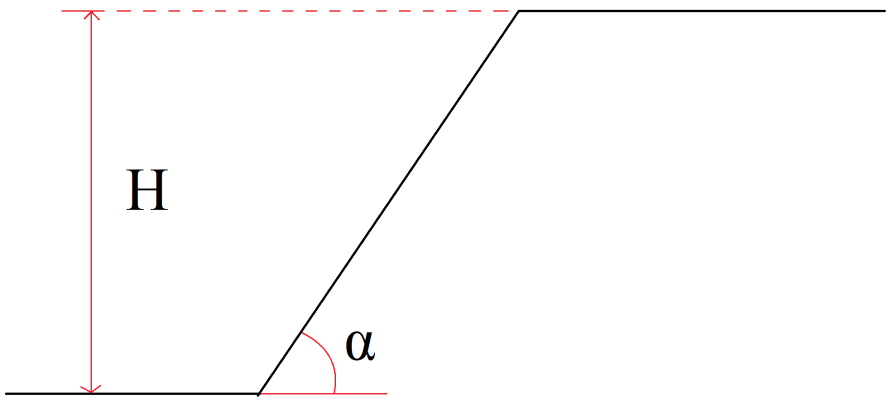


Figura 8.1: Esquema del talud analizado

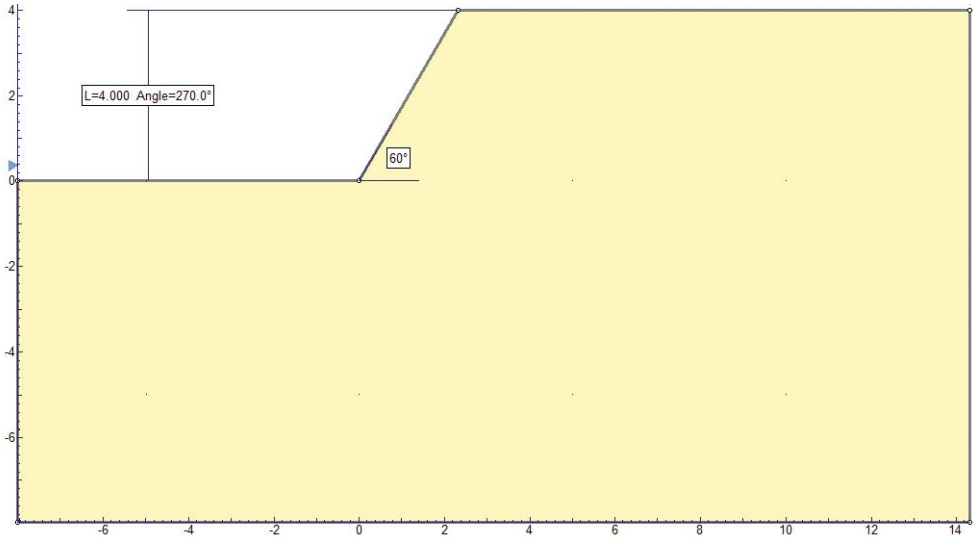


Figura 8.2: Talud modelado en Slide. Caso H=4 m;β=60°

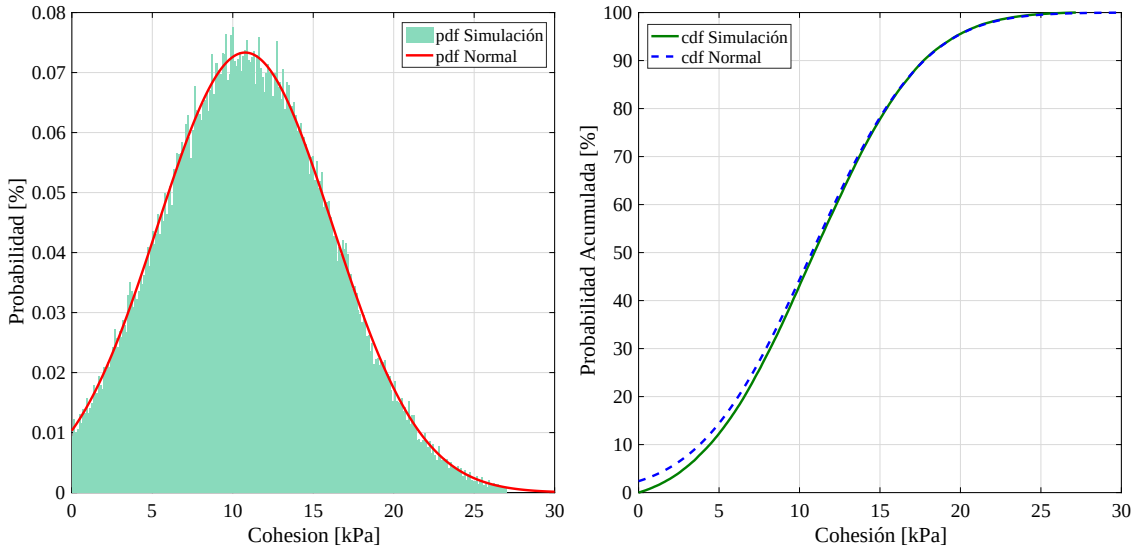


Figura 8.3: Histogramas de frecuencia relativa y acumulada para los valores aleatorios generados de cohesión

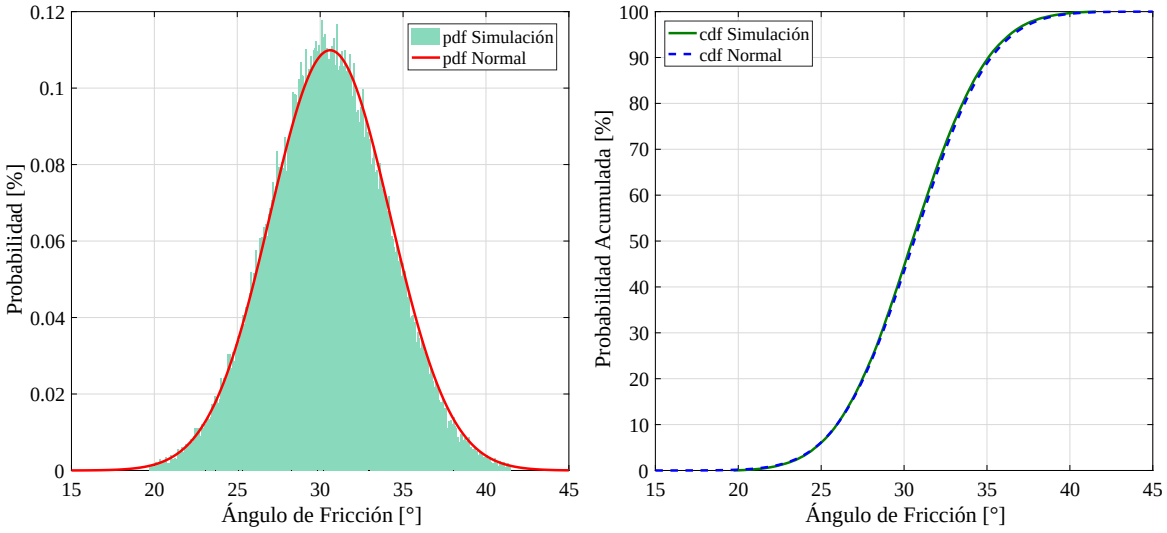


Figura 8.4: Histogramas de frecuencia relativa y acumulada para los valores aleatorios generados de ángulo de fricción

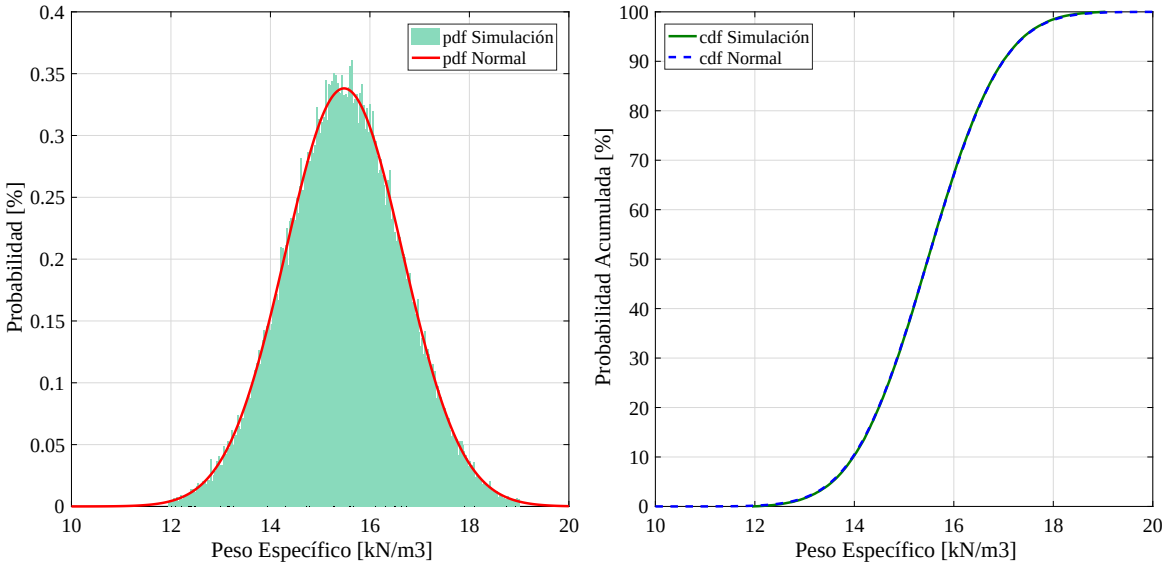


Figura 8.5: Histogramas de frecuencia relativa y acumulada para los valores aleatorios generados de peso específico

8.1. Resultados

8.1.1. Convergencia de Probabilidad

Para la simulación de Monte Carlo, se generaron 100000 números aleatorios para cada caso analizado, con los cuales se determinó la estabilidad global del talud. No obstante, en los casos analizados se necesita una menor cantidad de iteraciones para la determinación de la probabilidad de falla. La Figura 8.6 muestra la convergencia de la probabilidad de falla hasta la simulación 100000.

Es importante mencionar que, a pesar de la cantidad importante de números generado, dentro de los resultados de factor de seguridad obtenidos, se encuentran valores negativos que no son considerados dentro del análisis estadístico y probabilístico, debido a la no convergencia del criterio utilizado; resultando en la generación de una menor cantidad de simulaciones a las solicitadas a *Slide V.6.005*, al rededor de 50000 simulaciones. Se sugiere analizar previamente la cantidad de números aleatorios necesarios con el fin de obtener una cantidad aceptable de valores de factor de seguridad para que exista una convergencia realista.

La Figura 8.7 muestra que para taludes de pequeñas alturas (menores a 4 m), y bajo angulo de inclinación, la probabilidad de falla no converge completamente; si bien la probabilidad de ruptura es muy pequeña, la tendencia curva de la convergencia no se estabiliza completamente, siendo de gran significancia a la hora de trabajar en proyectos de gran importancia con criterios que exigen significancia de 3 o más decimales. También se observa que a medida que disminuye la probabilidad, se necesita una mayor cantidad

de iteraciones para encontrar la probabilidad de ruptura.

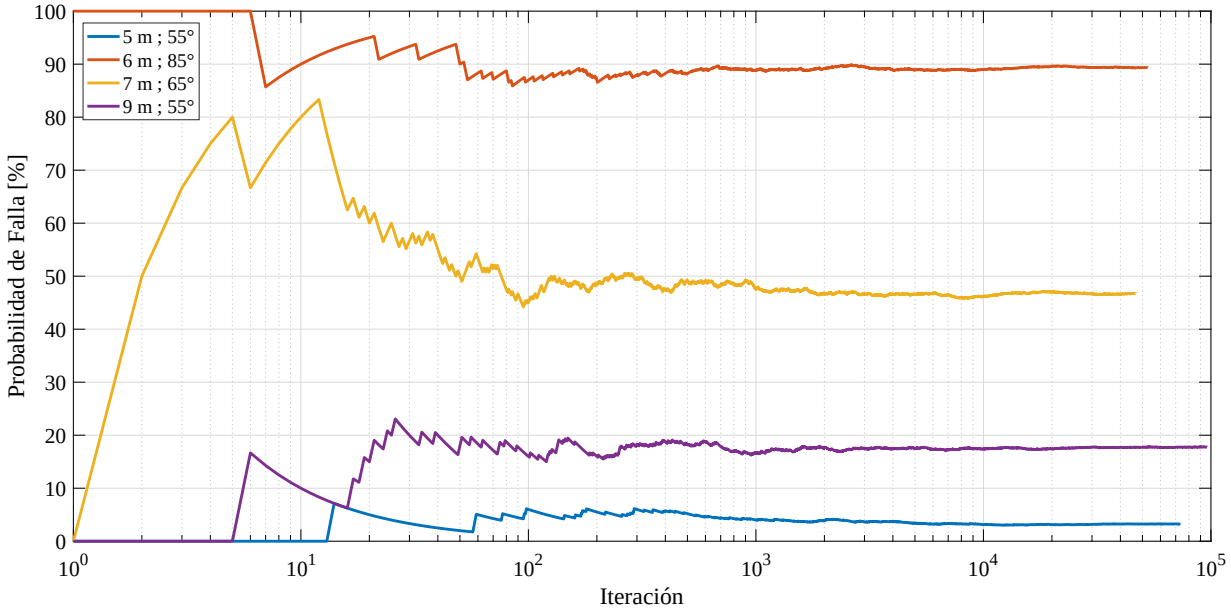


Figura 8.6: Iteraciones con probabilidad convergente

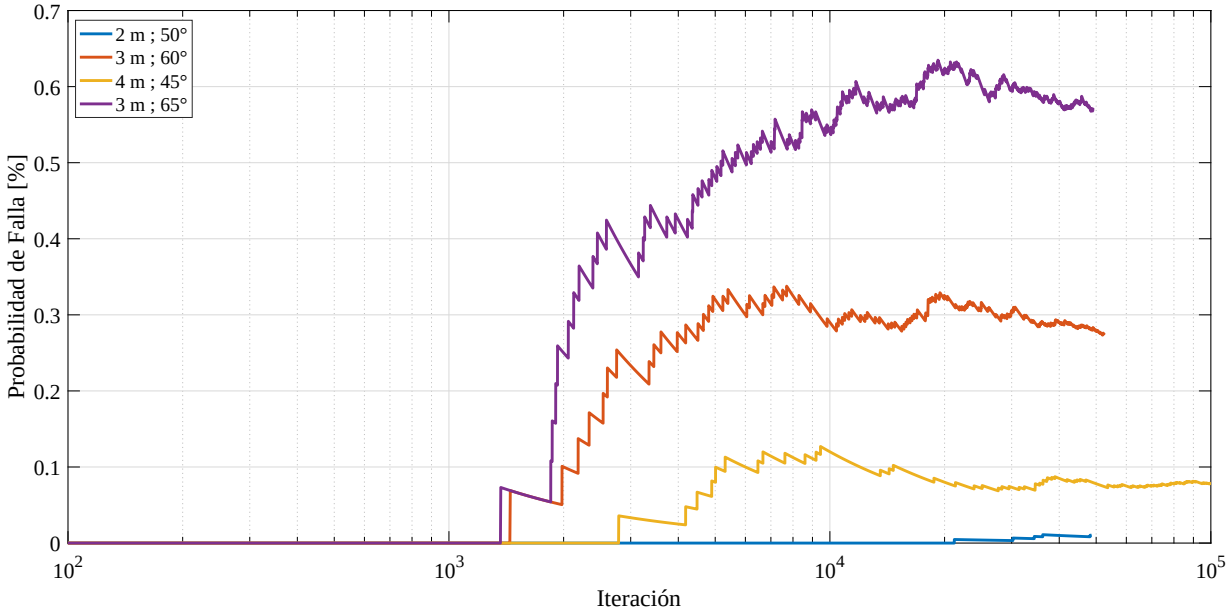


Figura 8.7: Iteraciones con probabilidad no convergente

8.1.2. Probabilidad de Falla

En la Tabla 8.1 se encuentran tabulados los resultados de la variación de la probabilidad de falla con la inclinación y altura, mientras que las Figuras 8.8 y 8.9 muestran estos resultados graficamente.

Los resultados obtenidos muestran que para todas las alturas analizadas con 45°, la probabilidad de ruptura del talud es inferior al 5%; mientras que para alturas mayores a 5 m y grandes inclinaciones, la probabilidad de falla supera al 80%, siendo altamente inestables.

También es posible denotar que la altura crítica más estable corresponde a 2 m, pues presenta una probabilidad de falla muy baja, menores al 4%, para todas las inclinaciones. Además, se observa que a partir de los 2 m de altura, las probabilidades de ruptura aumentan fuertemente en inclinaciones superiores a 70°. Mientras que para pendientes inferiores a 55° y alturas mayores a 5 m, la probabilidad de falla aumenta ligeramente, siendo inferiores al 20%.

En las Figuras 8.10 y 8.11, se grafican los resultados en gráficos semilogarítmicos; donde se observa una inconsistencia en los resultados para los casos con bajas alturas, en los cuales la tendencia de la probabilidad de falla se vuelve irregular para alturas menores a 4 m.

Estas inconformidades, en términos de probabilidad de falla, pueden deberse a la interacción entre los números aleatorios generados para los parámetros de resistencia al corte involucrados en las ecuaciones de estabilidad; más no en la generación de números como tal, pues la utilización de los valores propuestos por Park & Miller (1988), permiten la generación de números aleatorios con fuerte precisión decimal, por lo cual, la simulación generada cubre un amplio espectro de los parámetros de resistencia al corte considerados.

Por otro lado, esta variación de la probabilidad de ruptura del talud, también se debe a la estabilidad de las fuerzas de equilibrio actuantes en el talud, ya que éstas dependen de la configuración geométrica de la pendiente analizada. Además, debido a que tanto las alturas como inclinaciones son distintas para cada caso analizado, la superficie de falla más inestable también cambiara. Por ello es lógico que existan estas inconformidades dentro de los resultados de probabilidad de falla.

Tabla 8.1: Probabilidades de falla para cada caso analizado

	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m	9 m	10 m
45°	0	0.007	0.078	0.244	0.543	0.977	1.732	2.312	3.87
50°	0.01	0.105	0.368	1.146	2.612	3.929	4.822	7.334	10.332
55°	0.007	0.193	2.892	3.234	6.804	9.385	13.579	17.776	22.655
60°	0.01	0.274	5.455	11.454	19.505	22.296	31.161	39.459	42.149
65°	0.01	0.57	3.668	11.94	20.843	46.776	57.676	71.431	72.862
70°	0.435	0.792	5.001	16.952	34.626	54.838	71.343	84.786	92.142
75°	1.227	7.363	22.793	39.257	47.184	64.351	75.509	96.721	98.928
80°	0.769	9.605	29.787	65.159	87.279	96.416	98.597	99.456	99.861
85°	0.469	21.842	34.61	70.853	89.368	99.512	99.956	99.912	99.961

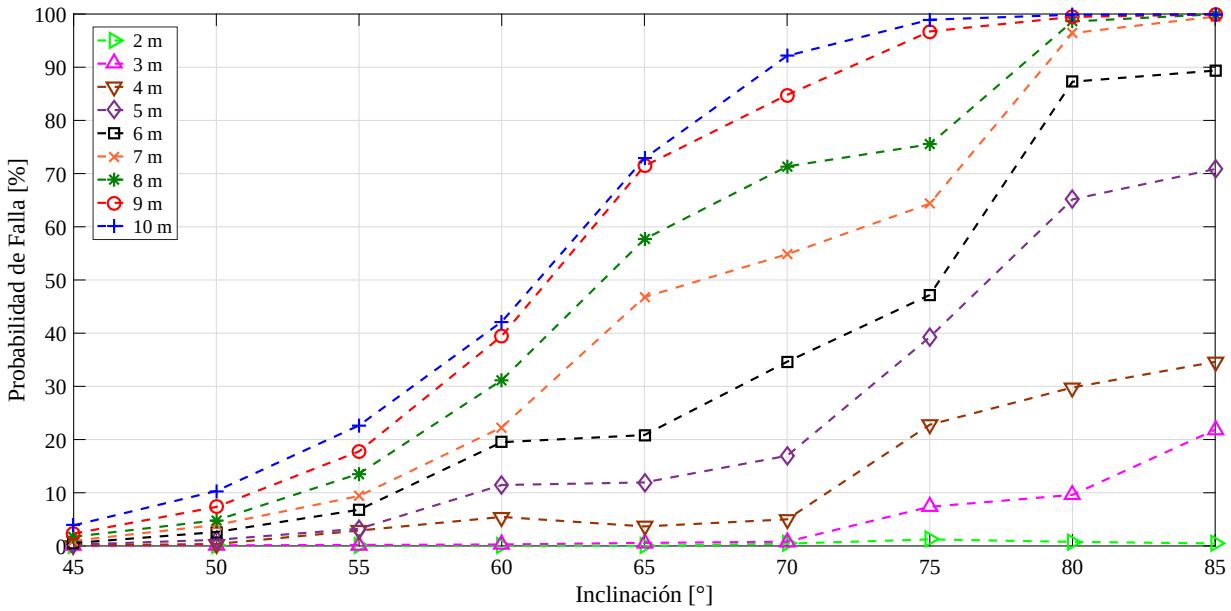


Figura 8.8: Variación de la probabilidad de falla con la inclinación del talud

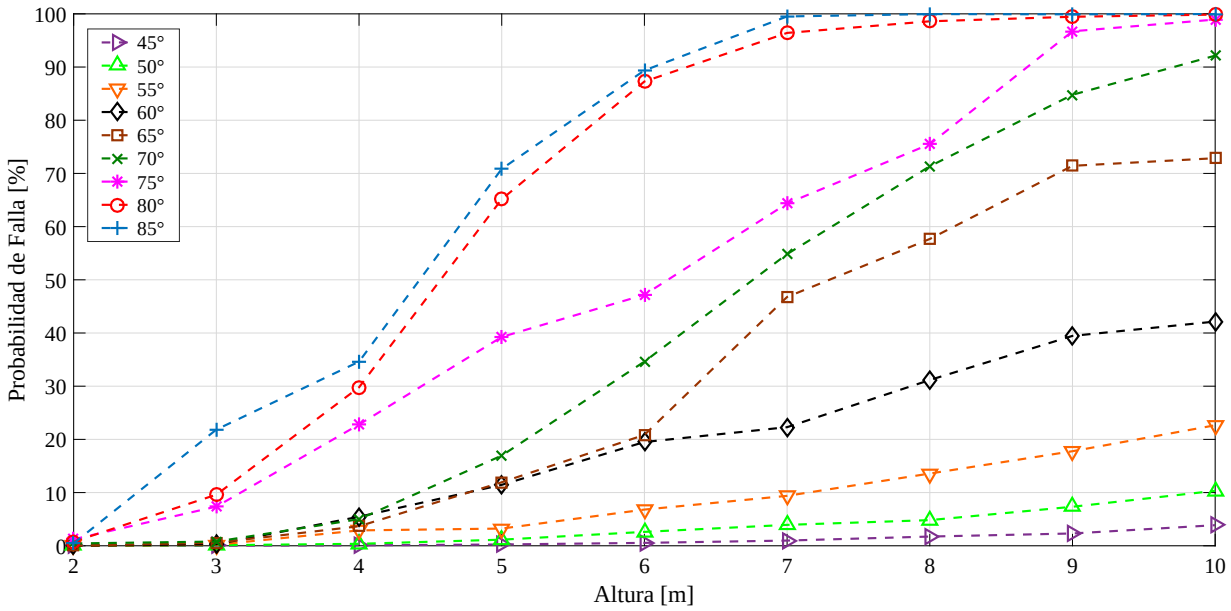


Figura 8.9: Variación de la probabilidad de falla con la altura

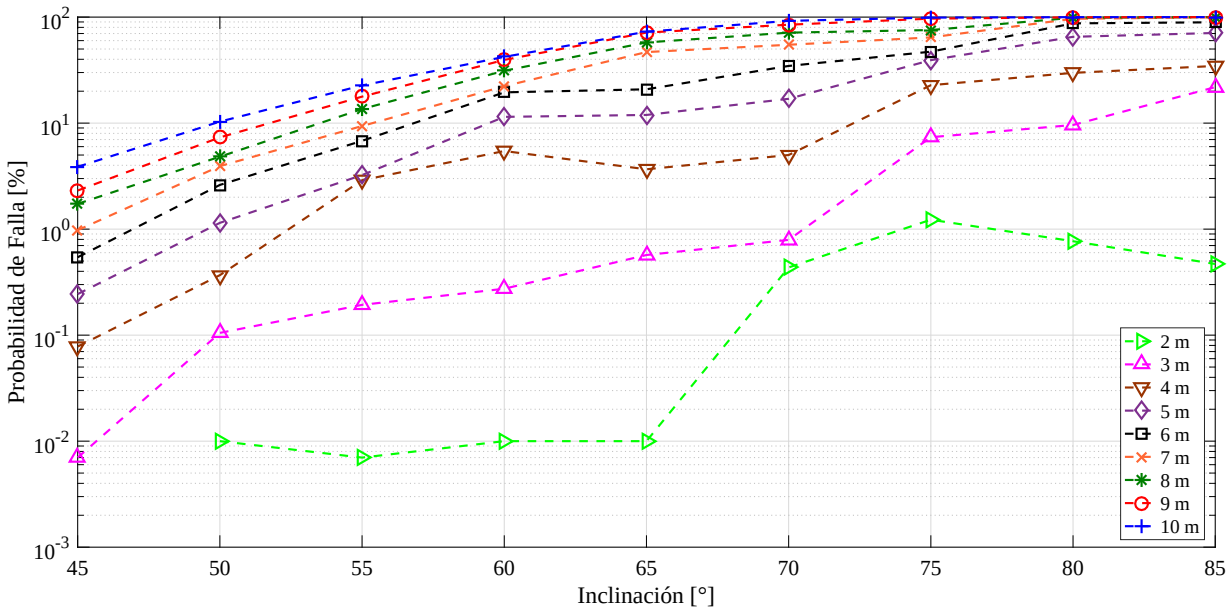


Figura 8.10: Gráfico semilogarítmico de la variación de la probabilidad de falla con la inclinación del talud

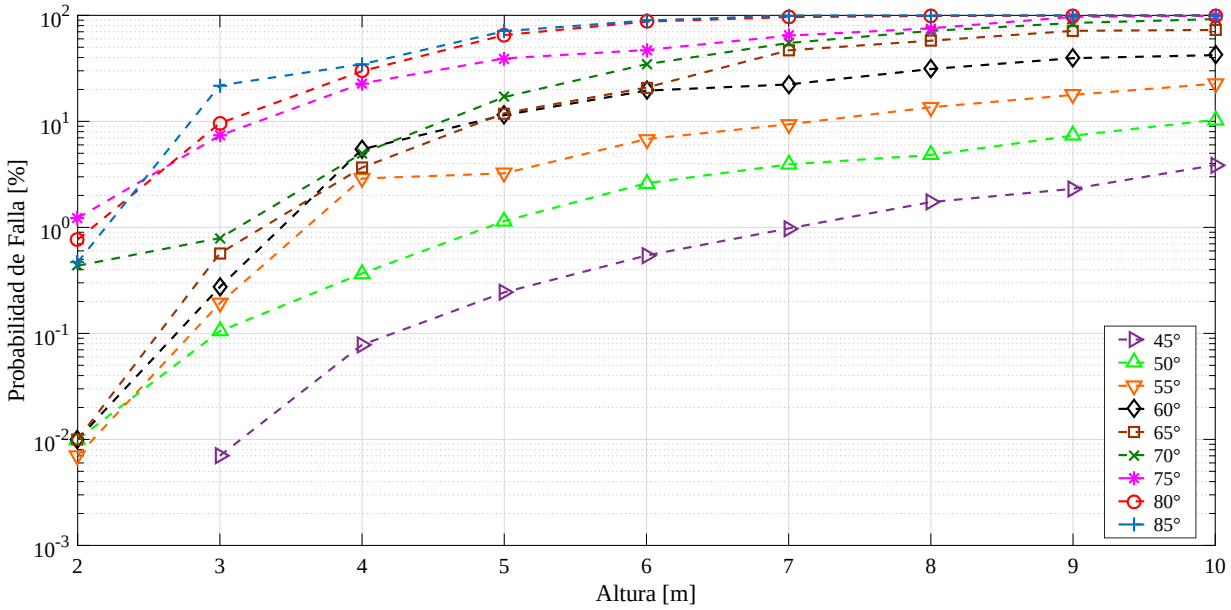


Figura 8.11: Gráfico semilogarítmico de la variación de la probabilidad de falla con la altura

Una vision en 3D de los resultados probabilistas permite corroborar en lo planteado anteriormente. La Figura 8.12 muestra los resultados de probabilidad de falla en 3D según la inclinación y altura de cada caso estudiado. Se observa claramente que para los casos extremos superiores (grandes pendientes y alturas), la envolvente de la probabilidad tiende a aumentar más rápido que para los extremos superiores (bajas pendientes y alturas), las cuales presentan pendiente más aplanada y con valores cercanos a 0.

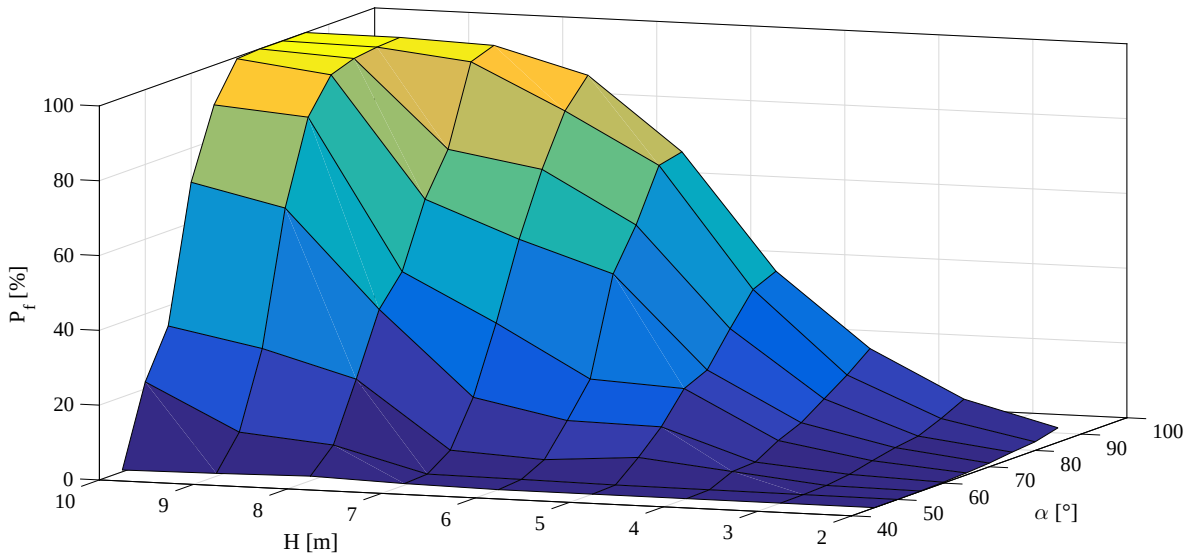


Figura 8.12: Variación de la probabilidad de falla con la inclinación y altura de cada caso analizado

8.1.3. Factor de Seguridad

Las Tablas 8.2 y 8.3 muestran la media del factor de seguridad y el factor de seguridad determinístico, calculado con la media de las propiedades geotécnicas, obtenidos para cada configuración analizada. La Figura 8.13 muestra la relación existente entre ambos factores en escala bilogarítmica.

En primera instancia, la Figura 8.13 revela una relación, aparentemente lineal, entre el factor de seguridad determinístico, y la media del factor de seguridad, en la cual los valores obtenidos de factor de seguridad mediante los parámetros medios de fricción y cohesión son mayores a la media del factor de seguridad obtenidos mediante la simulación de Monte Carlo, observándose que para inclinaciones de 45°, el cálculo determinista se aproxima al factor de seguridad medio, siendo este ultimo ligeramente mayor al primero. Por otro lado, se observa que a medida que la altura disminuye, los resultados tienden a presentar una mayor dispersión; mientras que a medida que aumenta la altura e inclinación, los resultados de factor de seguridad tienden a asemejarse a los valores medios del factor de seguridad.

Además, para alturas menores a 5 m, se presentan factores de seguridad estables para cada una de las inclinaciones analizadas. Caso contrario, se presenta una mayor concentración de factores de seguridad menores a 1 para alturas mayores a 7 m de altura, complementándose con el análisis de probabilidad de falla, puesto que, a partir de dicha altura, se presentan fuertes ascensos de la probabilidad de falla.

Estos casos nos indica la importancia de no realizar los cálculos independientes uno del otro, es decir, al momento de analizar la estabilidad de un talud, los valores obtenidos mediante la simulación de Monte Carlo, tanto la media del factor de seguridad como su contraparte determinística, deben ser comparados y analizados junto con la probabilidad de falla, de modo que se escoja el mínimo factor de seguridad con la mínima probabilidad para la realización o validación de un diseño.

Tabla 8.2: Media del factor de seguridad calculado para cada caso analizado

	2 m	**3 m**	**4 m**	**5 m**	**6 m**	**7 m**	**8 m**	**9 m**	**10 m**
45°	3.19	2.593	2.2	1.952	1.779	1.672	1.555	1.496	1.415
50°	2.437	2.19	1.972	1.783	1.51	1.463	1.424	1.35	1.29
55°	2.441	1.857	1.57	1.522	1.416	1.351	1.28	1.225	1.177
60°	2.297	1.804	1.448	1.296	1.181	1.172	1.106	1.053	1.042
65°	2.211	1.679	1.415	1.247	1.152	1.015	0.971	0.915	0.906
70°	2.025	1.615	1.365	1.185	1.07	0.985	0.922	0.865	0.825
75°	1.818	1.464	1.193	1.062	1.015	0.93	0.88	0.787	0.748
80°	1.758	1.337	1.11	0.939	0.837	0.768	0.73	0.702	0.669
85°	1.722	1.229	1.073	0.925	0.844	0.716	0.653	0.596	0.55

Tabla 8.3: Factor de seguridad determinístico calculado para cada caso analizado

	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m	9 m	10 m
45°	3.304	2.521	2.141	1.901	1.762	1.634	1.521	1.459	1.383
50°	3.058	2.35	1.986	1.751	1.624	1.506	1.391	1.317	1.261
55°	2.941	2.239	1.844	1.627	1.474	1.365	1.277	1.212	1.156
60°	2.785	2.107	1.746	1.514	1.372	1.262	1.177	1.113	1.059
65°	2.673	1.976	1.642	1.431	1.3	1.174	1.095	1.025	0.975
70°	2.558	1.879	1.548	1.345	1.204	1.096	1.02	0.954	0.911
75°	2.271	1.681	1.386	1.214	1.092	0.999	0.936	0.876	0.833
80°	2.128	1.551	1.274	1.096	0.97	0.893	0.829	0.777	0.738
85°	2.039	1.489	1.208	1.038	0.927	0.844	0.764	0.696	0.653

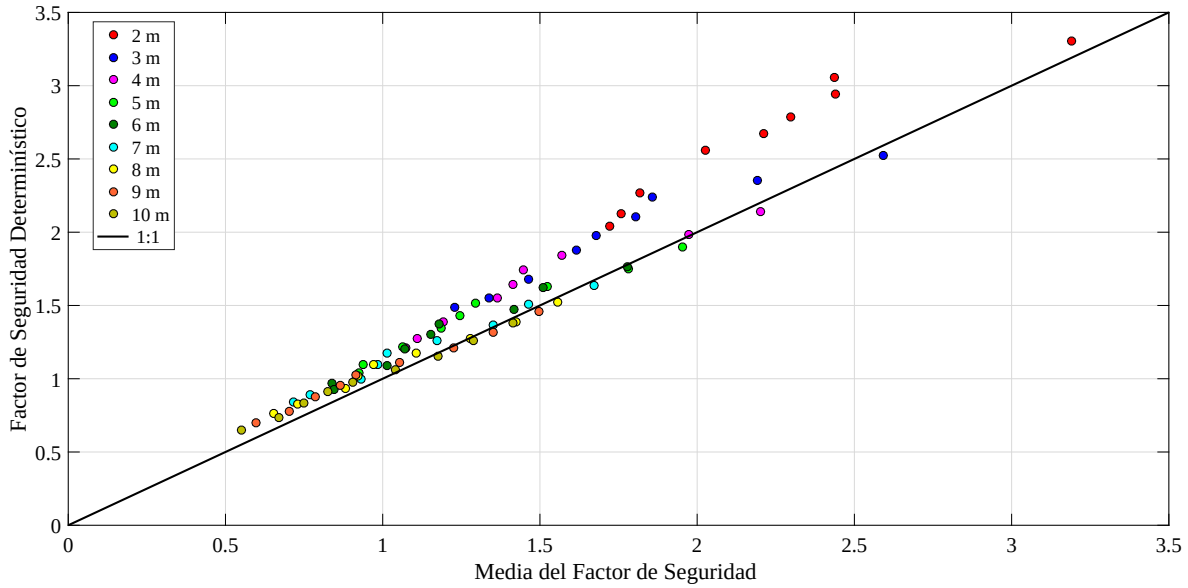


Figura 8.13: Relación entre la media del factor de seguridad y el factor de seguridad determinístico

8.1.4. Índice de Confiabilidad

La Tabla 8.4, refleja los resultados obtenidos de índice de confiabilidad calculados para cada caso analizado, mientras que la Figura 8.14 grafica estos resultados.

Como se observa, el índice de confiabilidad se encuentra relacionado teóricamente, mediante una distribución Normal Estándar, con la probabilidad de falla (Christian *et al.*, 1994); lo cual coincide con los resultados experimentales obtenidos.

La Figura 8.14 muestra que el índice de confiabilidad teórico se ajusta, de buena manera, a los resultados obtenidos para cada configuración para valores de confiabilidad menores a 1.5; coincidiendo con los comentarios realizados por Christian *et al.* (1994), en el cual se menciona que valores mayores a 1.5 - 2 de confiabilidad, a probabilidad difiere

sustancialmente del valor teórico.

En estos resultados, también es posible comentar que a partir de un índice de confiabilidad de 1.5, la tendencia de el índice no solo deja de seguir una distribución normal estándar, si no que además, aumenta la dispersión a medida que la probabilidad de ruptura se va haciendo mas pequeña, a pesar de no existir una gran variación de índice de confiabilidad. Esto puede generar problemas a la hora de diseñar de acorde a algún criterio, pues como se observa para el caso de un talud de 3 m de altura, el índice de confiabilidad no varia notablemente entre una probabilidad de 0.1 % y 0.04 %.

Tabla 8.4: Resultados obtenidos de índice de confiabilidad para cada caso analizado

	2 m	**3 m**	**4 m**	**5 m**	**6 m**	**7 m**	**8 m**	**9 m**	**10 m**
45°	2.863	2.381	2.280	2.199	2.149	2.008	1.880	1.811	1.654
50°	2.568	2.403	2.203	1.964	1.864	1.720	1.573	1.412	1.251
55°	2.765	2.421	1.851	1.805	1.525	1.351	1.144	0.973	0.805
60°	2.736	2.368	1.637	1.270	0.909	0.815	0.531	0.298	0.220
65°	2.751	2.251	1.745	1.212	0.847	0.091	-0.188	-0.572	-0.610
70°	2.196	2.185	1.624	0.993	0.428	-0.098	-0.560	-1.043	-1.444
75°	2.057	1.514	0.811	0.297	0.078	-0.388	-0.716	-1.887	-2.355
80°	2.163	1.364	0.571	-0.384	-1.155	-1.804	-2.186	-2.503	-2.884
85°	2.252	0.864	0.435	-0.536	-1.262	-2.710	-3.467	-4.290	-5.142

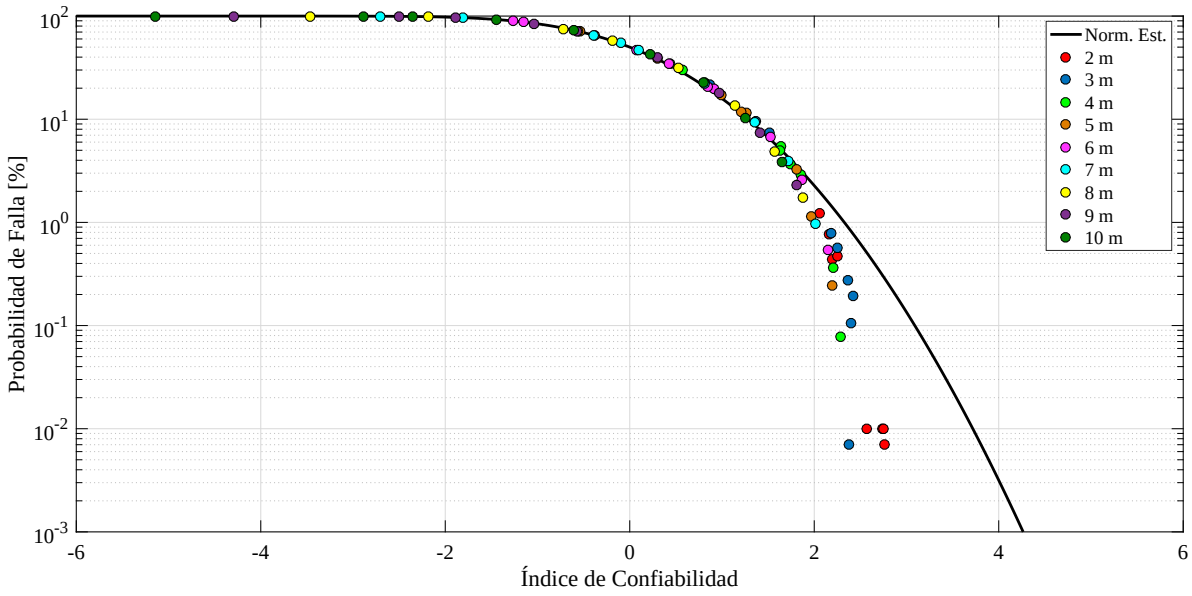


Figura 8.14: Relación entre el índice de confiabilidad y la probabilidad de falla

8.1.5. Comparación Teórica

Con respecto al ajuste de distribución del factor de seguridad, no es posible determinar la función de probabilidad mediante bondad de ajuste como Kolmogorov - Smirnov o

Chi cuadrado. Por lo tanto, mediante el teorema del límite central, se compara con los resultados obtenidos mediante la distribución Normal, con media y desviación estándar correspondientes a cada caso, cuyos datos se encuentran en las Tablas 8.2 y 8.5. Los resultados obtenidos mediante una distribución Normal se encuentran en la Tabla 8.6, mientras que la Figura 8.15 se grafican los resultados obtenidos y su ajuste con la distribución Normal.

Los resultados obtenidos muestran que una curva de distribución de probabilidad Normal teórica se ajusta de buena manera a los resultados obtenidos mediante la simulación de Monte Carlo, especialmente para valores altos de probabilidad, mientras que para valores bajos de probabilidad, el ajuste teórico tiende a sobreestimar ligeramente los resultados.

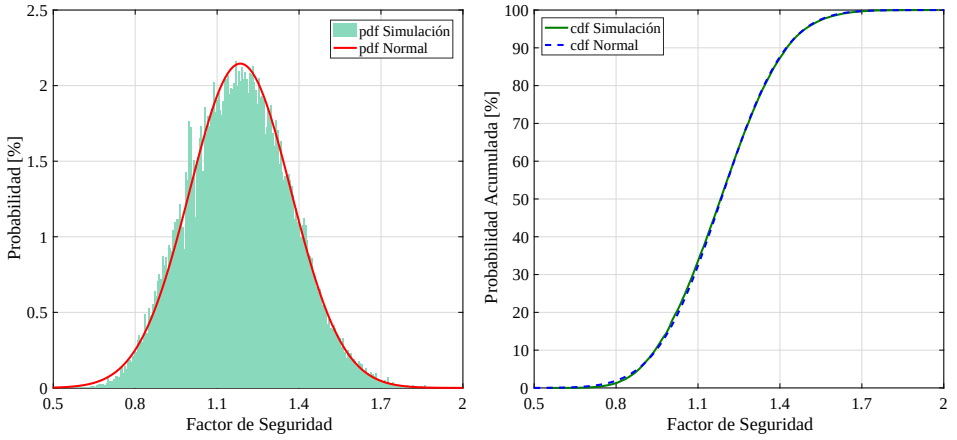
Esto es gráficamente observable en las Figuras 8.16 y 8.17, en el cual se observa la diferencia existente entre los resultados experimentales mediante simulación de Monte Carlo, y resultados teóricos mediante una distribución de probabilidad Normal.

Tabla 8.5: Resultados de desviación estándar del factor de seguridad para cada caso analizado

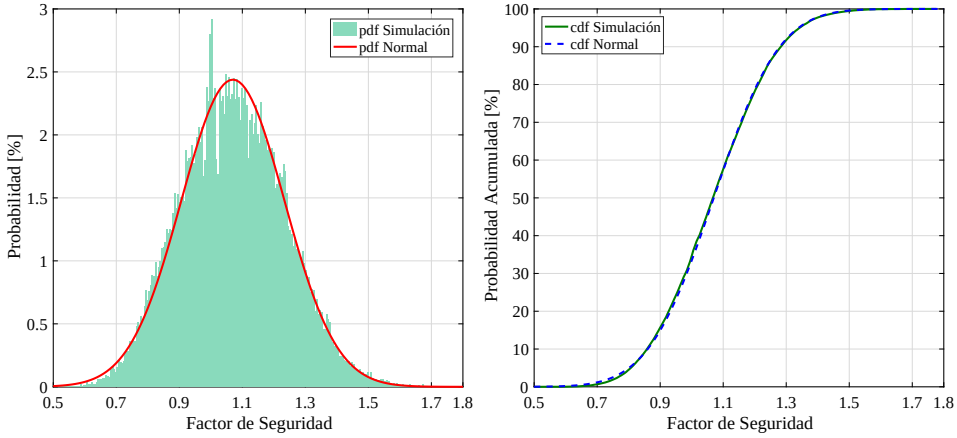
	2 m	**3 m**	**4 m**	**5 m**	**6 m**	**7 m**	**8 m**	**9 m**	**10 m**
45°	0.765	0.669	0.526	0.433	0.363	0.335	0.295	0.274	0.251
50°	0.560	0.495	0.441	0.399	0.274	0.269	0.269	0.248	0.232
55°	0.521	0.354	0.308	0.289	0.273	0.260	0.245	0.231	0.219
60°	0.474	0.339	0.274	0.233	0.199	0.211	0.199	0.178	0.193
65°	0.440	0.302	0.237	0.204	0.179	0.163	0.156	0.149	0.154
70°	0.467	0.281	0.225	0.186	0.164	0.150	0.139	0.129	0.121
75°	0.398	0.306	0.238	0.210	0.195	0.180	0.168	0.113	0.107
80°	0.350	0.247	0.193	0.159	0.142	0.129	0.124	0.119	0.115
85°	0.320	0.266	0.169	0.141	0.123	0.105	0.100	0.094	0.088

Tabla 8.6: Resultados de la probabilidad de falla teórica obtenida en cada caso analizado

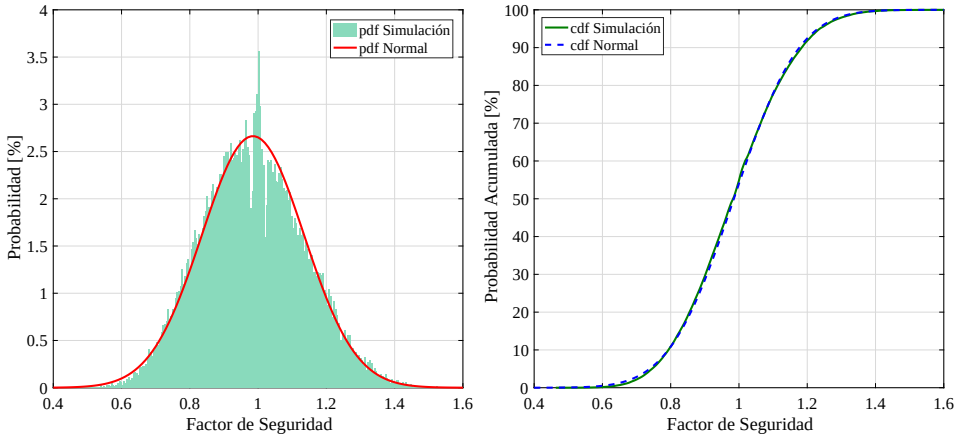
	2 m	**3 m**	**4 m**	**5 m**	**6 m**	**7 m**	**8 m**	**9 m**	**10 m**
45°	0.210	0.865	1.131	1.399	1.584	2.233	3.009	3.508	4.926
50°	0.512	0.812	1.381	2.483	3.121	4.255	5.776	7.925	10.535
55°	0.285	0.774	3.215	3.559	6.364	8.826	12.616	16.534	20.980
60°	0.311	0.892	5.083	10.236	18.153	20.694	29.732	38.263	41.364
65°	0.298	1.216	3.997	11.322	19.776	46.329	57.392	71.569	72.867
70°	1.409	1.443	5.199	15.983	33.437	53.988	71.334	85.215	92.595
75°	1.990	6.490	20.851	38.385	46.928	65.156	76.247	97.039	99.080
80°	1.524	8.631	28.406	64.938	87.516	96.450	98.554	99.379	99.805
85°	1.212	19.420	33.270	70.326	89.710	99.664	99.976	99.999	100



(a)



(b)



(c)

Figura 8.15: Ajuste de distribución de probabilidad del factor de seguridad para alturas de a) 5 m, b) 6 m y c) 7 m; e inclinación de 70°

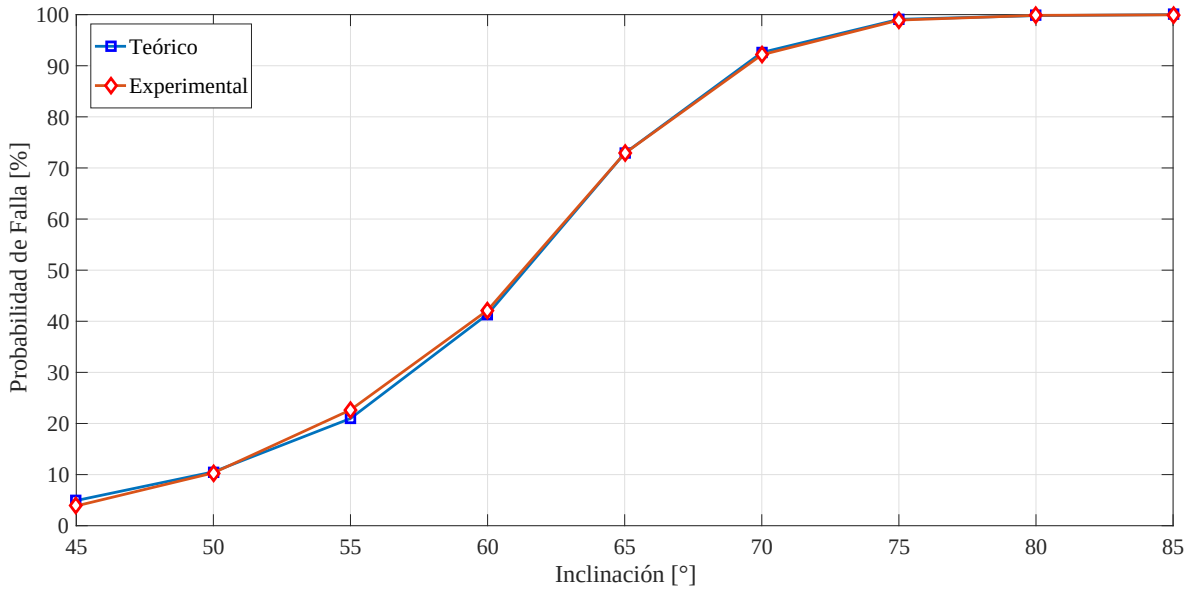


Figura 8.16: Comparación gráfica de resultados experimentales y teóricos para un talud de 10 m de altura

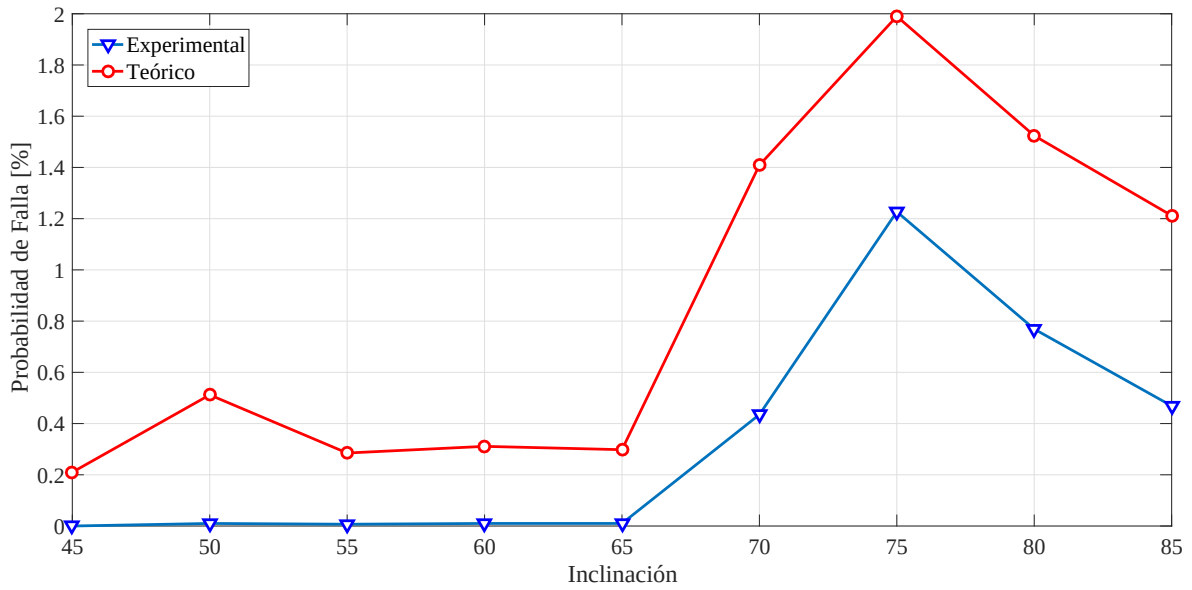


Figura 8.17: Comparación gráfica de resultados experimentales y teóricos para un talud de 2 m de altura

Capítulo 9

Conclusiones

Si bien la meteorización de estas rocas genera suelos altamente heterogéneos, los valores obtenidos de gravedad de partículas sólidas fueron similares a los obtenidos por Flandes (2017), Rodríguez (2015) y Ruíz (2002), en suelos de maicillo en Concepción y la Cordillera de Nahuelbuta, lo cual puede tener sustento en dos bases, o suposiciones, (a) el origen de ambos cuerpos intrusivos es el mismo; o (b) debido a que independientemente del tipo de roca intrusiva, el patrón de meteorización es el mismo, razón por la cual, los valores de G_s se encuentran en el mismo rango. Sorprendente además, es el hecho de que Flandes (2017) realizó estudios en rocas graníticas con distinto grado de meteorización, encontrándose sus valores dentro del mismo rango obtenido en esta investigación. El punto (a) mencionado anteriormente ha sido estudiado por Creixell (2001), quien comentó que las rocas graníticas presentes en Concepción, Santa Juana y la Cordillera de Nahuelbuta corresponden a dos plutones distintos, y con distinto proceso de cirstalización durante su formación, por lo que el punto (b) tendría un mayor peso en esta conclusión; sin embargo, se necesitan más estudios para justificar la relación.

Para los resultados de límites de consistencia, se establece la influencia de minerales de caolinita y óxidos (e hidróxidos) de hierro presentes en el material, junto con la presencia de micas en la fracción fina, quienes condicionan la plasticidad del material. Del mismo modo se observa que los resultados de limites de consistencia para rocas graníticas se encuentran sesgados en una zona de baja plasticidad y bajo la linea A; entre 25% y 50% de límite líquido. Es posible validar esta zonificación mediante los resultados obtenidos por Begonha & Sequeira (2002), Pineda & Colmenares (2008), Rahardjo *et al.* (2004) y Rahardjo *et al.* (2012), quienes trabajaron con granitos y granodioritas completamente meteorizadas y suelo residual (grados V y VI de meteorización).

Los resultados obtenidos mediante bondad de ajuste de Kolmogorov - Smirnov permiten concluir que todos los parámetros analizados, es decir, cohesión, ángulo de fricción, peso específico y gravedad de partículas sólidas, presentan un menor estadístico de prueba para la distribución normal. En sí, la gran mayoría de las distribuciones analizadas cumplían con el criterio de Kolmogorov - Smirnov, salvo la Distribución Exponencial y Uniforme. Sin embargo, para estos parámetros, las distribuciones Gamma y Log-Normal, se asemejaban a la Distribución Normal; mientras que se descartó el

uso de la Distribución Triangular pues no se considera representativa de la naturaleza. Además, del análisis ANOVA se concluye que las propiedades geotécnicas de suelos residuales graníticos de roca completamente meteorizada corresponden al mismo espacio muestral, por lo tanto agrupables.

Para los resultados del análisis probabilístico, en primera instancia se puede observar que no contradice la lógica natural, es decir, a medida que aumenta la altura e inclinación de un talud, la probabilidad de falla también lo hace.

Para la generación de números aleatorios, se observa que el programa *Slide V6.005* genera una menor cantidad de numeros aleatorios a las solicitadas. Con respecto a este mismo punto, en los resultados se observó que la convergencia de la probabilidad de falla se da a iteraciones menores a las solicitadas; generalmente entre 10000 y 30000 simulaciones fueron necesarias para la convergencia de la probabilidad. No así en el caso de probabilidades de falla muy bajas, en el cual la probabilidad de falla no necesariamente es convergente, si no que, además, para llegar a un valor de probabilidad se necesita una mayor cantidad de iteraciones. Del mismo modo, se presentan leves inconsistencias en resultados para bajas probabilidades, que si bien, siguen siendo bajas, la probabilidad ascendente con la altura o inclinación no se cumple en algunos casos.

Según el criterio utilizado, estas inconsistencias pueden no ser relevantes en el análisis; sin embargo, cuando la estructura es de importancia, la variación decimal de la probabilidad de falla puede ser de gran significancia en el diseño, pues se requieren probabilidades de ruptura muy bajas.

Conclusiones similares se obtienen al realizar el análisis mediante el índice de confiabilidad. Se corrobora lo mencionado por Christian *et al.* (1994), pues los índice de confiabilidad obtenidos de modo experimental a través de la simulación de Monte Carlo, pues la confiabilidad se encuentra relacionada con la probabilidad de falla mediante una distribución normal estándar, observándose además, que esta tendencia es igual hasta un valor de confiabilidad de 1.5 - 2, valor a partir del cual, los resultados experimentales se distancian de su valor teórico. Al trazar una linea de tendencia con los datos experimentales, se observa que para valores muy bajos de probabilidad, el valor del índice de confiabilidad no varía significativamente, lo cual puede ser un problema en criterios que utilicen este índice, ya que para un mismo valor de confiabilidad existirían valores distintos de probabilidad de falla, siendo rechazado un proyecto que podría ser estable.

El análisis realizado mediante la comparación de los resultados determinísticos y probabilísticos, muestran que el factor de seguridad es más conservador utilizando probabilidades; esto, por la razón de que dicho método no considera un valor puntual aislado, si no que incluye la variabilidad de los parámetros en sus cálculos. Es importante mencionar, que ambos análisis no deben ser realizados independientes uno del otro, al contrario, tanto la media del factor de seguridad como su contraparte determinística, deben ser comparados y analizados junto con la probabilidad de falla, con la finalidad de

escoger el mínimo factor de seguridad, con la mínima probabilidad de falla.

Finalmente, un análisis realizado asumiendo distribuciones de probabilidad, no debe ser usado en el análisis de estabilidad. Los resultados muestran que para una distribución de probabilidad normal, con media y desviación estándar correspondiente a un mismo caso, tiende a sobrevalorar el valor de la probabilidad de ruptura del talud para valores bajos, si bien esto es más conservador, la sobre valoración de la probabilidad podría llevar a un sobre dimensionamiento, lo cual puede incidir en los costos asociados al diseño de un talud o estructura.

En síntesis, el análisis probabilístico de estabilidad de taludes es una herramienta que debe incorporarse al análisis tradicional de estabilidad, pues incorpora la incertidumbre asociada a la variabilidad de los parámetros resistentes. Sin embargo, en el caso de taludes de suelos residuales, existen características que no se pueden caracterizar mediante variables matemáticas; por lo que es importante tenerlas en consideración al momento de plantear una solución a algún talud o ladera inestable.

9.1. Recomendaciones y Futuras Lineas de Investigación

Frente a las interrogantes encontradas durante el desarrollo de esta tesis se presentan las siguientes recomendaciones y lineas de investigación:

1. Análisis estadístico de los parámetros geotécnicos de rocas graníticas a distintos grados de meteorización, con la finalidad de realizar un análisis estadístico multimodal.
2. Aumentar la base de datos de parámetros resistentes en a lo menos 50, con el fin de dilucidar la Normalidad u Log-Normalidad, además, correlacionar los resultados de densidades saturadas, con ángulos de fricción y cohesión mediante cópulas estadísticas.
3. Retro-análisis probabilísticos en taludes que ya han presentado fallas en Chile, con el fin de generar una base de datos que permita determinar las probabilidades de falla, factores de seguridad e índices de confiabilidad admisibles para una correcta aplicación del análisis probabilista.
4. Incorporación de las propiedades hidráulicas y precipitaciones en análisis probabilistas.
5. Incorporación de las discontinuidades presentes en suelos graníticos completamente meteorizados.
6. La presente investigación consideró densidades naturales que varían entre densidades secas y densidades saturadas; por lo cual se recomienda realizar análisis mediante densidades saturadas con la finalidad de acotar aún más la probabilidad de falla sólo al caso más desfavorable.

Referencias

Akbas, B. & Huvaj, N. (2015). Probabilistic slope stability analyses using limit equilibrium and finite element methods. *Geotechnical Safety and Risk V. T. Schweckendiek et al. (eds.): 716 - 721* .

Amundson, R. (2005). Soil formation. *In* Holland, H.; Turekian, K. (eds.). Surface and Ground Water, Weathering, and Soils. *ElSevier, Ltd. UK. p: 1 - 25* .

ASTM D 2487 (2011). Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Clasification System). *West Conshohocken, PA,USA, ASTM International. 12p* .

ASTM D 3080 (2011). Standard test method for direct shear test of soil under consolidated drained conditions. *West Conshohocken, PA,USA, ASTM International. 9p* .

Atkinson, J. (2007). The mechanics of soil and foundations. *Taylor and Francis Group, Great Britain, 442p* .

Baecher, G. & Christian, J. (2003). Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. *John Wiley and Sons Ltd. England. 605p* .

Begonha, A. & Sequeira, M. (2002). Weathering of the Oporto granite: geotechnical and physical properties. *Catena 49: 57 - 76* .

Brand, E. (1985). Predicting the performance of residual soil slopes. *Proc.* 11th *International Conference on Soil Mechanics and foundation engineering, San Francisco, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, Vol. 5: 2541-2578* .

Brand, E. & Phillipson, H. (1985). Review of international practice for the sampling and testing of residual soils. *In Brand, E. and Phillipson, H. (Eds.) Sampling and Testing of Residual Soils: A Review of International Practices. Technical Committee on Sampling and Testing of Residual Soils, International Society for Soils Mechanics and Foundation Engineering, 7 - 22* .

Brunsden, D. (1979). Mass movements. *Progress in geomorfology, Arnol, pp: 130 - 186* .

Casagrande, A. (1965). Role of the çalculated riskïn earthwork and foundation engineering. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division ASCE, 91: 1 - 40* .

Chakravarti, I., Laha, R. & Roy, J. (1967). Handbook of methods of applied statistics, Volume I. *John Wiley and Sons, London. 160p* .

Ching, J. & Phoon, K. (2015). Cost - effective framework for simplified geotechnical reliability - based design. *In* zhang, l.; wang, y.; wang, g.; li, l. *(Eds. Geotechnical Safety and Risk IV. Taylor and Francis Group, London: 423 - 429* .

Cho, S. (2010). Probabilistic assessment of slope stability that considers the spatial variability of soil properties. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 136(7): 975 - 984* .

Chowdhury, R. & Flentje, P. (2011). Practical reliability approach to urban slope stability. *11th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering: 1 - 6* .

Christian, J., Ladd, C. & Baecher, G. (1994). Reliability applied to slope stability analysis. *Journal of Geotechnical Engineering 120(12): 2180 - 2207* .

Clayton, C. (2001). Managing geotechnical risk: time for change? *Geotechnical Engineering, 149(1): 3 -11* .

Creixell, C. (2001). Petrología y Geotermobarometría de las rocas intrusivas de la Cordillera de la Costa entre los 36°30' y 38°00's. *Memoria para optar al título de Geólogo. Universidad de Concepción, Facultad de Ciencias Químicas, Departamento de Ciencias de la Tierra. 149p* .

Crespo, C. (2002). Confabilidad en el diseño en geotecnia. *Trabajo de Ascenso a la Categoría de Profesor Titular. Universidad Simón Bolívar. Departamento de Ciencias de la Tierra, Venenzuela. 189p* .

Cruz, L. (2012). Análisis probabilístico de fallas superficiales en taludes debido a procesos de infiltración. *Trabajo de Maestría en Ingeniería Civil. Pontificia Universidad Javeriana, Facultad deIngeniería. 91p* .

Davis, J. & Blockley, D. (1996). On Modelling Uncertainty. *Hydroinformatics 96, Müller (ed.), Balkema, Rotterdam: 485 - 491* .

Dell'Avanzi, E. & Sayão, A. (1998). Avaliação da probabilidade de ruptura de taludes. *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasil, 11, Vol. 2: 1289 – 1295* .

Deng, Y., Cai, C., Cia, D., Ding, S., Chen, J. & Wang, T. (2017). Soil Atteberg limits of different weathering profiles of collapsing guillies in the hilly granitic region of Southern China. *Solid Earth 8: 499 - 513* .

Devynck, J. (1970). Contribución al estudio de la circulación atmosférica en Chile y el clima de la Región del Biobio. *Departamento de Geofísica, Universidad de Concepción. 158 p* .

El-Ramly, H., Morgenstern, N. & Cruden, D. (2005). Probabilistic assessment of stability of a cut slope in residual soil. *Geotechnique 55,No. 1: 77 - 84* .

Escobar, J. & Valencia, Y. (2012). Análisis de estabilidad y probabilidad de falla de dos taludes de suelo tropical en la autopista Medellin - Bogotá en el tramo de vía entre Marinilla y Santuario. *Boletín de Ciencias de la Tierra, No. 31: 51 - 64* .

Espinoza, C. (2004). Curso Hidráulica de Aguas Subterráneas y su Aprovechamiento. *Apuntes de clase, semestre Otoño 2004. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile* .

Fenton, G. & Griffiths, D. (2007). Review of Probability Theory, Random Variables, and Random Fields. *In* Griffiths, D.; fenton, G. (eds.) Probabilistic Methods in Geotechnical. *CISM Courses and Lectures No. 491. International Centre for Mechanical Science. 346p* .

Fenton, G. & Griffiths, D. (2008). Risk Assessment in Geotechnical Engineering. *John Wiley and Sons, New Jersey. 461p* .

Flandes, N. E. (2017). Estudio de la relación entre meteorización y características geo-mecánicas de la roca granítica de Concepción. *Tesis para optar al título de Ingeniero Civil Geológica y al grado de Magister en Ingeniería Geotécnica.Universidad Católica de la Santísima Concepción, Facultad de Ingeniería, Departamenteo de Ingeniería Civil. Inédito* .

Gajardo, A. (1980). Hoja Concepción - Chillán, Región del Bío Bío, Escala 1:250000. Carta Geológica de Chile no.4. *Instituto de Investigaciones Geológicas* .

Galli, C. (1967). Geología urbana y suelo de fundación de Concepción y Talcahuano, chile. *Departamento de Geología y Mineralogía, Instituto Central de Química, Universidad de Concepción. Informe inédito. 248p* .

Godard, A. (1977). Pays et paysages du granite. Introduction à une géographie des domaines granitiques. *Presses Universitaires de France. 232p* .

Goldsworthy, J., Jaksa, M., Fenton, G., Griffiths, D., Kaggwa, W. & Poulos, H. (2007). Measuring the Risk of Geotechnical Site Investigation. *Probabilistic Application in Geotechnical Engineering. GSP 170* .

Griffiths, D., Fenton, G. & Denavit, M. (2007). Traditional and Advanced Probabilistic Slope Stability Analysis. *GPS 170 Probabilistic Application in Geotechnical Engineering. Geo - Denver: New Peaks in Geotechnics. 10p* .

Guha, A. & Kumar, D. (2011). Probabilistic analysis of a slope stability problem. *Proceedings of Indian Geotechnical Conference, Paper No. K-250* .

Harr, M. (1987). Reliability – Based Design in Civil Engineering. *McGraw Hill Editorial, USA. 400p* .

Heidari, M., Khanlari, G., Momeni, A. & Jafargholizadeh, H. (1988). The relationship between geomechanical properties and weathering indices of granitic rocks, Hamedan, Iran. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal, 6(1): 59 - 68* .

Hervé, F., Godoy, E., Parada, M., Ramos, V., Rapela, C., Mpodozis, C. & Davidson, J. (1987). A general view on the Chilean - Argentine Andes, with emphasis on their early History. *En* Circum Pacific orogenic belts and the evolution of the Ocean Basin. Monger, J.; Francheteau, J. (Eds.). *American Geophysical Union, Geodynamics Series 18: 97 - 114* .

Hervé, F., Hervé, M., Munizaga, F. & Mantovani, M. (1976). Edades Rb/Sr neopaleozoicas del Basamento Cristalino de la Cordillera de Nahuelbuta. *Actas Primer Congreso Geológico Chileno. Santiago. 2(F): 19 - 26* .

Hidalgo, C. & Pacheco, A. (2011a). Herramientas para análisis por confiabilidad en geotecnia: La Teoría. *Revista Ingenierías. Universidad de Medellín, Vol. 10, No. 18: 69 - 78* .

Hidalgo, C. & Pacheco, A. (2011b). Herramientas para el análisis por confiabilidaden geotecnia: Aplicación. *Revista Ingenierias. Universidad de Medellín, Vol. 10, No. 18: 79 - 86* .

Huang, H., Tang, B. & Yang, W. (1996). Sedimentary geology of the Changjiang Delta. *Beijing: Geological Publishing House. 239p* .

Huat, B., Toll, D. & Prasad, A. (2013). Handbook of Tropical Residual Soils Engineering. *Taylor and Francis Group. U.S.A. 532p* .

Hutchinson, S. & Bandalos, D. (1997). A guide to Monte Carlo simulations for applied researchers. *Journal of Vocational Education Research, 22(4): 233-245* .

Irfan, T. (1996). Mineralogic and fabric characterization and classification of weathered granitic rocks in Hong Kong. georeport no. 41. *Hong Kong Government. 158p* .

Irfan, T. & Dearman, W. (1978). Engineering classification and index properties of a weathered granite. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology, No. 17: 79 - 90* .

ISRM (1981). Rock characterization testing and monitoring. *International Society of Rock Mechanics - Suggested Methods. Editorial Pergamon, 211 p* .

Jaque, E. (2008). Geomorfología de la Cuenca del río Andalién. *Revista geografía. Instituto Panamericano de Geografía e Historia. Vol. 143: 97 - 116* .

Kwon, Y. & Oh, S. (2011). Physical and mechanical properties of decomposed granite soils sampled in Cheongju, Korea. *International Journal of the Physical Sciences, Vol. 6 (24): 5777 - 5794* .

Lacasse, S. & Nadim, F. (1998). Risk and reliability in geotechnical engineering. *Fourth International Conferenceon Case Histories in Geotechnical Enginerring: 1172 - 1192* .

Lan, H., Hu, R., Yue, Z., Lee, C. & Wang, S. (2003). Engineering and geological characteristics of granite weathering profiles in South China. *Journal of Asian Earth Science 21: 353 - 364* .

Lee, E. & Jones, D. (2004). Landslide Risk Assessment. *Thomas Telford. London. 454p* .

Li, D., Xiao, T., Cao, Z., Phoon, K. & Zhou, C. (2016). Efficient and consistent reliability analysis of soil slope stability using both limit equilibrium analysis and finite element analysis. *Applied Mathematical Modeling 40: 5216 - 5226* .

Little, A. (1969). The engineering classification of residual tropical soils. *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico. Vol. 1: 1-10* .

Littlejohn, G., Cole, K. & Mellors, T. (1994). Without Site Investigation Ground is Hazzard. *Proceedings of the Institution on Engineers 102: 72 - 78* .

Low, B. (2003). Practical Probabilistic Slope Stability Analysis. *Proceedings, Soil and Rock America, 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and 39th U.S. Rock Mechanics Symposium, Vol. 2: 2777 - 2784* .

López, P. (2013). Evaluación de la peligrosidad por procesos de remoción en masa en los cerros La Unión y Zaror: comuna de Talcahuano, Región del Biobío (Chile). *Revista Geográfica del Sur 4(6): 59- 83* .

López, P. (2015). Análisis de umbrales de precipitación de procesos de remoción en masa, en laderas urbanizadas de la costa de Chile centro - sur. *Cuadernos de Geografía: Revista Colombiana de Geografía 24(2): 93 - 112* .

Luo, N., Bathurst, R. & Javankhoshdel, S. (2016). Probabilistic stability analysis of simple reinforced slopes by finite element method. *Computers and Geotechnics 77: 45 - 55* .

Montoya, A. (1996). Confiabilidad en Estabilidad de taludes. *Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería. Universidad Nacional Autonoma de México.Facultad de Ingeniería. 128p* .

Morgenstern, N. & Price, V. (1965). The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. *Géotechnique, Vol 15. No. 1: 79-93* .

Morgenstern, N. & Price, V. (1967). The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. *Computer Journal, 9: 388-393* .

NCh 1517/1 (1979). Mecanica de Suelos - Límites de consistencia - Parte 1: Determinación del límite líquido. *Instituto Nacional de Normalización, Chile. 11p* .

NCh 1517/2 (1979). Mecanica de Suelos - Límites de consistencia - Parte 2: Determinación del límite plástico. *Instituto Nacional de Normalización, Chile. 11p* .

NCh 1532 (1980). Mecanica de Suelos: Determinación de Densidad de Partículas Sólidas. *Instituto Nacional de Normalización, Chile. 10p* .

Northmore, K., Culshaw, M. & Hobbs, P. (1992a). Engineering Geology of Tropical Red Clay Soils. Project Background, study areas and sampling sites. *British Geological Survey. Technical Report WN/93/11. 228p* .

Northmore, K., Culshaw, M., Hobbs, P., Hallam, J. & Entwisle, D. (1992b). Engineering geology of tropical red clay soils: summary findings and their application for engineering purposes. *British Geological Survey Technical Report WN/93/15. 86p* .

Parada, M. (1990). Granitoid plutonism in central Chile and its geodynamic implications; A review. *En* Kay, S.; Rapela, C. (eds.) Plutonism from Antarctica to Alaska. *Boulder, Colorado, Geological Society of America. Special Paper: 241: 51 - 66* .

Park, S. & Miller, K. (1988). Random number generators: good ones are hard yo find. *Communications of the ACM 31 (10): 1192 - 1201* .

Peña, D., Tavares, C. & Mardones, M. (1993). Las condiciones climáticas como factor de riesgo en la comuna de Talcahuano. *Revista Geográfica de Chile Terra Australis 38: 83 - 107* .

Peck, R. (1969). Advantage and limitations of the observational method in applied soil mechanics. *Ninth Rankine lecture. Geotechnique 19: 171 - 187* .

Phoon, K. (2002). Potential application of reliability - based design to getechnical engineering. *4th Colombian Geotechnical Seminar: 1 - 24* .

Phoon, K. & Kulhawy, F. (1999). Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal 36: 612 - 624* .

Pineda, J. & Colmenares, J. (2008). Efectos de la meteorización en las propiedades de retención de humedad de dos suelos residuales derivados de una granodiorita. *Revista Epsilon No. 10: 9 -21* .

Prada, F., Ramos, A., Solaque, D. & Caicedo, B. (2011). Confiabilidad aplicada al diseño geotécnico de un muro de contención. *Obras y Proyectos 9, 49 - 58* .

Quezada, J. (1996). Geología urbana y ambiental de la ciudad de Concepción. *Memoria para optar al Título de Geológo. Universidad de Concepción, Facultad de Ciencias Quimicas, Departamento de Ciencias de la Tierra. 143p* .

Rahardjo, H., Aung, K., Leong, E. & Rezaur, R. (2004). Characteristics of residual soils in Singapore as formed by weathering. *Engineering Geology 73: 157 - 169* .

Rahardjo, H., Satyanaga, A., Leong, E., Song, Y. & Cheuk, H. (2012). Variability of residual soil properties. *Engineering Geology 141 - 142: 124 - 140* .

Rioseco, R. & Tesser, C. (2017). Cartografía interactiva de los climas de Chile [en línea]. *Instituto de Geografía. Pontificia Universidad Católica de Chile* .

Rodríguez, J., Aguirre, M., Guerra, J. & Lemus, L. (2012). Software de Análisis de Estabilidad de Taludes Mediante la Simulación de Monte Carlo. *VII Congreso Chileno de Geotécnia* .

Rodríguez, P. (2015). Caracterizacón geomecánica y mineralógica del maicillo en la Cordillera de Nauelbuta. *Tesis de Pregrado. Universidad Católica de la Santísima Concepción, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil. 151p* .

Russelli, C. (2008). Probabilistic methods applied to the bearing capacity problem. *Doktorarbeit. Institut für Geotechnik der Universitat Stuttgart. 175p* .

Ruíz, C. (2002). Determinación de parámetros CIU en muestras inalteradas de maicillos graníticos residuales de Concepción. *Informe de memoria de Título para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Concepción, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil. 157p* .

Ruíz, C., Aguirre, L., Corvalan, J., Klohn, C., Klohn, E. & Levi, B. (1965). Geología y Yacimientos Metalíferos de Chile. *Instituto de Investigaciones Geológicas IIG. Santiago, Chile. 385 p* .

Sandoval, M. (1987). Dinámica de los procesos hidrológicos en la cuenca del río Ñuble en San Fabián. *Tesis para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad Católica de la Santísima Concepción, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil. 113p* .

Sanhueza, D., Basso, M. & Ponce, R. (2017). Caracterización del suelo residual y su relación en la estabilidad de taludes en el acceso sur a Concepción, Región del Bíobío, Chile (inédito). *Simposio de Habilitación Profesional. Universidad Católica de la Santísima Concepción. Facultad de Ingeniería. Departamento de Ingeniería Civil. 23p* .

Scolforo, J. (2002). Biometria florestal - manejo florestal avançado. *Departamento Ciências Florestais, Universidade Federal de Lavras. 311p* .

Selby, M. (1993). Hillside materials and processes. *Oxford University Press, London. 466p* .

Sernageomín (2016). Registro de los Principales Desastres de origen geológico en Chile y efectos sobre la población y bienes públicos y privados entre 1980 y 2015. *Servicio Nacional de Geología y Minería. 30p* .

Srivastava, A. & Sivakumar, G. (2009). Effect of soil variability on the bearing capacity of clay and in slope stability problems. *Engineering Geology 108: 142 - 152* .

Stanković, J., Filipović, S., Rajković, R., Obradović, L., Marinković, V. & Kovačević, R. (2013). Risk and reliability analysis of slope stability - deterministic and probabilistic method. *Journal of Trends in the Development of Machinery and Associated Technology, Vol. 17, No. 1: 97 - 100* .

Tarbuck, E. & Lutgens, F. (2005). Ciencias de la tierra: Una introducción a la geología física. Octava Edition. *Madrid, Pearson Prentice Hall, 686p* .

Toro, K. (2007). Influencia de las características geológicas en las propiedades geotécnicas de granitoides Jurásicos y suelos asociados en la Ruta 68. *Universidad de Chile. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Departamento de Geología. 83p* .

USACE (1999). Risk – Based Analysis in Geotechnical Engineering for Support of Planning Studies. *ETL 1110 – 2 – 556* .

Villalobos, F. (2014). Mecánica de Suelos. *Editorial Universidad Católica de la Santísima Concepción y LGM. Concepción. 428p* .

Walpole, R., Myers, R. & Sharon, M. (2007). Probabilidad y estadística para ingenieros. *Prentice Hall - Pearson Education. México. 739p* .

Wang, W. & Constantino, C. (2009). Reliability analysis of slope stability at Nuclear Power Plant Site. 20th *International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. SMiRT 20 - Division 7, Paper 1982: 1 - 10* .

Wesley, L. (2009). Behaviour and geotechnical properties of residual soils and allophane clays. *Obras y Proyectos 6: 33 - 50* .

Wesley, L. (2010). Geotechnical Engineering in Residual Soils. *John Wiley and Sons, New Jersey, 249 p* .

Wesley, L. (2011). Stability of slopes in residual soils. *Obras y Proyectos 10: 47 - 61* .

Whithman, R. (1984). Evaluating Calculated Risk in Geotechnical Engineering. *Journal of Geotechnical Engineering 110(2): 143 - 188* .

Wu, T. (2007). Reliability of geotechnical predictions. *In* Honyo, Y.; Suzuki, M.; Hara, T.; Zhang, F. Geotechnical Risk and Safety. *Proceedings of the 2nd International Symposium on Geotechnical Safety and Risk: 3 - 10* .

Anexos

Anexos A

Anexo A: Resultados ensayos de laboratorio

Tabla A.1: Condiciones iniciales y finales de la muestra M1

Probeta	A	B	C	
Humedad inicial	17.4	17.4	17.4	%
Densidad húmeda inicial	1.357	1.56	1.387	g/cm3
Densidad Seca inicial	1.157	1.328	1.181	g/cm3
Velocidad de Ensayo	0.1	0.1	0.1	mm/min
Tension Normal	50	100	150	kPa
Tension de Corte critica	37.4	63.5	90	kPa
Asentamiento por corte	-0.92	-1	-1.74	mm
Humedad final	47.6	44.9	44.2	%
Densidad humeda final	1.785	2.064	1.937	g/cm3
Densidad seca final	1.209	1.424	1.343	g/cm3

Tabla A.2: Condiciones iniciales y finales de la muestra M2

Probeta	A	B	C	
Humedad inicial	12.6	13.6	13.9	%
Densidad húmeda inicial	1.541	1.474	1.436	g/cm3
Densidad Seca inicial	1.353	1.297	1.275	g/cm3
Velocidad de Ensayo	0.1	0.1	0.1	mm/min
Tension Normal	5	10	20	kPa
Tension de Corte critica	9.6	12.6	20.5	kPa
Asentamiento por corte	0.02	-0.42	-0.91	mm
Humedad final	35.9	37	34.6	%
Densidad humeda final	1.778	1.758	1.821	g/cm3
Densidad seca final	1.308	1.283	1.353	g/cm3

Tabla A.3: Condiciones iniciales y finales de la muestra M3

Probeta	A	B	C	
Humedad inicial	18.5	18.5	18.5	%
Densidad húmeda inicial	1.665	1.465	1.464	g/cm3
Densidad Seca inicial	1.405	1.236	1.236	g/cm3
Velocidad de Ensayo	0.1	0.1	0.1	mm/min
Tension Normal	25	50	100	kPa
Tension de Corte critica	25.5	33.4	60.3	kPa
Asentamiento por corte	0.11	-0.8	-1.11	mm
Humedad final	32.7	35.9	37.4	%
Densidad humeda final	1.874	1.798	1.825	g/cm3
Densidad seca final	1.412	1.323	1.328	g/cm3

Tabla A.4: Condiciones iniciales y finales de la muestra M4

Probeta	A	B	C	
Humedad inicial	15.8	15.8	15.8	%
Densidad húmeda inicial	1.472	1.423	1.447	g/cm3
Densidad Seca inicial	1.271	1.229	1.25	g/cm3
Velocidad de Ensayo	0.1	0.1	0.1	mm/min
Tension Normal	25	50	100	kPa
Tension de Corte critica	63.6	20.4	31.2	kPa
Asentamiento por corte	-0.63	-1.37	-1.49	mm
Humedad final	41.5	43.4	36.4	%
Densidad humeda final	1.852	1.903	1.926	g/cm3
Densidad seca final	1.309	1.328	1.412	g/cm3

Tabla A.5: Condiciones iniciales y finales de la muestra M5

Probeta	A	B	C	
Humedad inicial	15.8	15.8	15.8	%
Densidad húmeda inicial	1.562	1.714	1.526	g/cm3
Densidad Seca inicial	1.349	1.48	1.318	g/cm3
Velocidad de Ensayo	0.1	0.1	0.1	mm/min
Tension Normal	25	50	100	kPa
Tension de Corte critica	23.9	42.1	68.2	kPa
Asentamiento por corte	0.3	-0.28	-0.21	mm
Humedad final	31.4	32.3	30.1	%
Densidad humeda final	1.77	1.969	1.826	g/cm3
Densidad seca final	1.347	1.488	1.403	g/cm3

Tabla A.6: Condiciones iniciales y finales de la muestra M6

Probeta	A	B	C	
Humedad inicial	27	27	27	%
Densidad húmeda inicial	1.672	1.478	1.585	g/cm3
Densidad Seca inicial	1.217	1.164	1.248	g/cm3
Velocidad de Ensayo	0.1	0.1	0.1	mm/min
Tension Normal	25	50	100	kPa
Tension de Corte critica	20.1	39.7	73.4	kPa
Asentamiento por corte	0.15	-0.83	-0.9	mm
Humedad final	35.2	40.5	34.4	%
Densidad humeda final	1.666	1.691	1.787	g/cm3
Densidad seca final	1.232	1.204	1.33	g/cm3

Tabla A.7: Condiciones iniciales y finales de la muestra M7

Probeta	A	B	C	
Humedad inicial	11.3	11.3	11.3	%
Densidad húmeda inicial	1.54	1.48	1.499	g/cm3
Densidad Seca inicial	1.384	1.329	1.347	g/cm3
Velocidad de Ensayo	0.1	0.1	0.1	mm/min
Tension Normal	25	50	100	kPa
Tension de Corte critica	23.6	42.2	68.2	kPa
Asentamiento por corte	-0.5	-0.64	-0.85	mm
Humedad final	38.6	38.3	36.3	%
Densidad humeda final	2.043	2.018	2.066	g/cm3
Densidad seca final	1.474	1.458	1.515	g/cm3

Tabla A.8: Condiciones iniciales y finales de la muestra M8

Probeta	A	B	C	
Humedad inicial	15	15	15	%
Densidad húmeda inicial	1.672	1.611	1.566	g/cm3
Densidad Seca inicial	1.454	1.401	1.362	g/cm3
Velocidad de Ensayo	0.1	0.1	0.1	mm/min
Tension Normal	25	50	100	kPa
Tension de Corte critica	17.3	29.3	51	kPa
Asentamiento por corte	0.22	0.3	-0.11	mm
Humedad final	32.3	30.5	32.7	%
Densidad humeda final	1.928	1.872	2.029	g/cm3
Densidad seca final	1.457	1.434	1.529	g/cm3

Tabla A.9: Condiciones iniciales y finales de la muestra M9

Probeta	A	B	C	
Humedad inicial	10.5	9.7	9.23	%
Densidad húmeda inicial	1.516	1.446	1.526	g/cm3
Densidad Seca inicial	1.372	1.318	1.397	g/cm3
Velocidad de Ensayo	0.1	0.1	0.1	mm/min
Tension Normal	25	50	100	kPa
Tension de Corte critica	16.5	29.3	58.4	kPa
Asentamiento por corte	-0.04	-0.17	-0.62	mm
Humedad final	36.4	35.9	35.1	%
Densidad humeda final	1.943	2.073	2.002	g/cm3
Densidad seca final	1.424	1.525	1.482	g/cm3

Tabla A.10: Condiciones iniciales y finales de la muestra M10

Probeta	A	B	C	
Humedad inicial	10	10	10	%
Densidad húmeda inicial	1.547	1.513	1.553	g/cm3
Densidad Seca inicial	1.406	1.375	1.412	g/cm3
Velocidad de Ensayo	0.1	0.1	0.1	mm/min
Tension Normal	25	50	100	kPa
Tension de Corte critica	21.4	44.3	53.07	kPa
Asentamiento por corte	-0.29	-0.6	-0.84	mm
Humedad final	40.2	36.4	38.4	%
Densidad humeda final	1.977	1.877	1.992	g/cm3
Densidad seca final	1.41	1.376	1.439	g/cm3

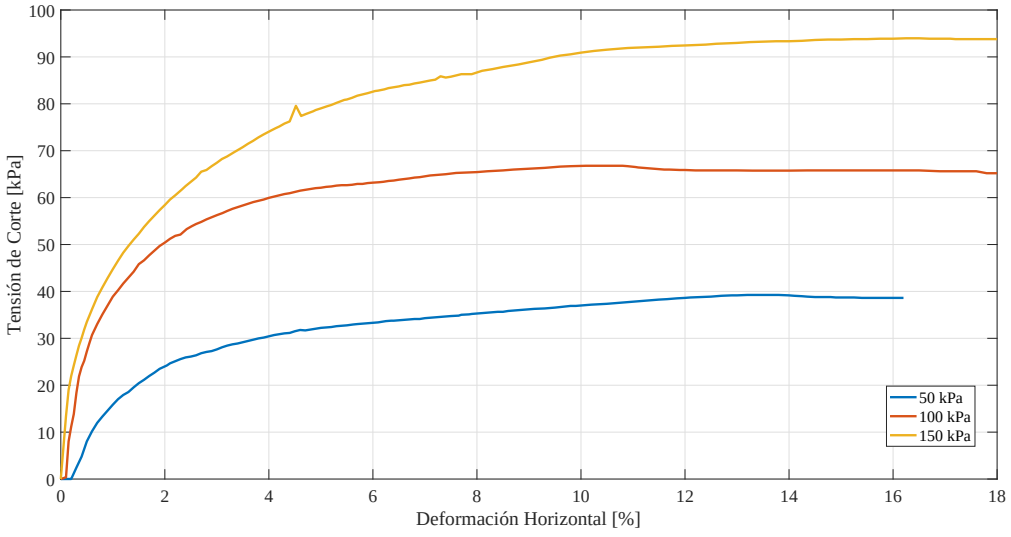


Figura A.1: Deformación Horizontal vs. Tensión de Corte de la muestra M1

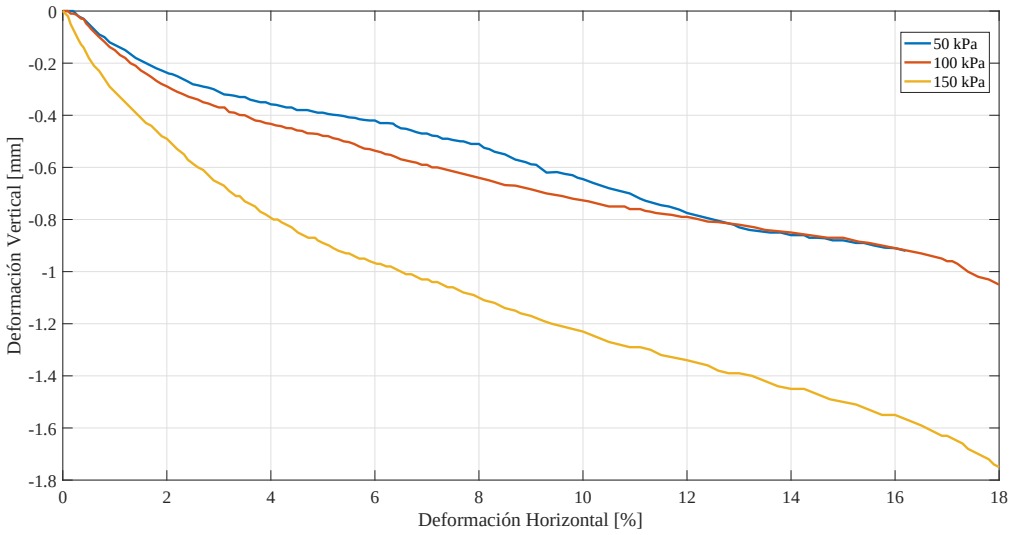


Figura A.2: Deformación Horizontal vs. Deformación Vertical de la muestra M1

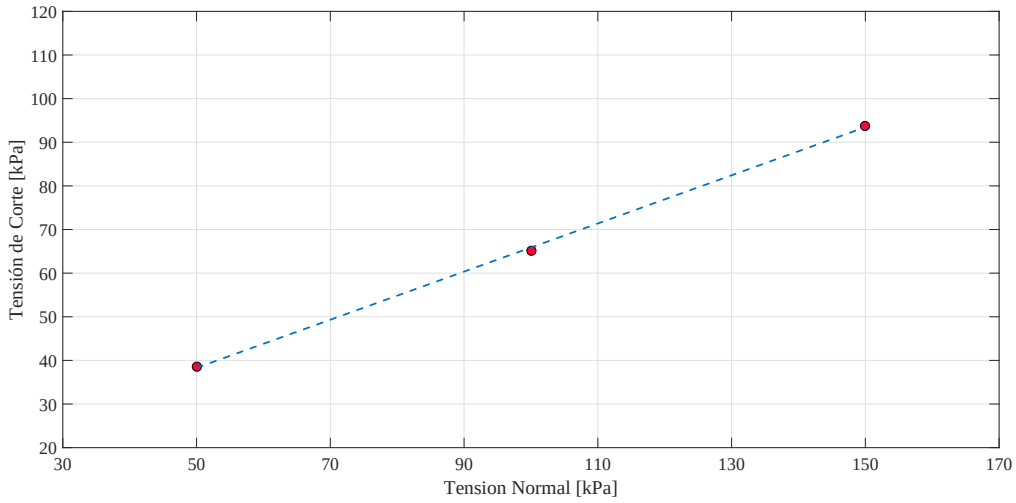


Figura A.3: Envolvente de falla de Mohr - Coulomb de la muestra M1

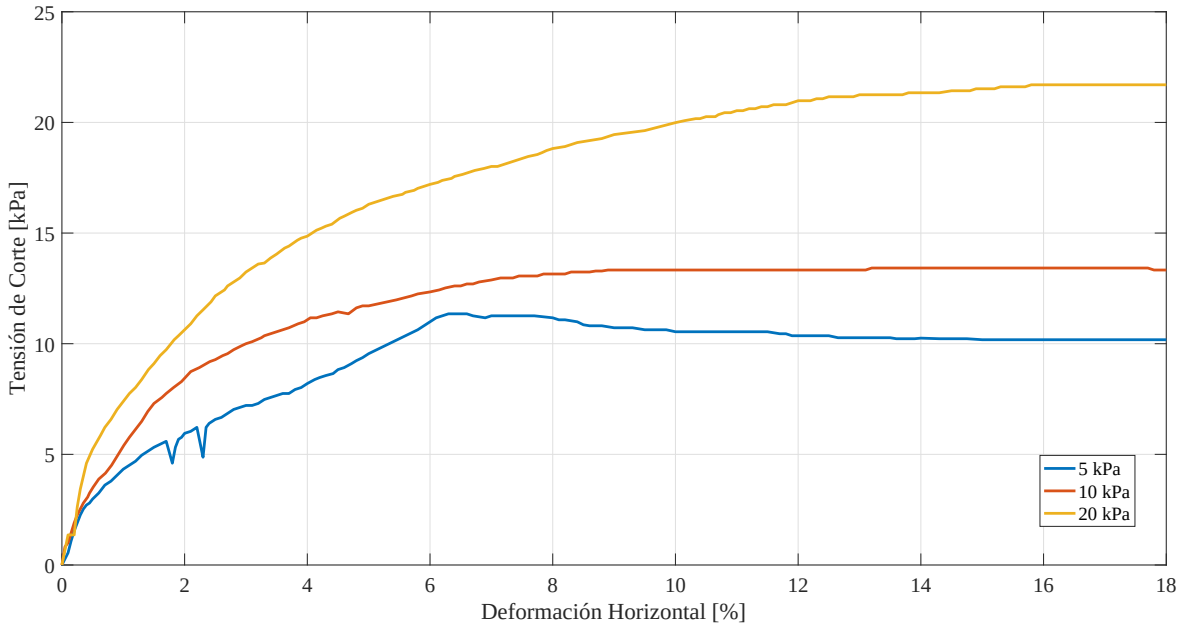


Figura A.4: Deformación Horizontal vs. Tensión de Corte de la muestra M2

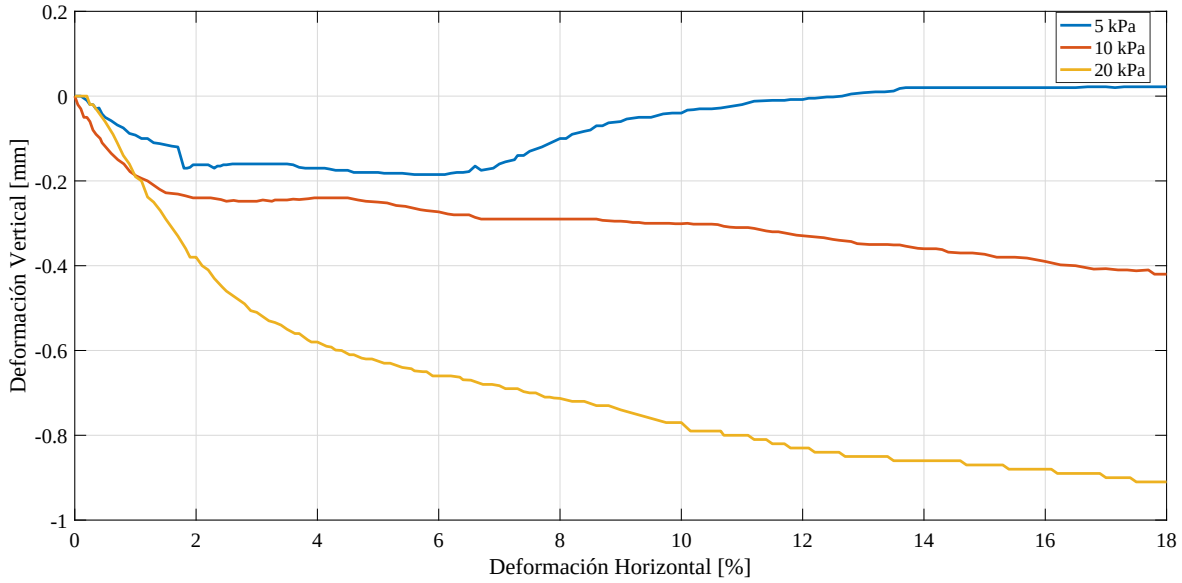


Figura A.5: Deformación Horizontal vs. Deformación Vertical de la muestra M2

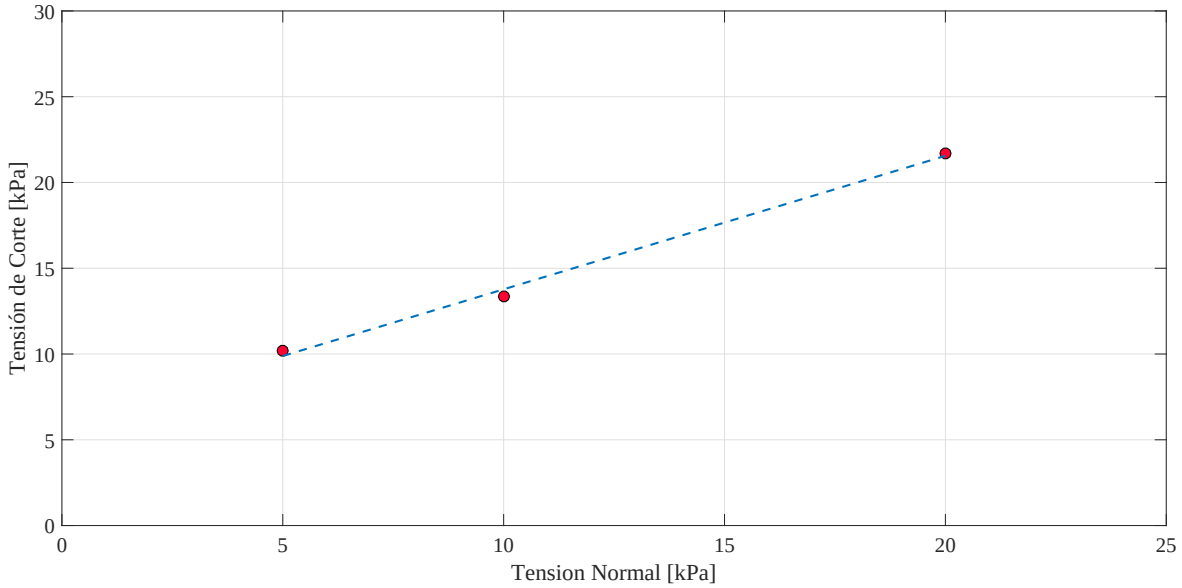


Figura A.6: Envolvente de falla de Mohr - Coulomb de la muestra M2

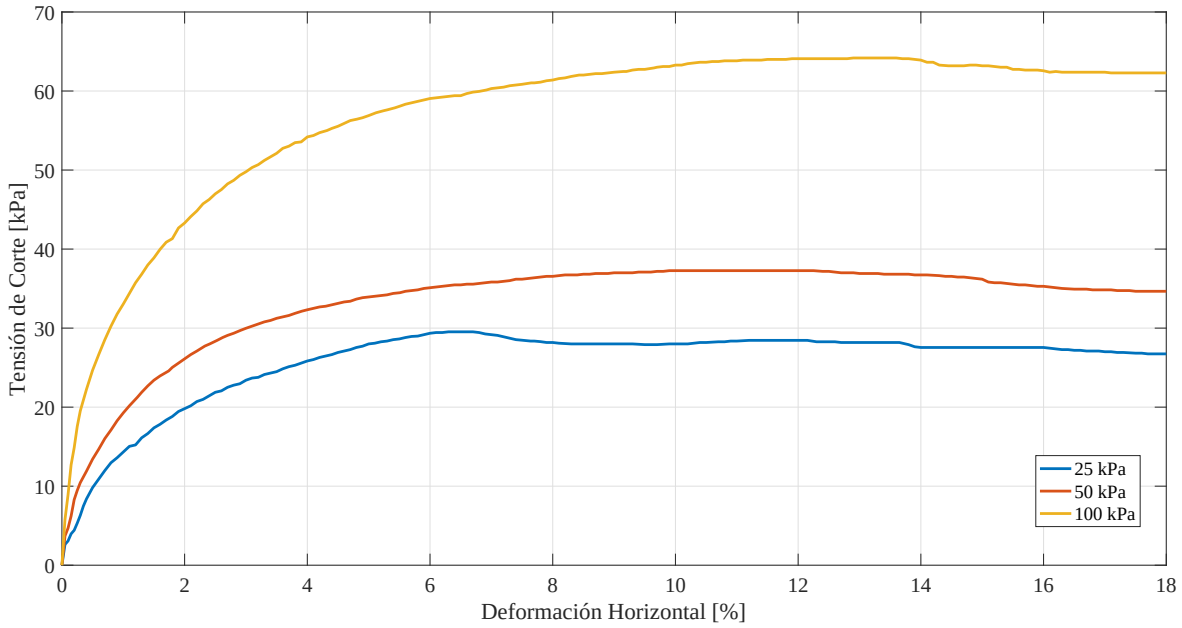


Figura A.7: Deformación Horizontal vs. Tensión de Corte de la muestra M3

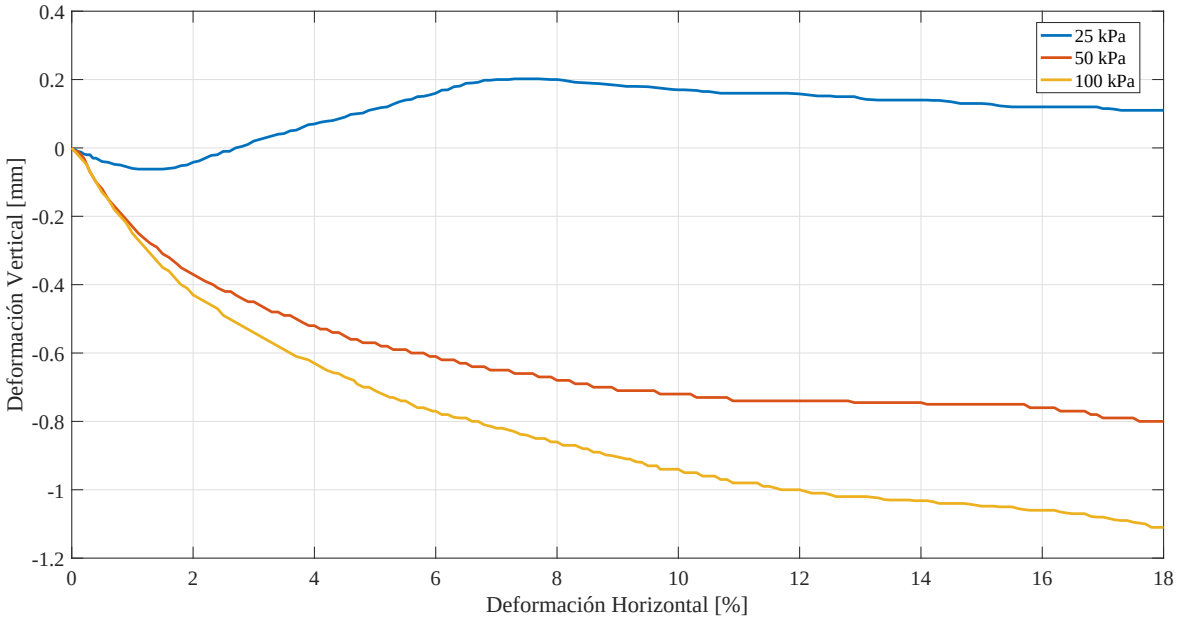


Figura A.8: Deformación Horizontal vs. Deformación Vertical de la muestra M3

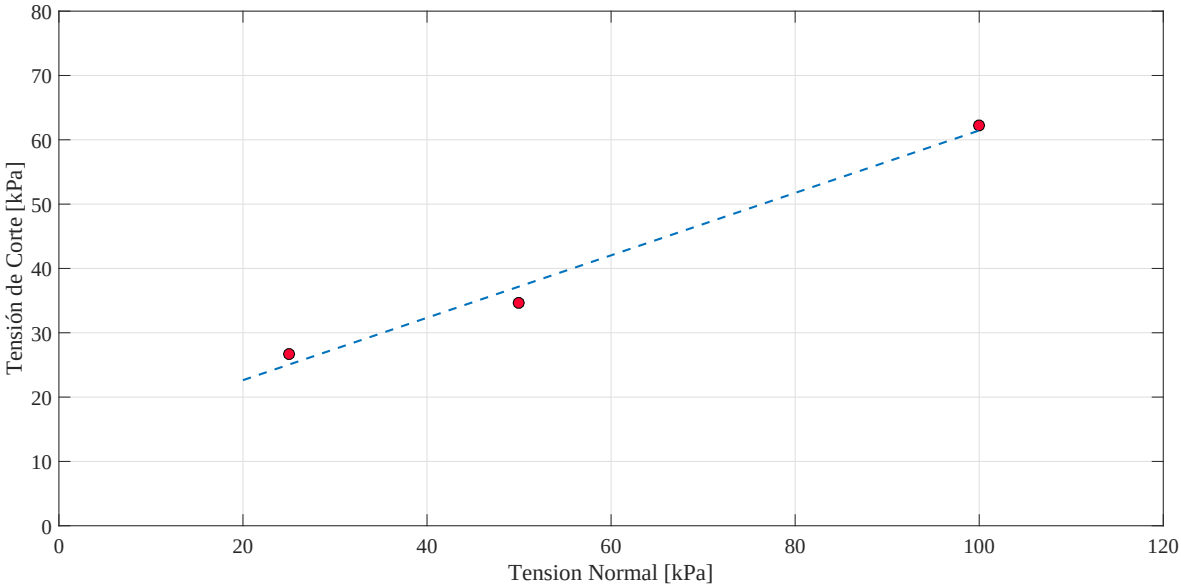


Figura A.9: Envolvente de falla de Mohr - Coulomb de la muestra M3

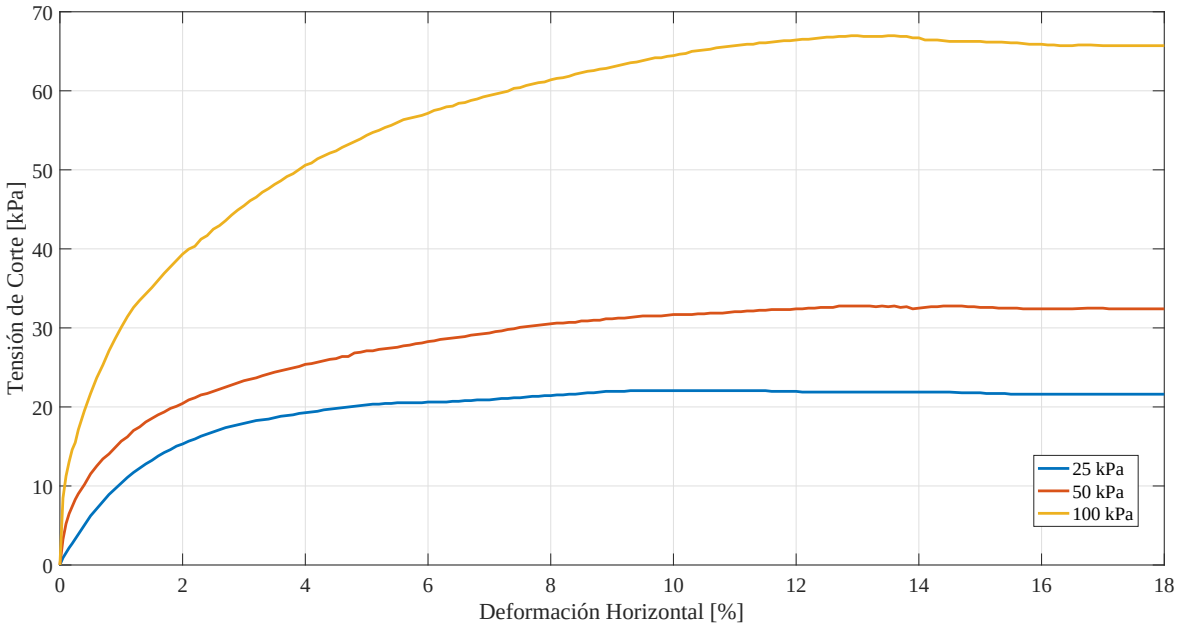


Figura A.10: Deformación Horizontal vs. Tensión de Corte de la muestra M4

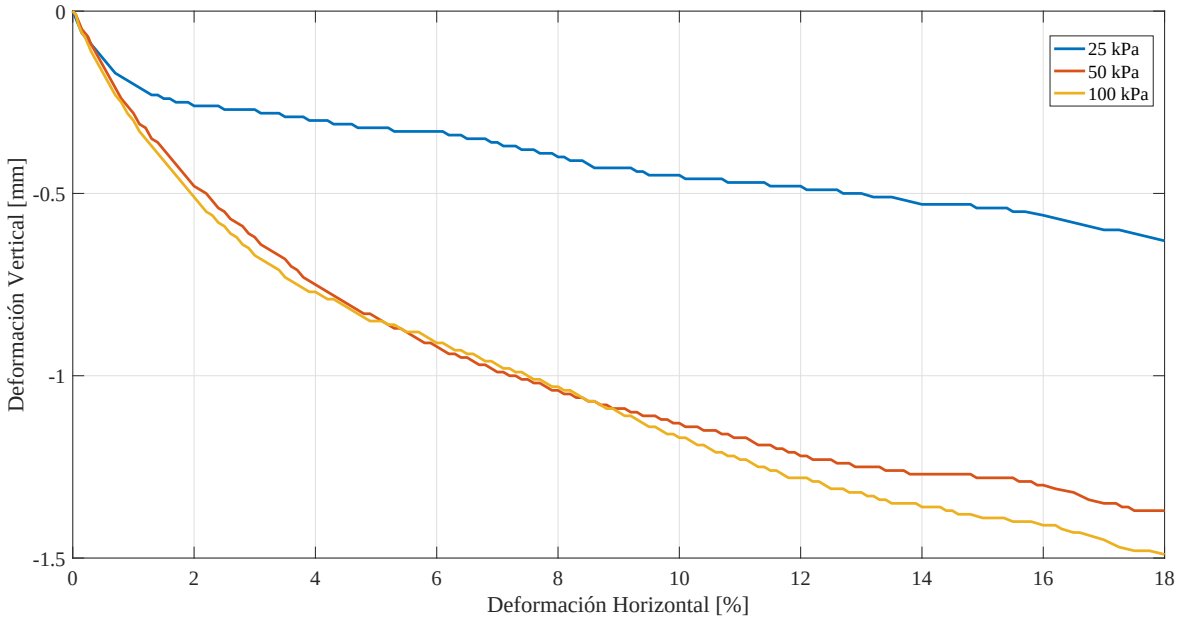


Figura A.11: Deformación Horizontal vs. Deformación Vertical de la muestra M4

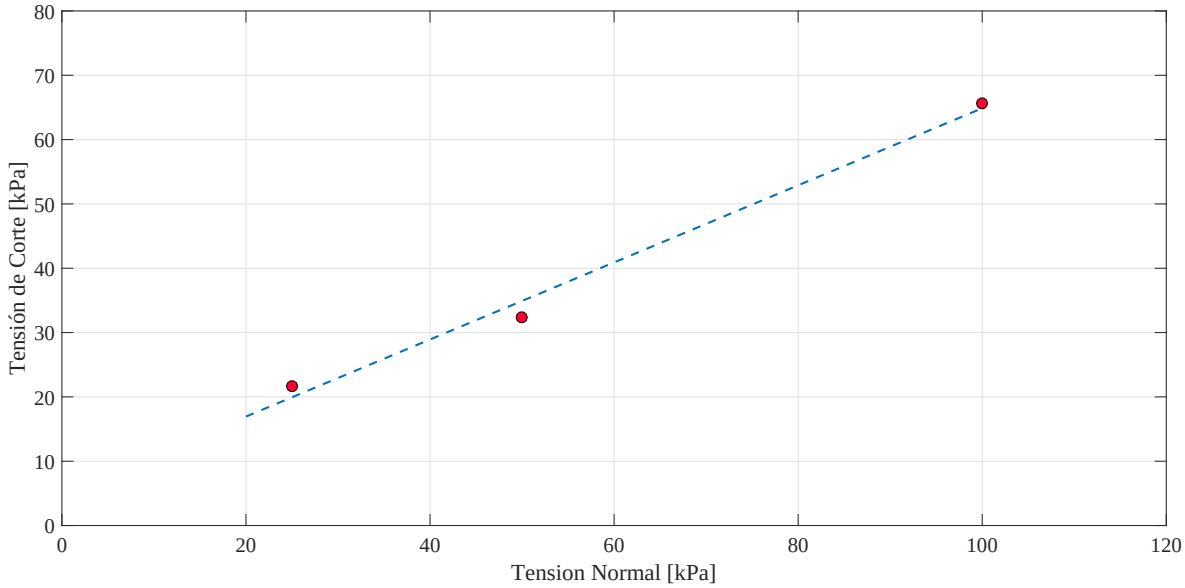


Figura A.12: Envolvente de falla de Mohr - Coulomb de la muestra M4

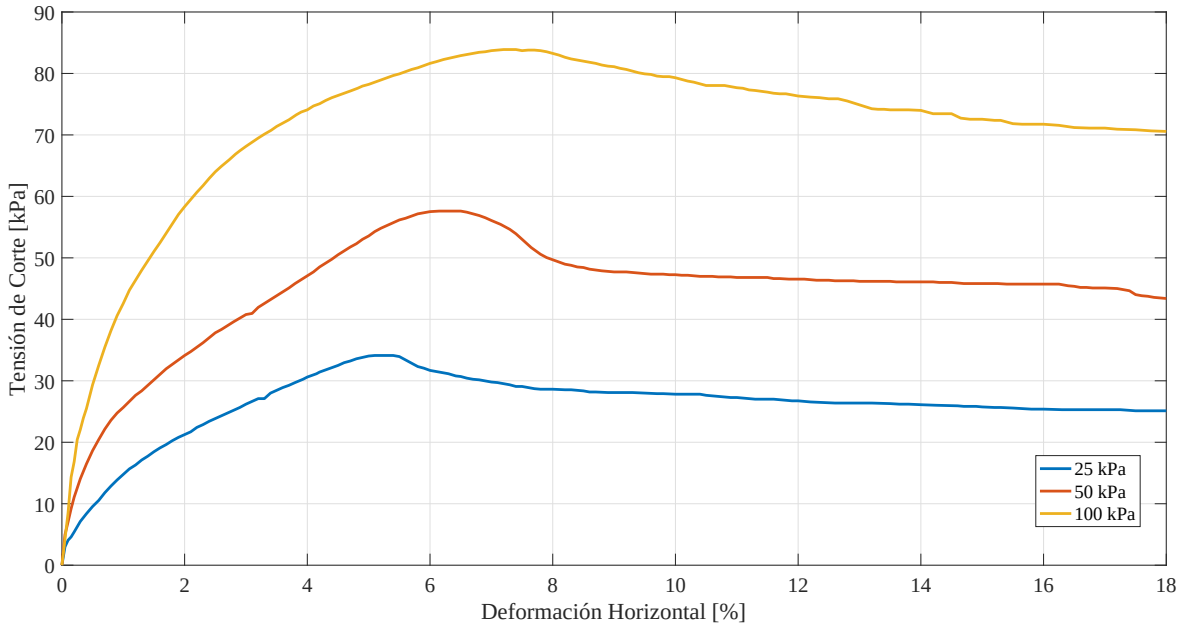


Figura A.13: Deformación Horizontal vs. Tensión de Corte de la muestra M5

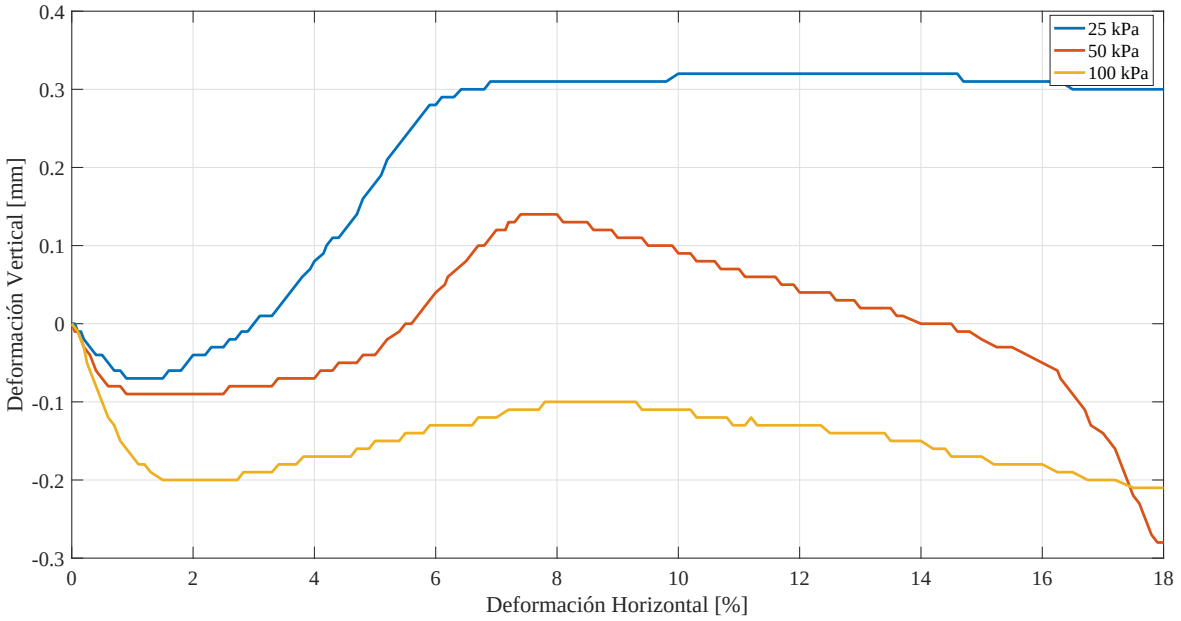


Figura A.14: Deformación Horizontal vs. Deformación Vertical de la muestra M5

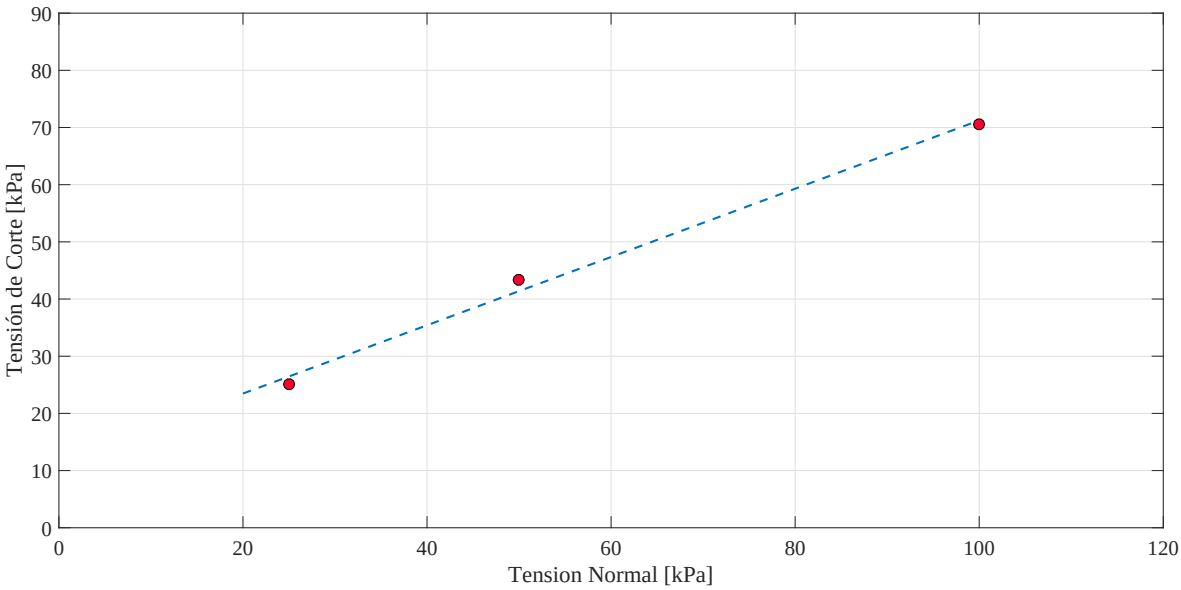


Figura A.15: Envolvente de falla de Mohr - Coulomb de la muestra M5

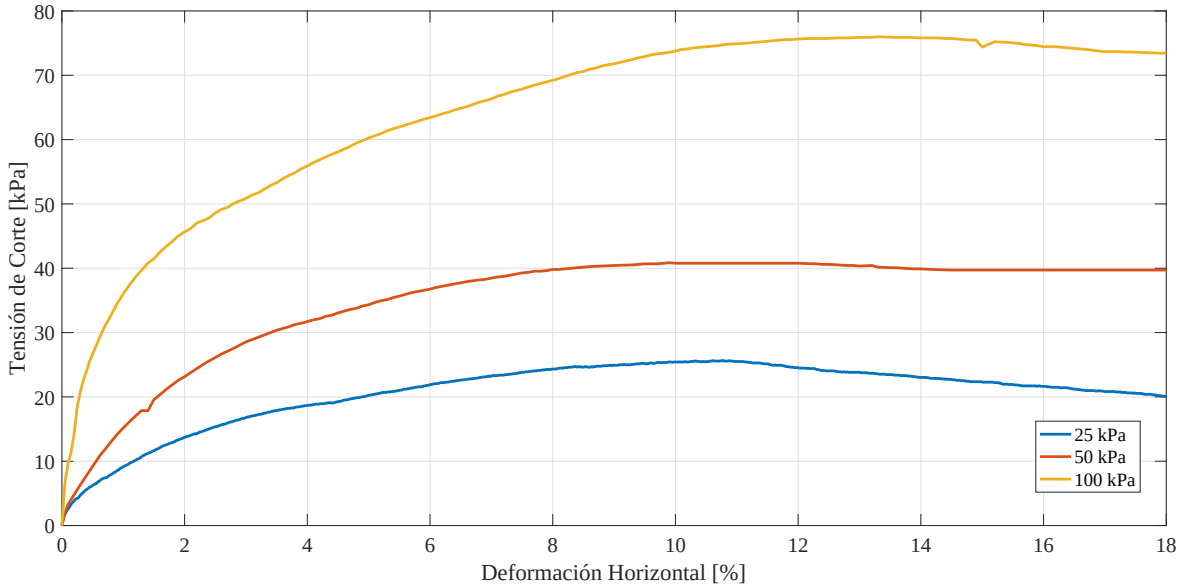


Figura A.16: Deformación Horizontal vs. Tensión de Corte de la muestra M6

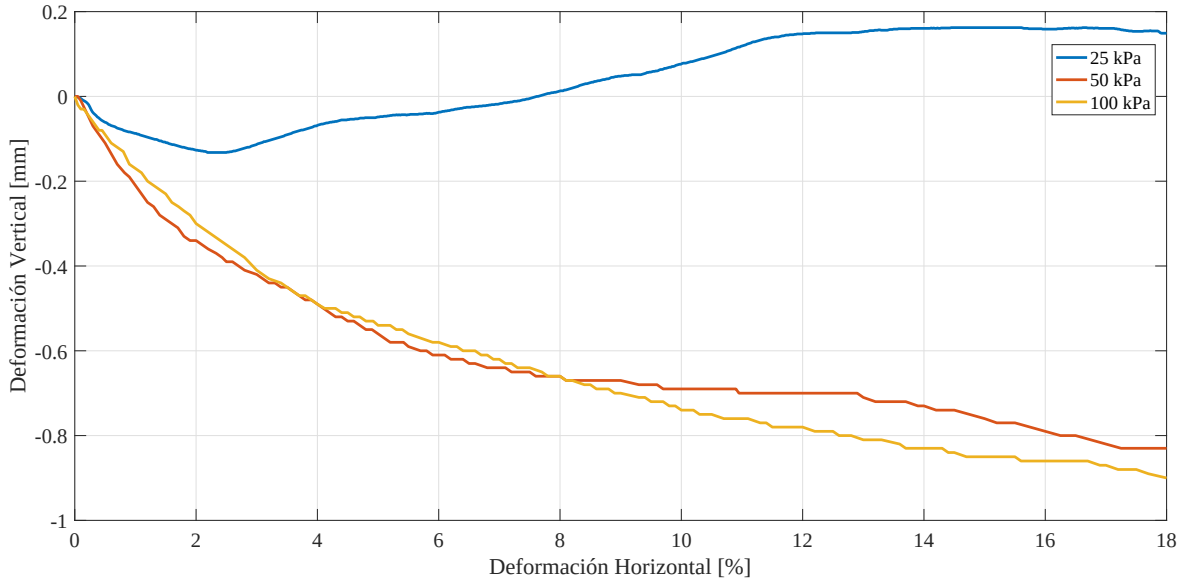


Figura A.17: Deformación Horizontal vs. Deformación Vertical de la muestra M6

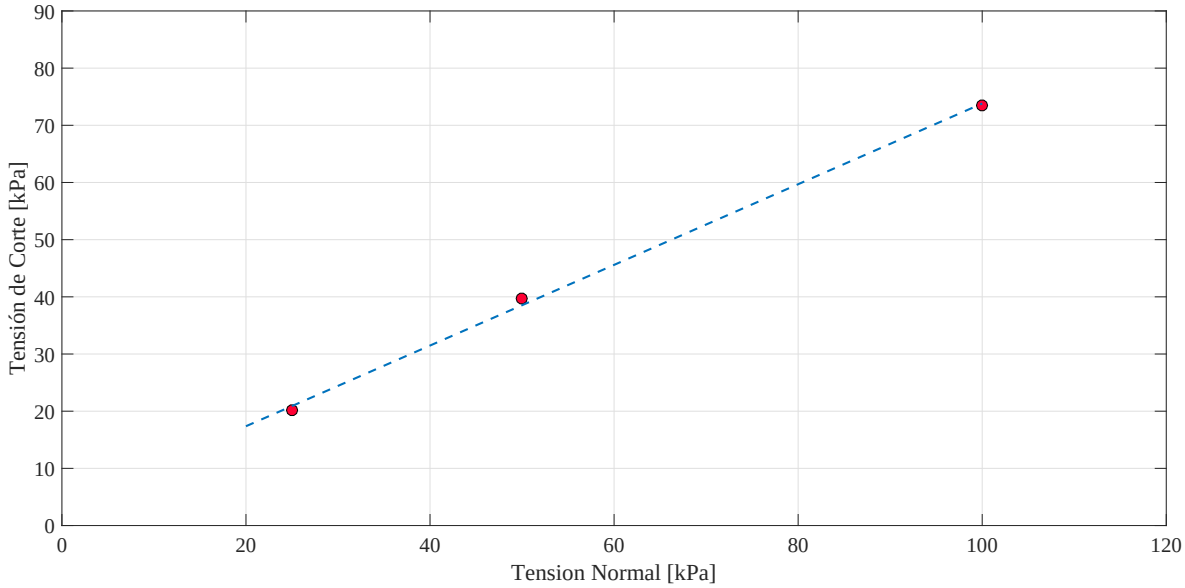


Figura A.18: Envolvente de falla de Mohr - Coulomb de la muestra M6

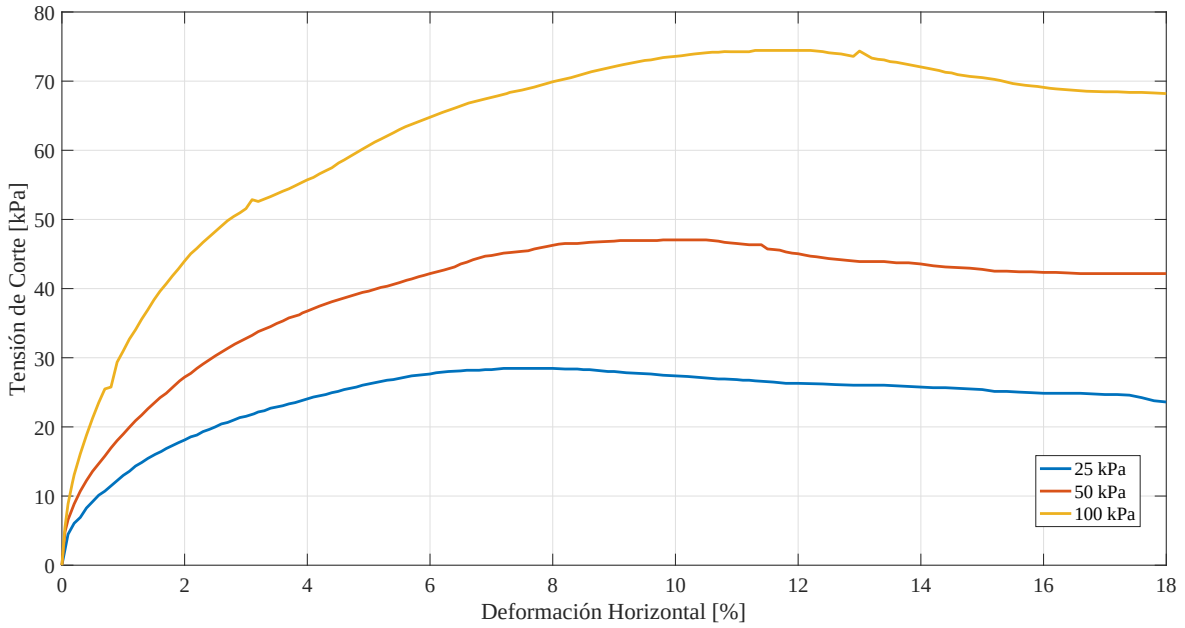


Figura A.19: Deformación Horizontal vs. Tensión de Corte de la muestra M7

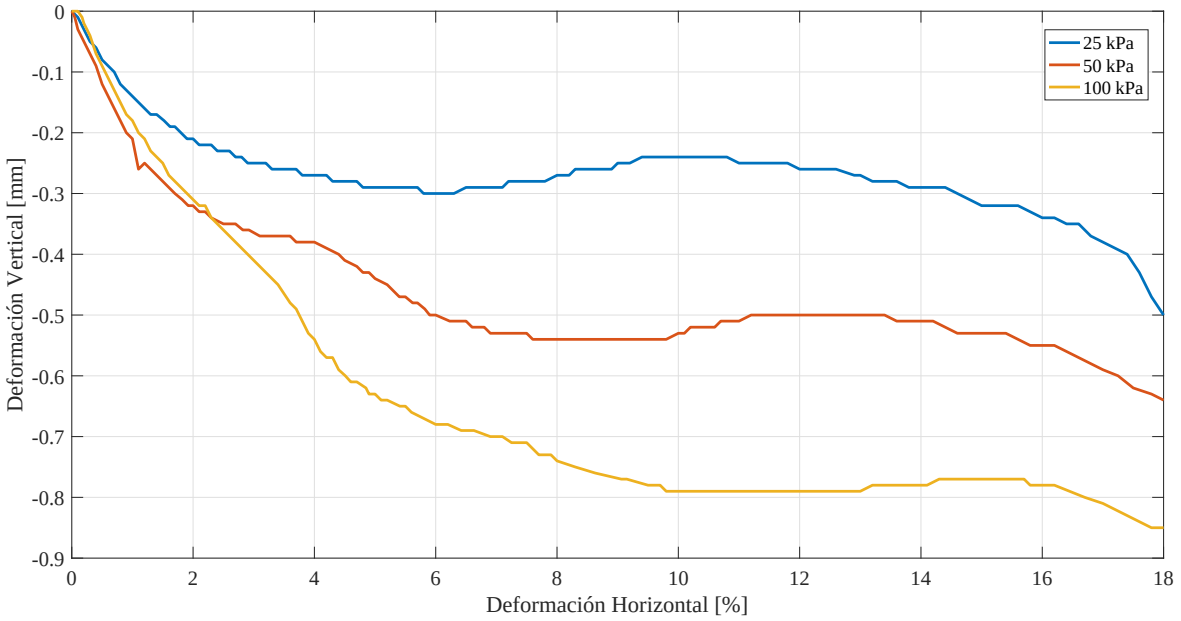


Figura A.20: Deformación Horizontal vs. Deformación Vertical de la muestra M7

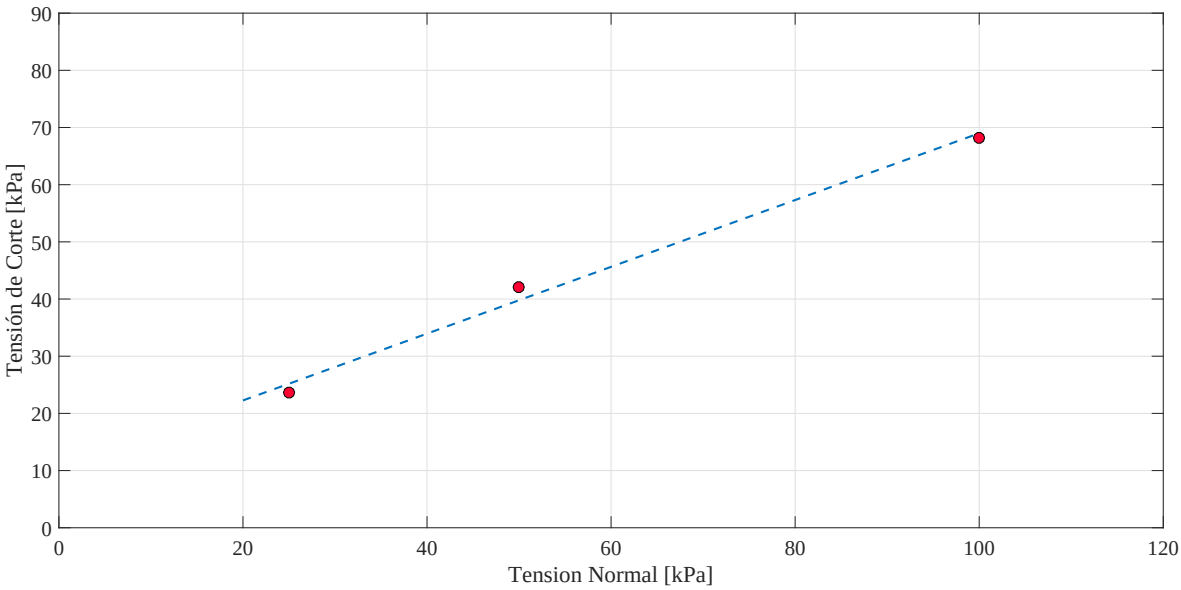


Figura A.21: Envolvente de falla de Mohr - Coulomb de la muestra M7

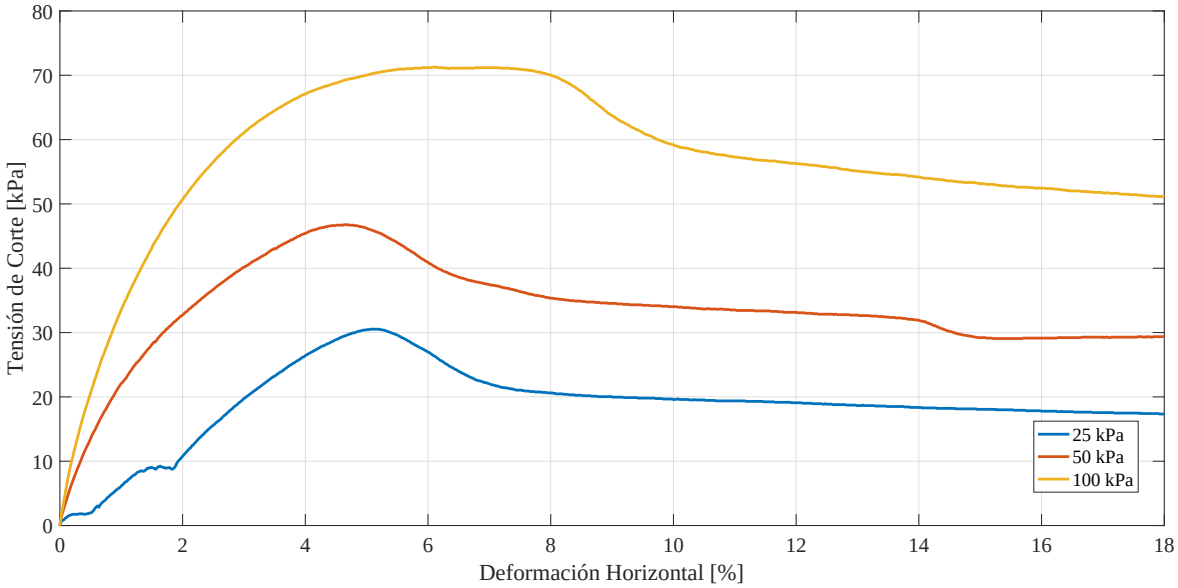


Figura A.22: Deformación Horizontal vs. Tensión de Corte de la muestra M8

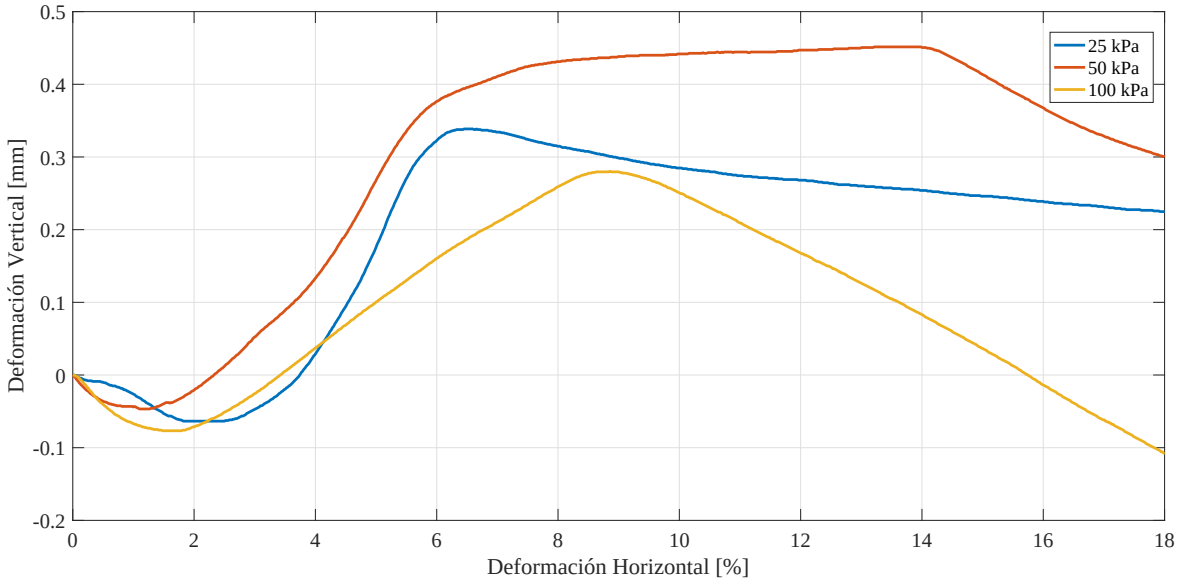


Figura A.23: Deformación Horizontal vs. Deformación Vertical de la muestra M8

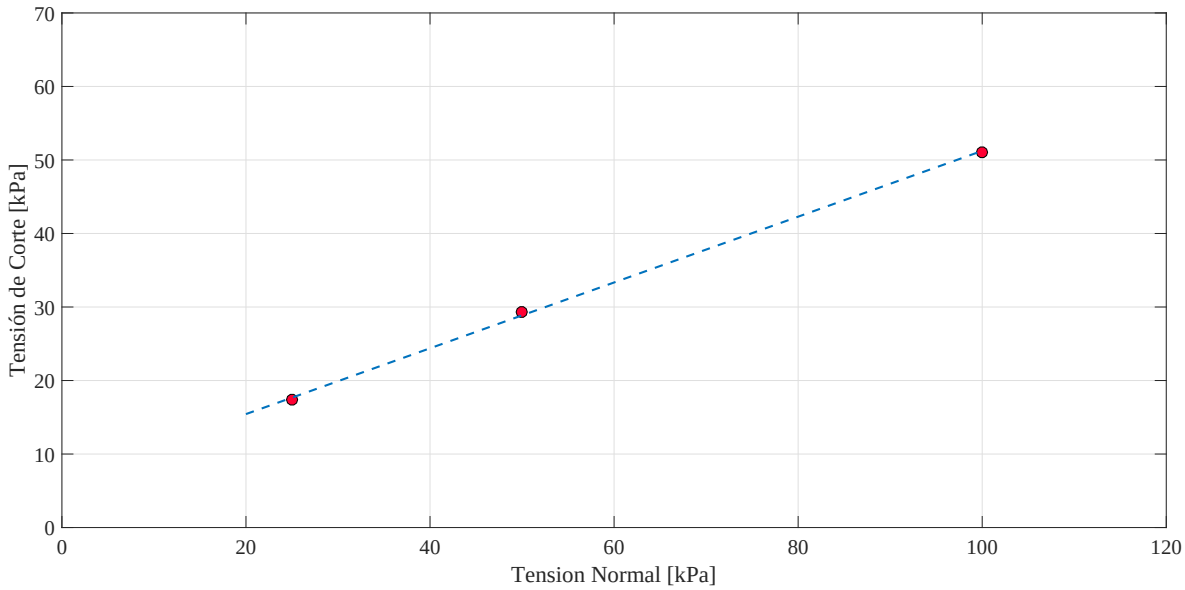


Figura A.24: Envolvente de falla de Mohr - Coulomb de la muestra M8

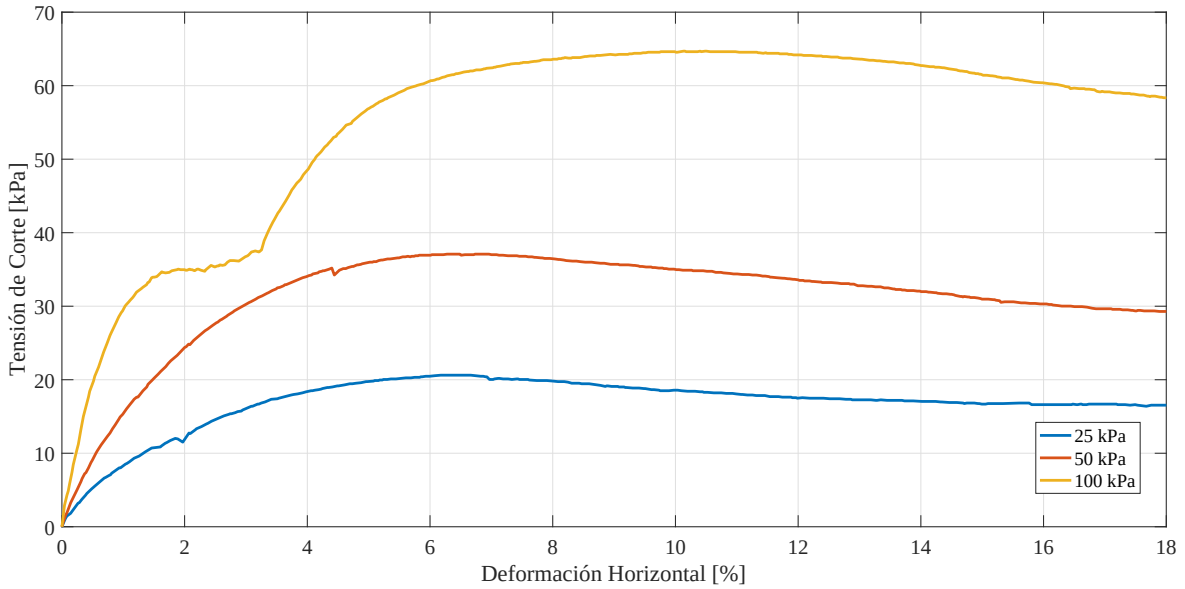


Figura A.25: Deformación Horizontal vs. Tensión de Corte de la muestra M9

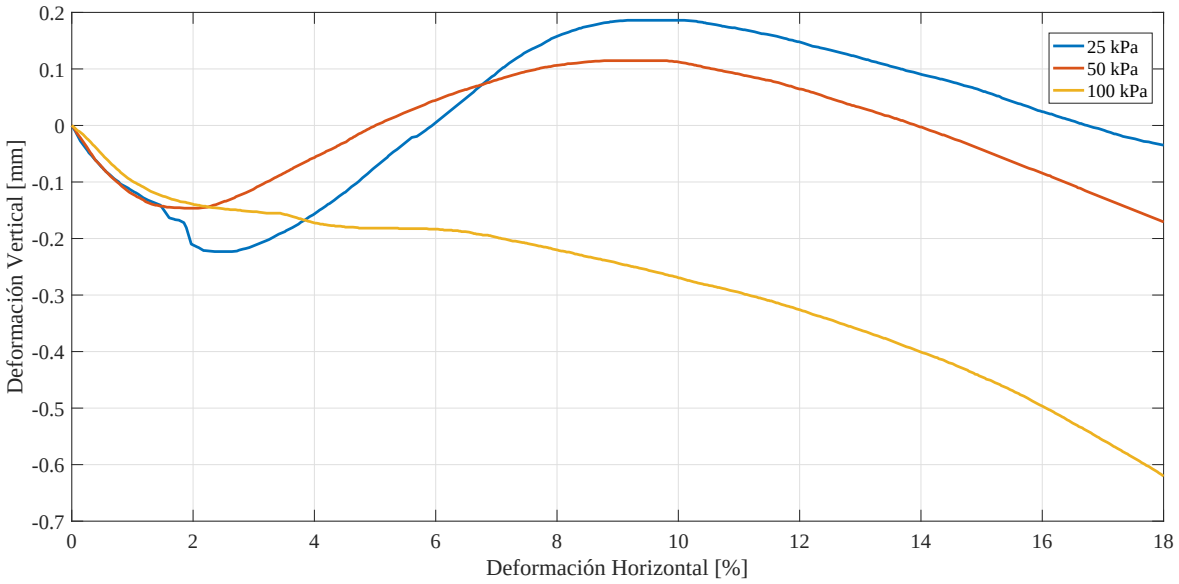


Figura A.26: Deformación Horizontal vs. Deformación Vertical de la muestra M9

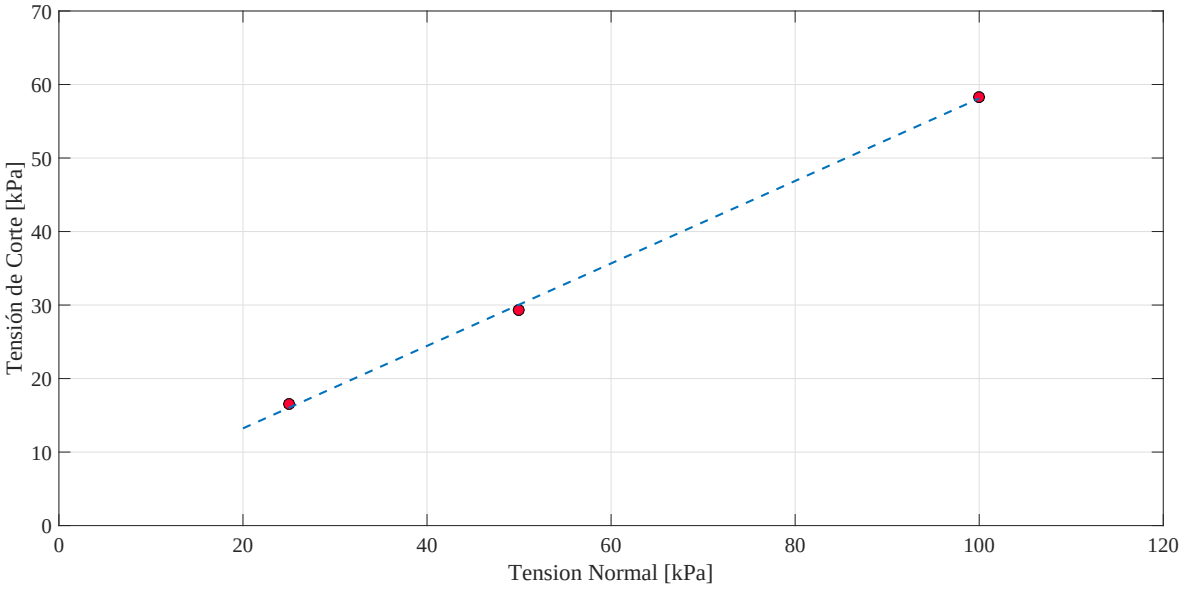


Figura A.27: Envolvente de falla de Mohr - Coulomb de la muestra M9

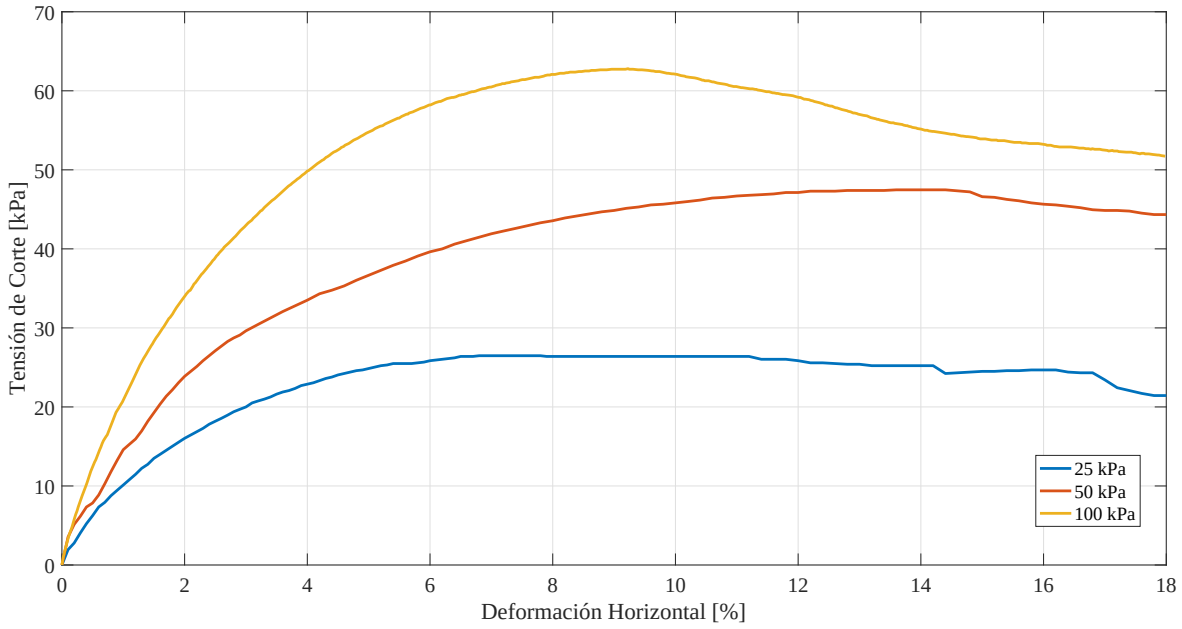


Figura A.28: Deformación Horizontal vs. Tensión de Corte de la muestra M10

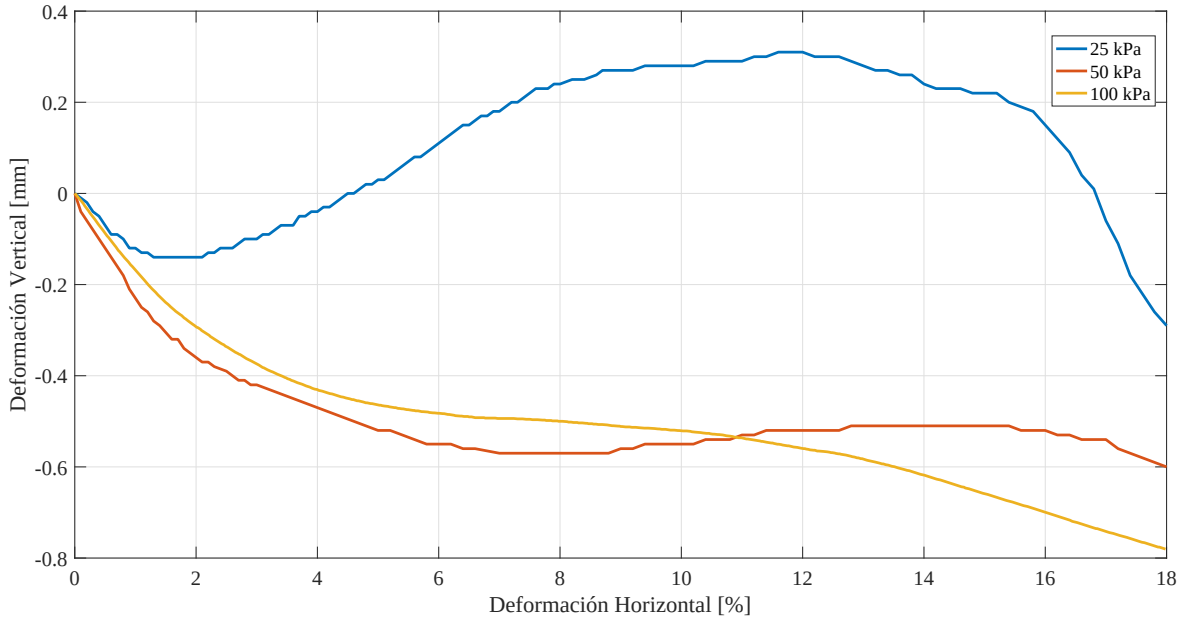


Figura A.29: Deformación Horizontal vs. Deformación Vertical de la muestra M10

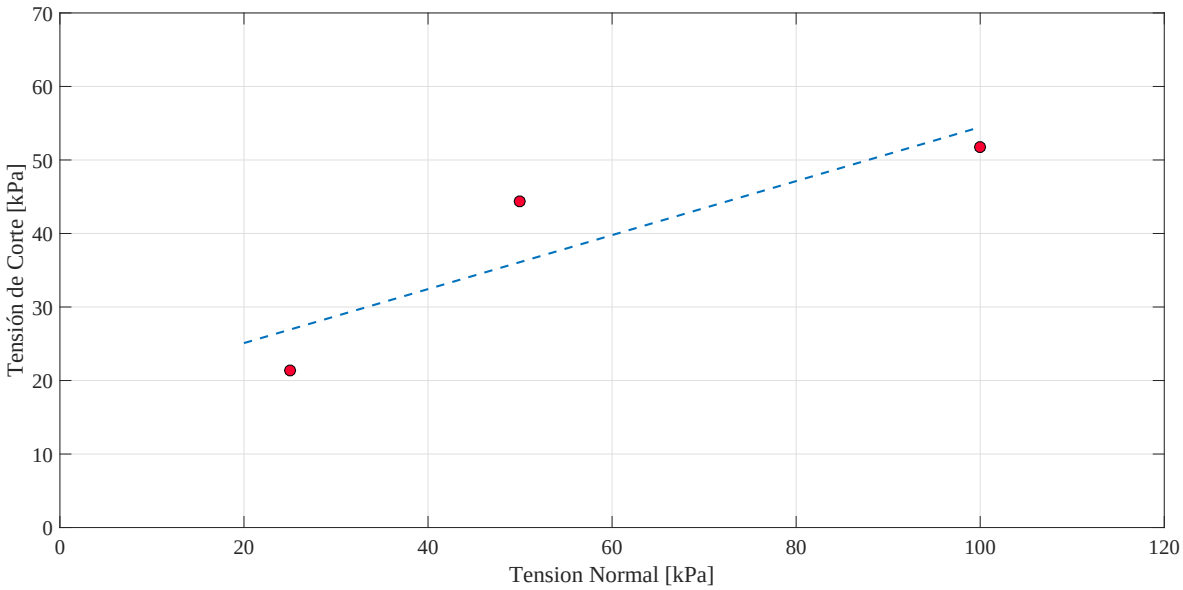


Figura A.30: Envolvente de falla de Mohr - Coulomb de la muestra M10

Anexos B

Anexo B: Resultados Bondad de Ajuste

Tabla B.1: Tabla de frecuencias y análisis de bondad de ajuste para los datos logarítmicos de cohesión

Tabla de Intervalos							Distribución Normal	
Lim_{inf}	Lim_{sup}	Lim_{med}	**FO**	**FA**	**FO [%]**	**FA [%]**	**FA [%]**	Δ
0.693	1.093	0.89	1	1	0.04	0.04	0.031	0.011
1.093	1.492	1.29	2	3	0.08	0.13	0.113	0.012
1.492	1.892	1.69	5	8	0.21	0.33	0.291	0.042
1.892	2.292	2.09	2	10	0.08	0.42	0.544	0.127
2.292	2.691	2.49	9	19	0.38	0.79	0.779	0.012
2.691	3.091	2.89	4	23	0.17	0.96	0.924	0.035

Tabla B.2: Tabla de frecuencias y análisis de bondad de ajuste para los datos logarítmicos de ángulo de fricción

Tabla de Intervalos							Distribución Normal	
Lim_{inf}	Lim_{sup}	Lim_{med}	**FO**	**FA**	**FO [%]**	**FA [%]**	**FA [%]**	Δ
3.090	3.179	3.13	1	1	0.04	0.04	0.028	0.014
3.179	3.267	3.22	2	3	0.08	0.13	0.117	0.008
3.267	3.356	3.31	1	4	0.04	0.17	0.319	0.152
3.356	3.444	3.40	12	16	0.50	0.67	0.598	0.068
3.444	3.533	3.49	4	20	0.17	0.83	0.834	0.000
3.533	3.622	3.58	4	24	0.17	1.00	0.954	0.046

Tabla B.3: Tabla de frecuencias y análisis de bondad de ajuste para los datos logarítmicos de peso específico

Tabla de Intervalos							Distribución Normal	
Lim_{inf}	Lim_{sup}	Lim_{med}	**FO**	**FA**	**FO [%]**	**FA [%]**	**FA [%]**	Δ
2.595	2.645	2.62	5	5	0.07	0.07	0.100	0.030
2.645	2.695	2.67	22	27	0.31	0.38	0.288	0.087
2.695	2.745	2.72	20	47	0.28	0.65	0.566	0.087
2.745	2.795	2.77	9	56	0.13	0.78	0.813	0.035
2.795	2.845	2.82	10	66	0.14	0.92	0.947	0.030
2.845	2.895	2.87	5	71	0.07	0.99	0.990	0.004
2.895	2.945	2.92	1	72	0.01	1.00	0.999	0.001

Tabla B.4: Tabla de frecuencias y análisis de bondad de ajuste para los datos de cohesión

Tabla de Intervalos							Dis. Normal		Dis. Gamma		Dis. Exponencial		Dis. Uniforme		Dis. Triangular	
Lim_{inf}	Lim_{sup}	Lim_{med}	**FO**	**FA**	**FO [%]**	**FA [%]**	**FA [%]**	Δ	**FA [%]**	**Δ FA**	**FA [%]**	Δ	**FA [%]**	Δ	**FA [%]**	Δ
2	6	4	5	5	0.21	0.21	0.190	0.018	0.009	0.200	0.427	0.219	0.167	0.042	0.025	0.183
6	10	8	5	10	0.21	0.42	0.444	0.027	0.396	0.021	0.605	0.188	0.333	0.083	0.225	0.192
10	14	12	7	17	0.29	0.71	0.724	0.015	0.910	0.201	0.728	0.019	0.500	0.208	0.625	0.083
14	18	16	4	21	0.17	0.88	0.908	0.033	0.996	0.121	0.812	0.063	0.667	0.208	0.850	0.025
18	22	20	2	23	0.08	0.96	0.981	0.022	1.000	0.042	0.870	0.088	0.833	0.125	0.983	0.025
22	26	24	1	24	0.04	1.00	0.997	0.003	1.000	0.000	0.911	0.089	1.000	0.000	0.983	0.017

Tabla B.5: Tabla de frecuencias y análisis de bondad de ajuste para los datos de ángulo de fricción

Tabla de Intervalos							Dis. Normal		Dis. Gamma		Dis. Exponencial		Dis. Uniforme		Dis. Triangular	
Lim_{inf}	Lim_{sup}	Lim_{med}	**FO**	**FA**	**FO [%]**	**FA [%]**	**FA [%]**	Δ	**FA [%]**	**Δ FA**	**FA [%]**	Δ	**FA [%]**	Δ	**FA [%]**	Δ
21.98	24.98	23.48	2	2	0.083	0.083	0.061	0.022	0.001	0.082	0.558	0.475	0.167	0.083	0.025	0.058
24.98	27.98	26.48	2	4	0.083	0.167	0.236	0.069	0.082	0.085	0.599	0.433	0.333	0.167	0.225	0.058
27.98	30.98	29.48	9	13	0.375	0.542	0.542	0.000	0.587	0.045	0.637	0.095	0.500	0.042	0.625	0.083
30.98	33.98	32.48	7	20	0.292	0.833	0.824	0.009	0.958	0.125	0.671	0.163	0.667	0.167	0.850	0.017
33.98	36.98	35.48	3	23	0.125	0.958	0.960	0.002	0.999	0.041	0.701	0.257	0.833	0.125	0.983	0.025
36.98	39.98	38.48	1	24	0.042	1.000	0.995	0.005	1.000	0.000	0.729	0.271	1.000	0.000	0.983	0.017

Tabla B.6: Tabla de frecuencias y análisis de bondad de ajuste para los datos de peso específico

Tabla de Intervalos							Dis. Normal		Dis. Gamma		Dis. Exponencial		Dis. Uniforme		Dis. Triangular	
Lim_{inf}	Lim_{sup}	Lim_{med}	**FO**	**FA**	**FO [%]**	**FA [%]**	**FA [%]**	Δ	**FA [%]**	**Δ FA**	**FA [%]**	Δ	**FA [%]**	Δ	**FA [%]**	Δ
13.4	14.3	13.85	8	8	0.11	0.11	0.148	0.037	0.138	0.027	0.604	0.493	0.176	0.065	0.059	0.052
14.3	15.0	14.65	23	31	0.32	0.43	0.346	0.085	0.347	0.084	0.622	0.191	0.314	0.117	0.384	0.046
15.0	15.7	15.35	19	50	0.26	0.69	0.599	0.095	0.611	0.084	0.639	0.056	0.451	0.243	0.601	0.093
15.7	16.4	16.05	6	56	0.08	0.78	0.815	0.038	0.826	0.048	0.655	0.123	0.588	0.190	0.797	0.019
16.4	17.1	16.75	7	63	0.10	0.88	0.939	0.064	0.942	0.067	0.670	0.205	0.725	0.150	0.927	0.052
17.1	17.8	17.45	8	71	0.11	0.99	0.986	0.000	0.986	0.000	0.685	0.302	0.863	0.123	0.992	0.006
17.8	18.5	18.15	1	72	0.01	1.00	0.998	0.002	0.997	0.003	0.699	0.301	1.000	0.000	0.992	0.008

Tabla B.7: Tabla de frecuencias y análisis de bondad de ajuste para los datos de gravedad específica

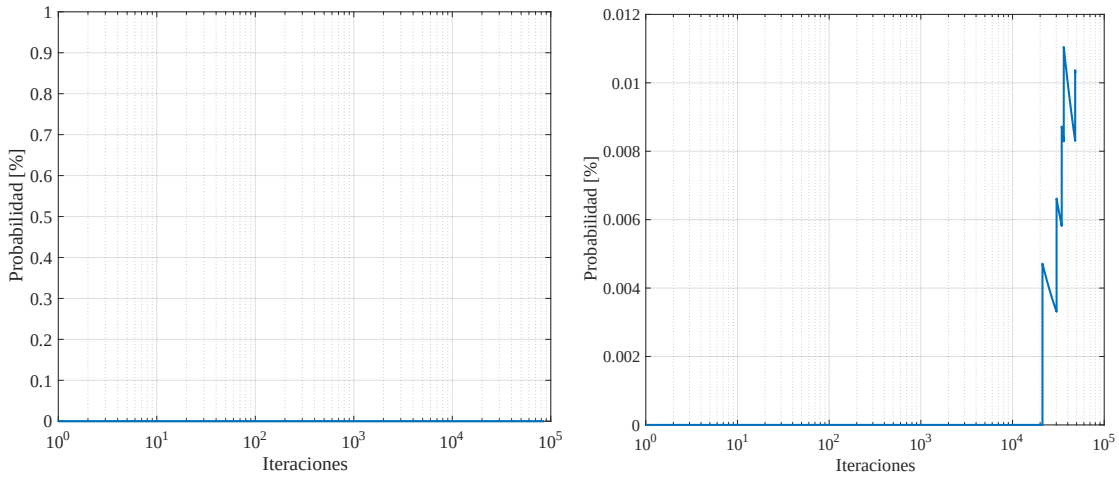
Tabla de Intervalos							Dis. Normal		Dis. Gamma		Dis. Exponencial		Dis. Uniforme		Dis. Triangular	
Lim_{inf}	Lim_{sup}	Lim_{med}	**FO**	**FA**	**FO [%]**	**FA [%]**	**FA [%]**	Δ	**FA [%]**	Δ **FA**	**FA [%]**	Δ	**FA [%]**	Δ	**FA [%]**	Δ
2.571	2.611	2.591	5	5	0.18	0.18	0.18	0.00	0.43	0.251	0.626	0.447	0.167	0.012	0.025	0.154
2.611	2.651	2.631	8	13	0.29	0.46	0.46	0.00	0.50	0.038	0.631	0.167	0.333	0.131	0.225	0.239
2.651	2.691	2.671	11	24	0.39	0.86	0.76	0.09	0.57	0.283	0.637	0.220	0.500	0.357	0.625	0.232
2.691	2.731	2.711	3	27	0.11	0.96	0.94	0.03	0.64	0.322	0.642	0.322	0.667	0.298	0.850	0.114
2.731	2.771	2.751	0	27	0.00	0.96	0.99	0.03	0.71	0.258	0.648	0.317	0.833	0.131	0.983	0.019
2.771	2.811	2.791	1	28	0.04	1.00	1.00	0.00	0.76	0.237	0.653	0.347	1.000	0.000	0.983	0.017

Tabla B.8: Tabla de frecuencias y análisis de bondad de ajuste para los datos logarítmicos de gravedad específica

Tabla de Intervalos							Distribución Normal	
Lim_{inf}	Lim_{sup}	Lim_{med}	**FO**	**FA**	**FO [%]**	**FA [%]**	**FA [%]**	Δ
0.944	0.959	0.952	4	4	0.14	0.14	0.172	0.029
0.959	0.974	0.967	6	10	0.21	0.36	0.450	0.093
0.974	0.989	0.982	13	23	0.46	0.82	0.756	0.065
0.989	1.004	0.997	4	27	0.14	0.96	0.935	0.029
1.004	1.019	1.012	0	27	0.00	0.96	0.990	0.026
1.019	1.034	1.027	1	28	0.04	1.00	0.999	0.001

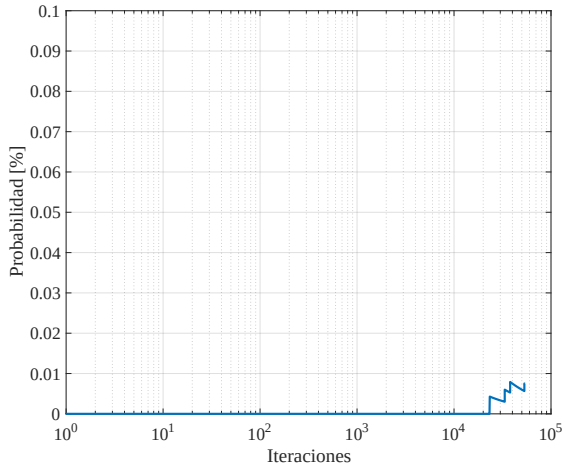
Anexos C

Anexo C: Resultados Caso I

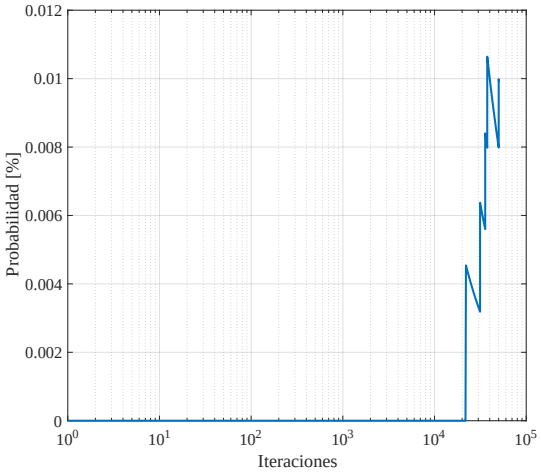


(a) H=2 m; β=45°

(b) H=2 m; β=50°

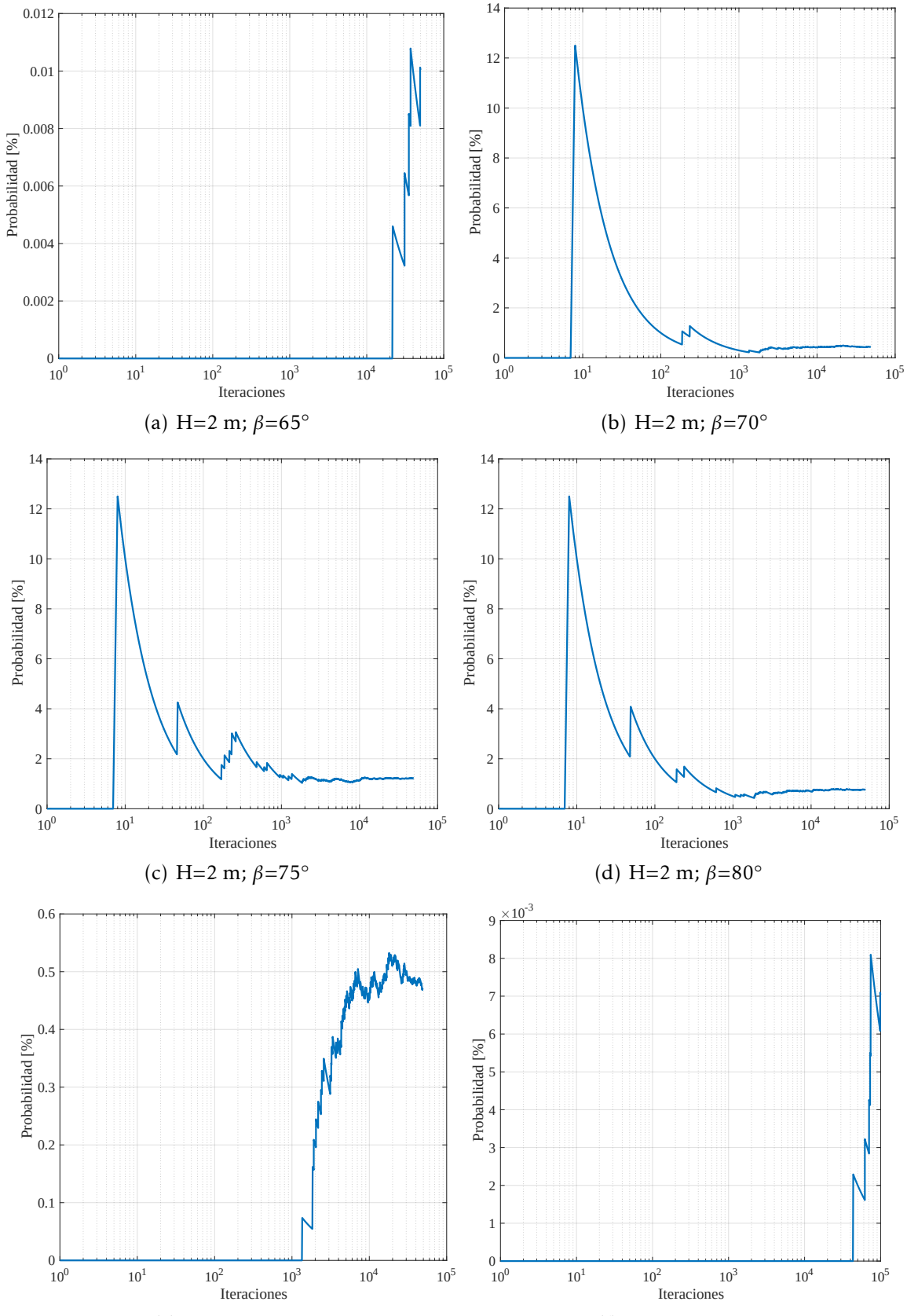


(c) H=2 m; β=55°



(d) H=2 m; β=60°

Figura C.1: Convergencia de la probabilidad



(a) H=2 m; β=65°

(b) H=2 m; β=70°

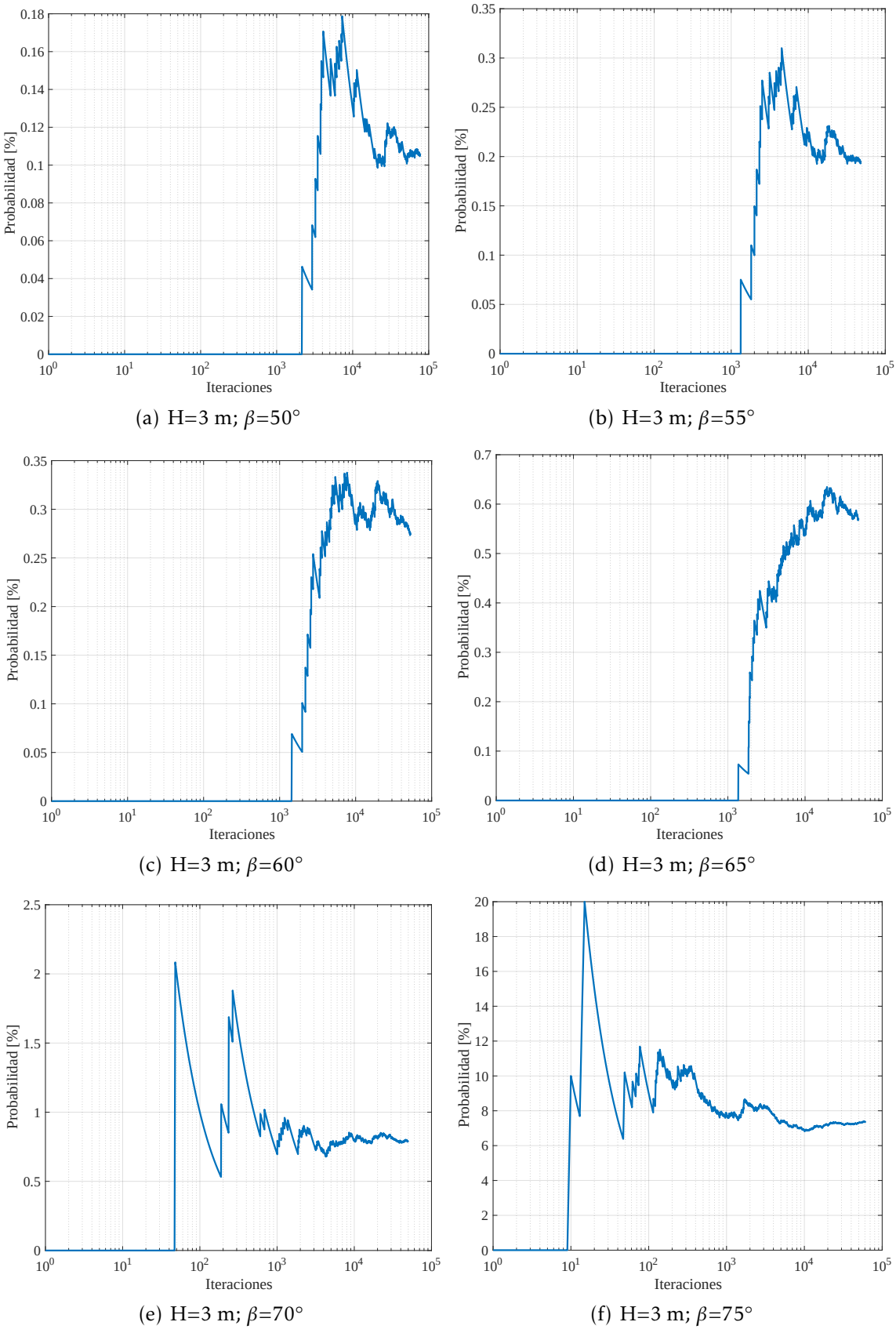
(c) H=2 m; β=75°

(d) H=2 m; β=80°

(e) H=2 m; β=85°

(f) H=3 m; β=45°

Figura C.2: Convergencia de la probabilidad



(a) H=3 m; β=50°

(b) H=3 m; β=55°

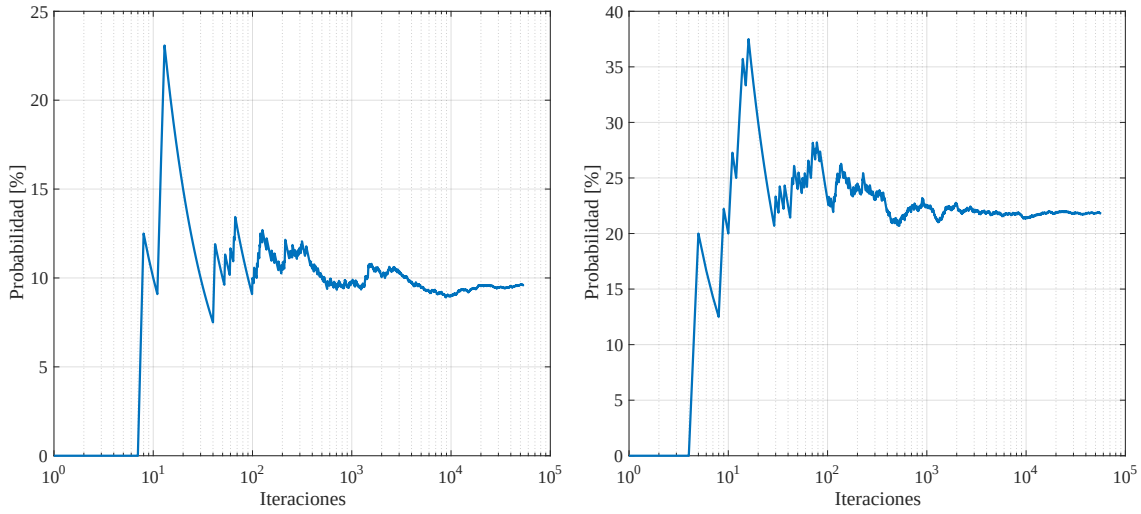
(c) H=3 m; β=60°

(d) H=3 m; β=65°

(e) H=3 m; β=70°

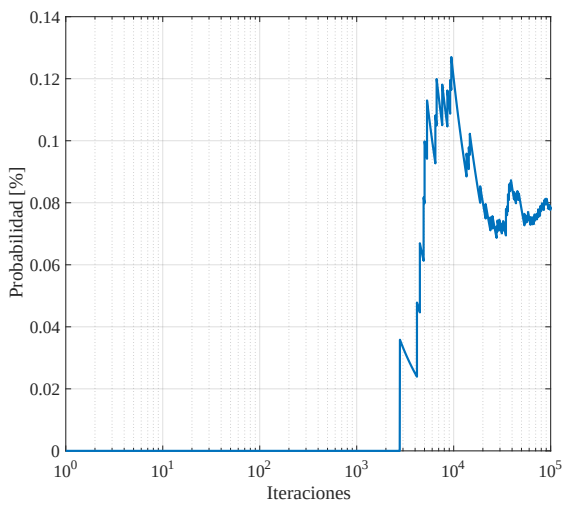
(f) H=3 m; β=75°

Figura C.3: Convergencia de la probabilidad

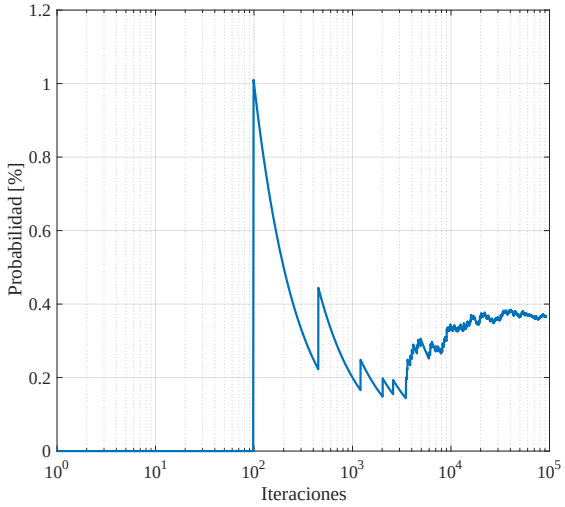


(a) H=3 m; β=80°

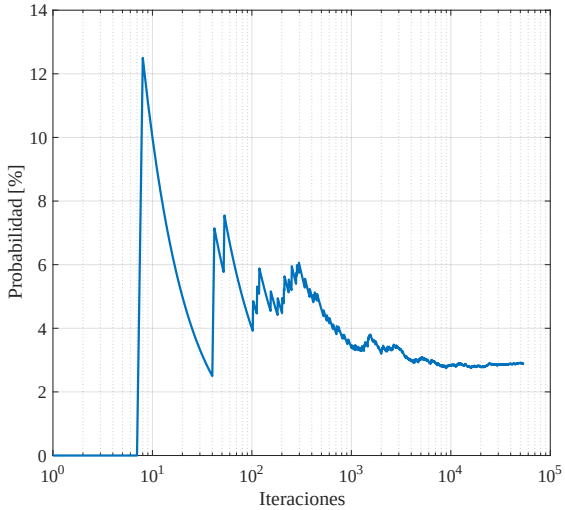
(b) H=3 m; β=85°



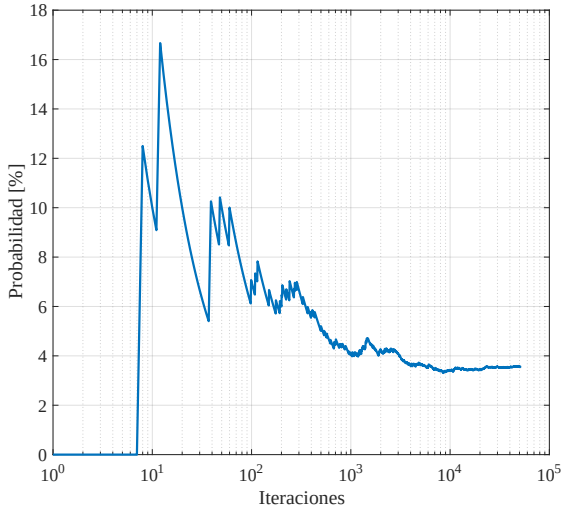
(c) H=4 m; β=45°



(d) H=4 m; β=50°

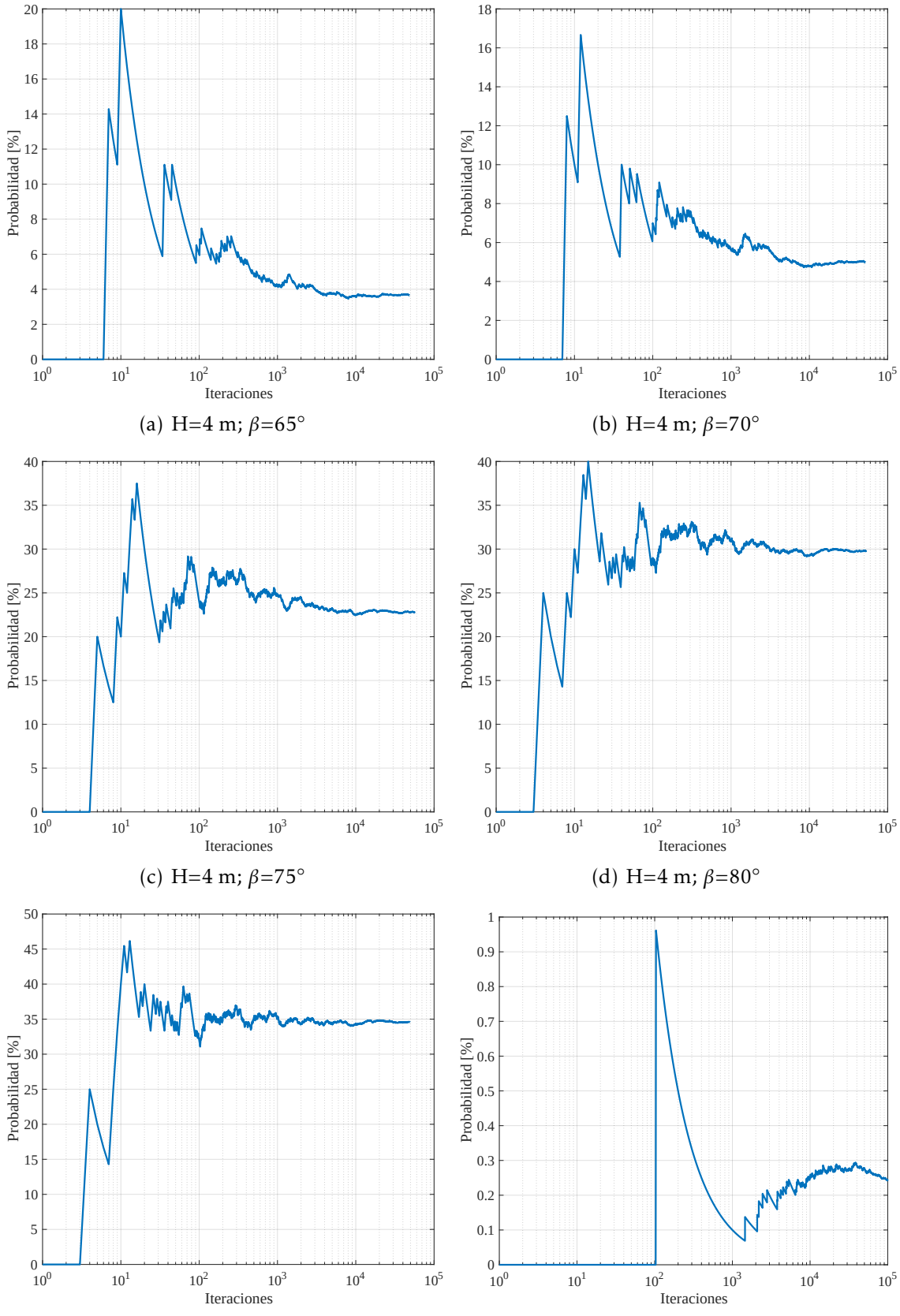


(e) H=4 m; β=55°



(f) H=4 m; β=60°

Figura C.4: Convergencia de la probabilidad



(a) H=4 m; β=65°

(b) H=4 m; β=70°

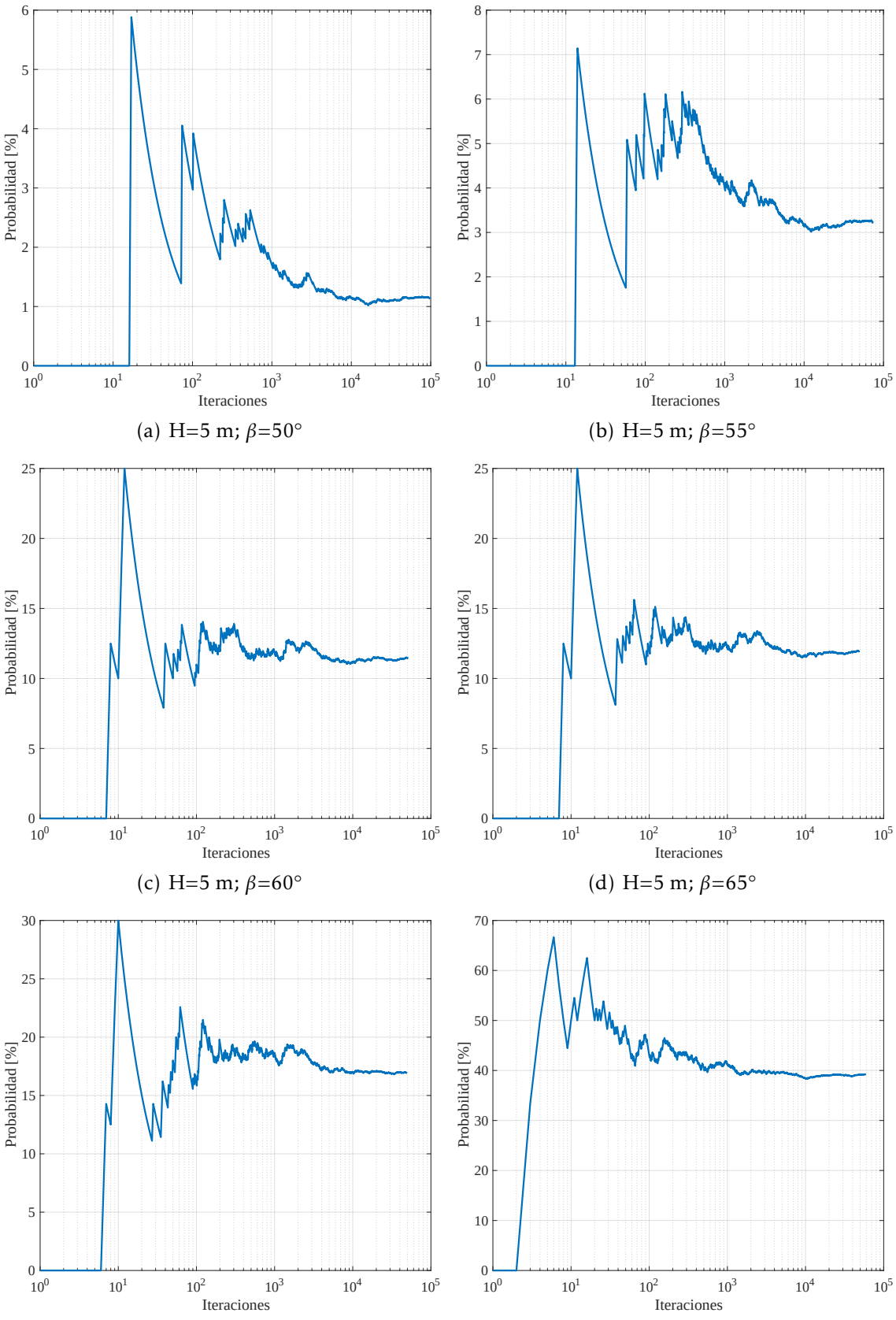
(c) H=4 m; β=75°

(d) H=4 m; β=80°

(e) H=4 m; β=85°

(f) H=5 m; β=45°

Figura C.5: Convergencia de la probabilidad



(a) H=5 m; β=50°

(b) H=5 m; β=55°

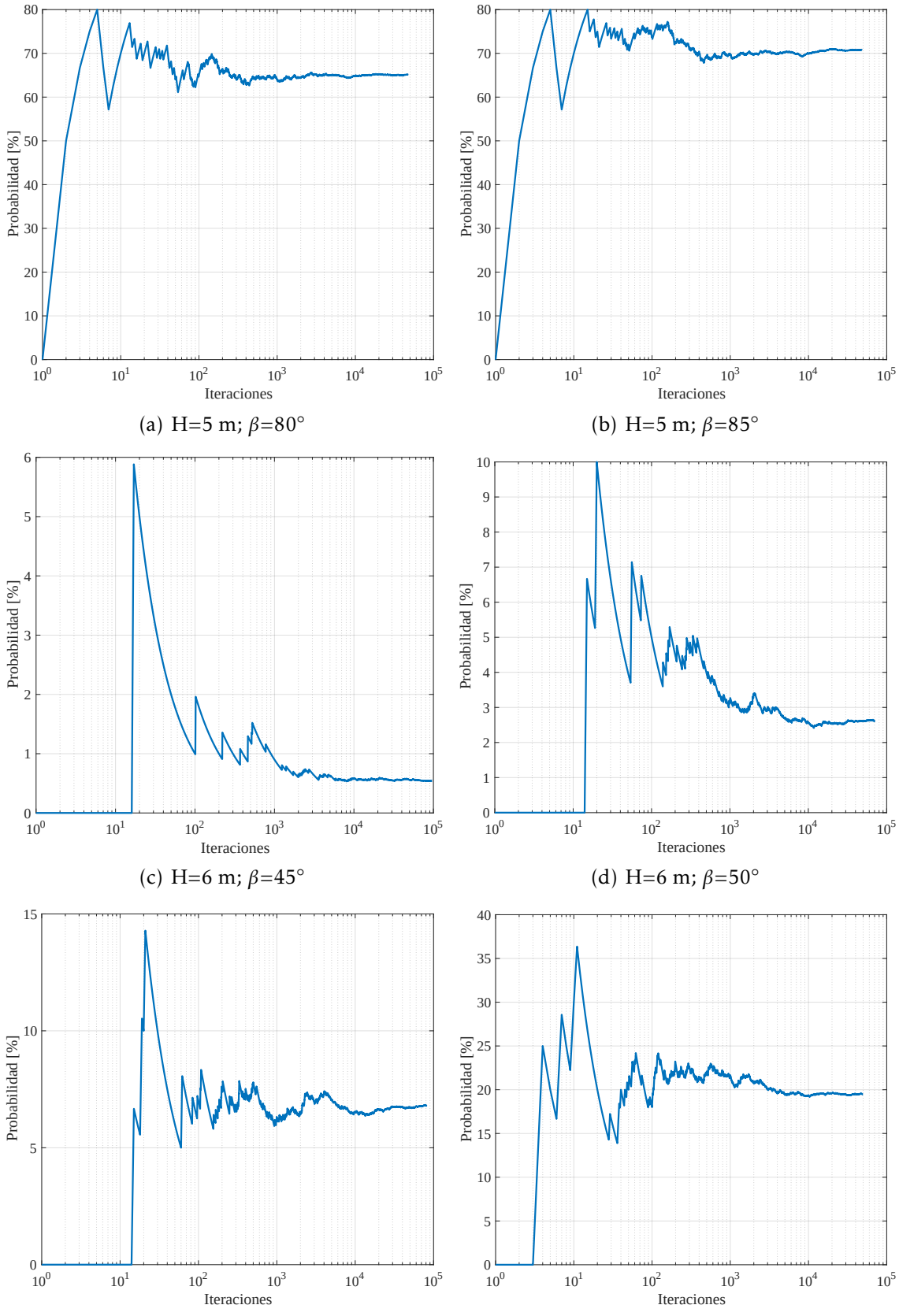
(c) H=5 m; β=60°

(d) H=5 m; β=65°

(e) H=5 m; β=70°

(f) H=5 m; β=75°

Figura C.6: Convergencia de la probabilidad



(a) H=5 m; β=80°

(b) H=5 m; β=85°

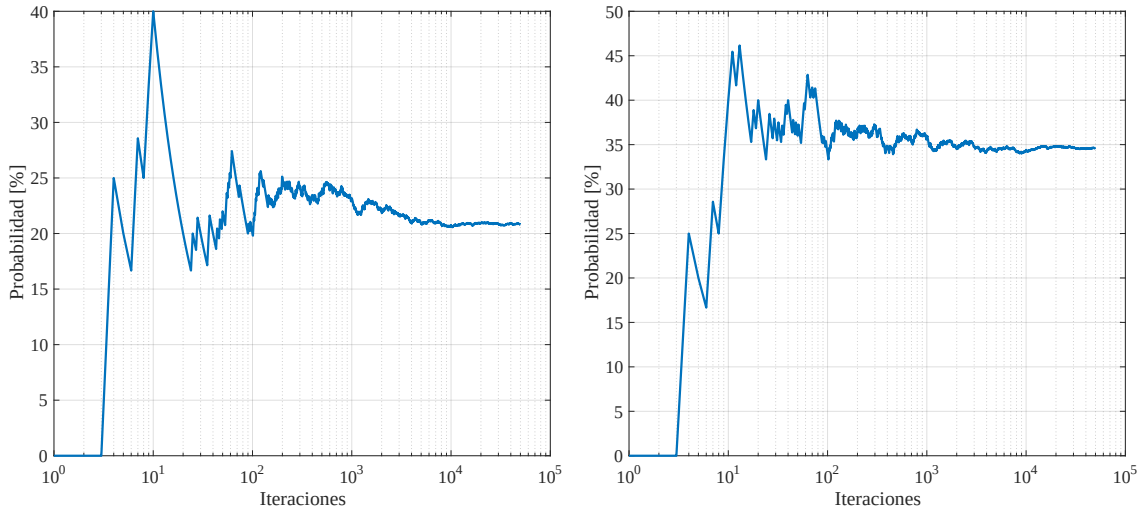
(c) H=6 m; β=45°

(d) H=6 m; β=50°

(e) H=6 m; β=55°

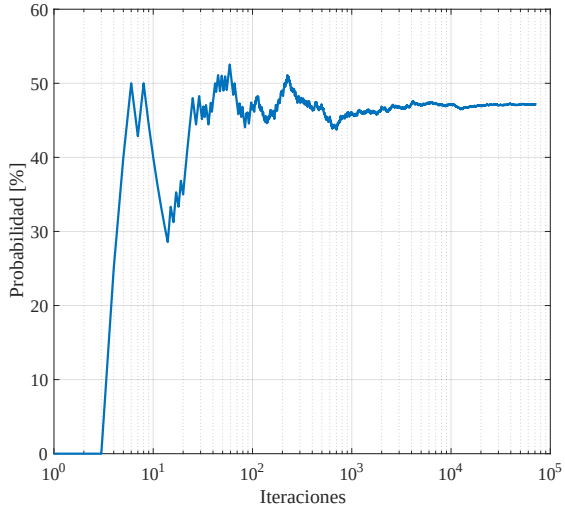
(f) H=6 m; β=60°

Figura C.7: Convergencia de la probabilidad

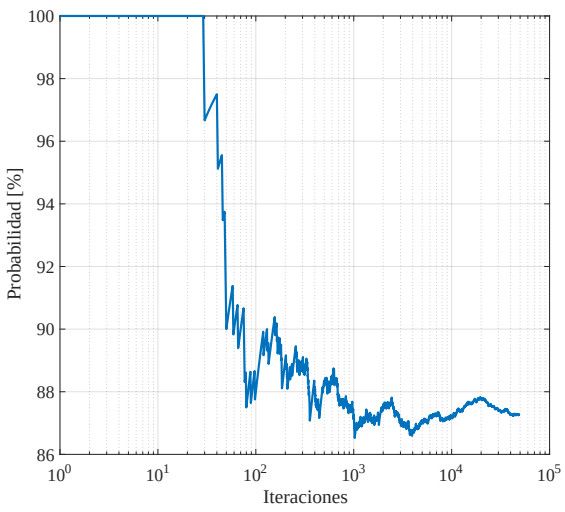


(a) H=6 m; β=65°

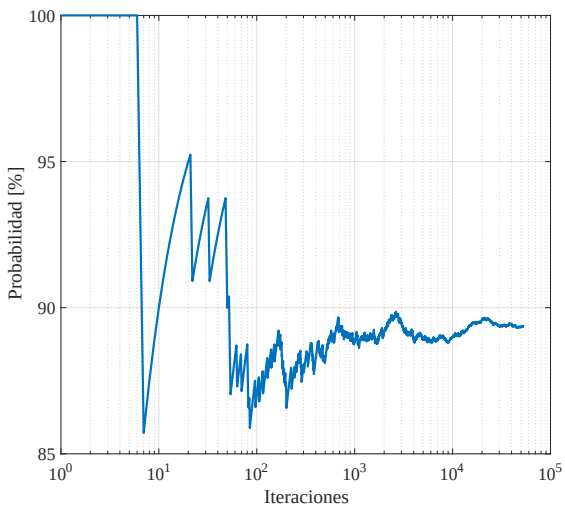
(b) H=6 m; β=70°



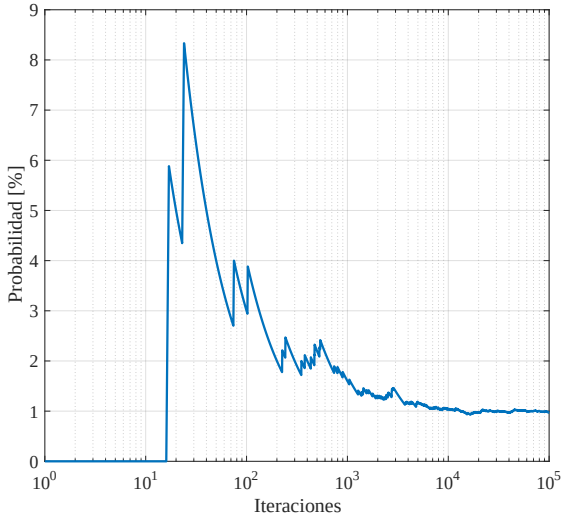
(c) H=6 m; β=75°



(d) H=6 m; β=80°

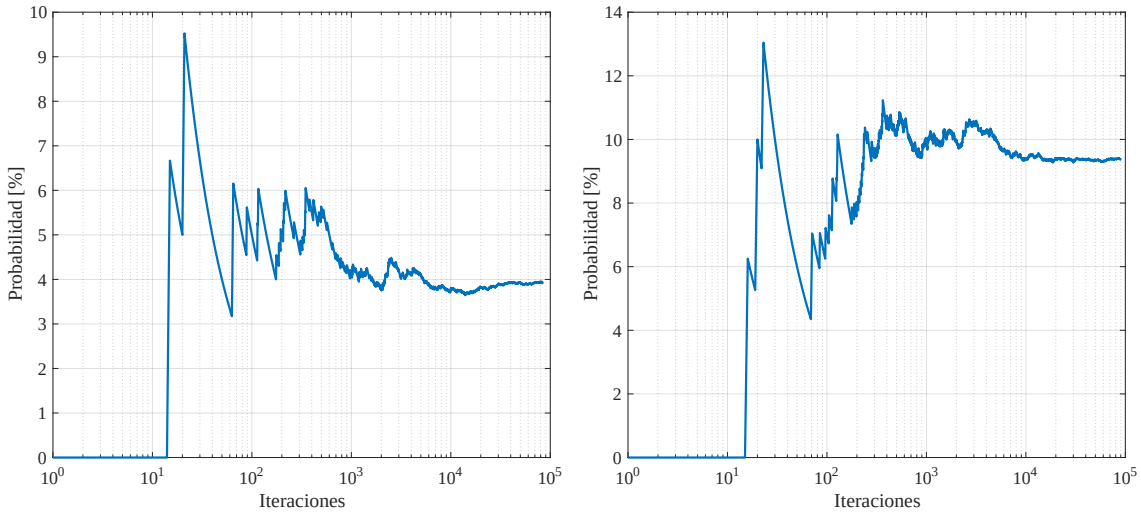


(e) H=6 m; β=85°



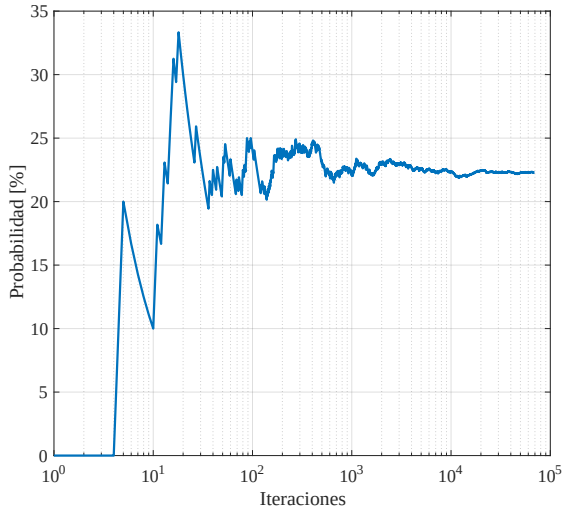
(f) H=7 m; β=45°

Figura C.8: Convergencia de la probabilidad

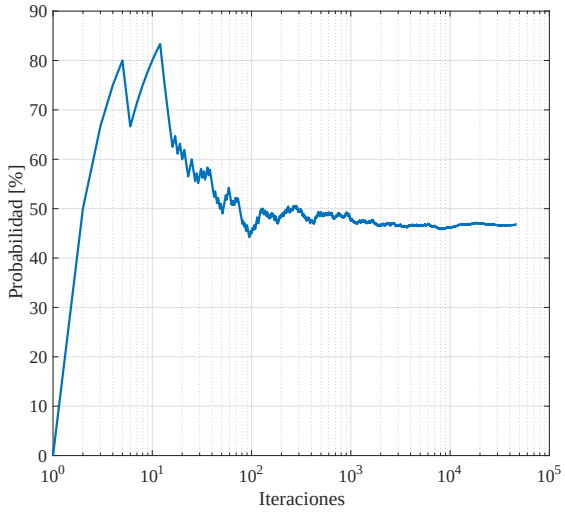


(a) H=7 m; β=50°

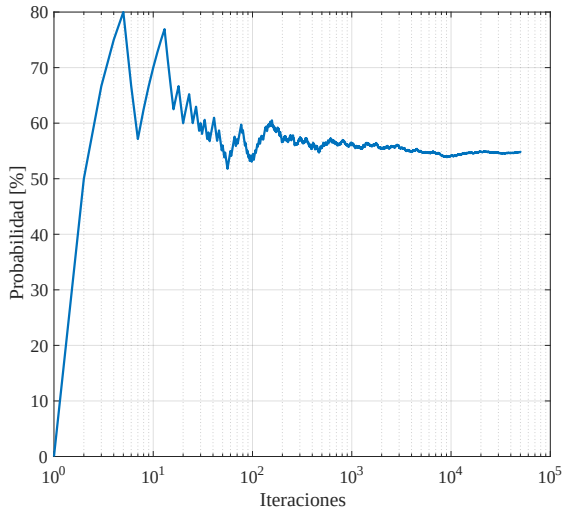
(b) H=7 m; β=55°



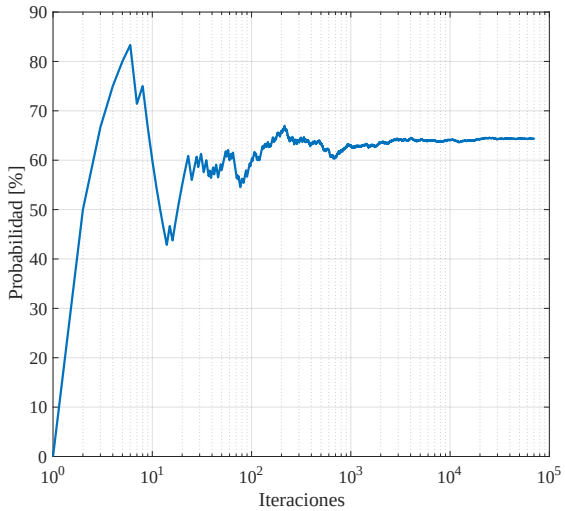
(c) H=7 m; β=60°



(d) H=7 m; β=65°

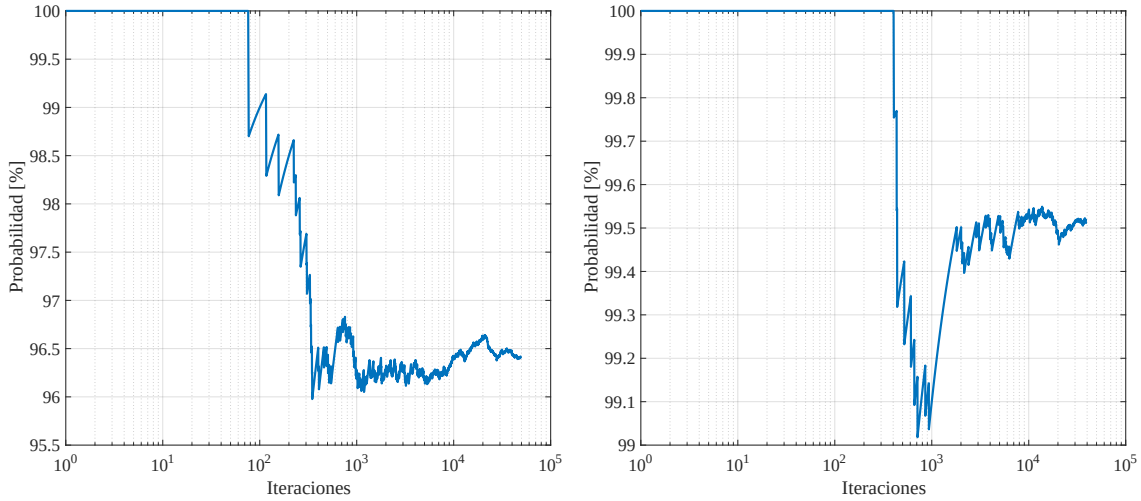


(e) H=7 m; β=70°



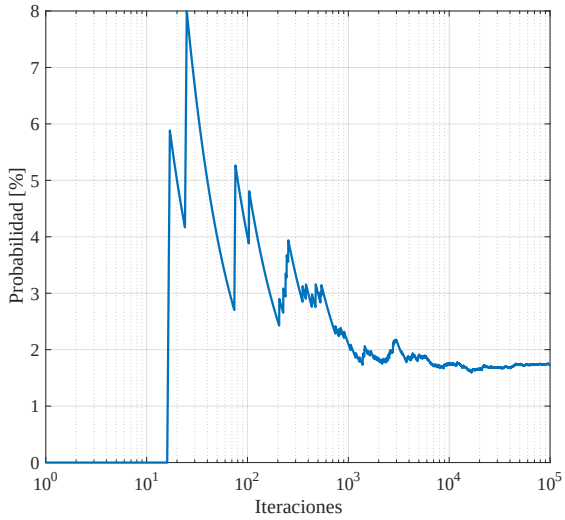
(f) H=7 m; β=75°

Figura C.9: Convergencia de la probabilidad

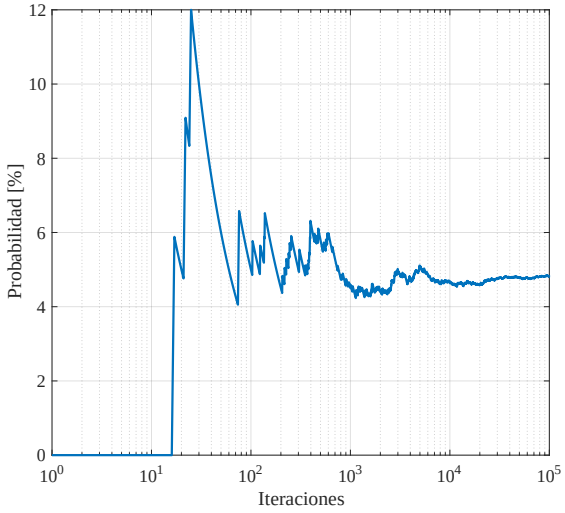


(a) H=7 m; β=80°

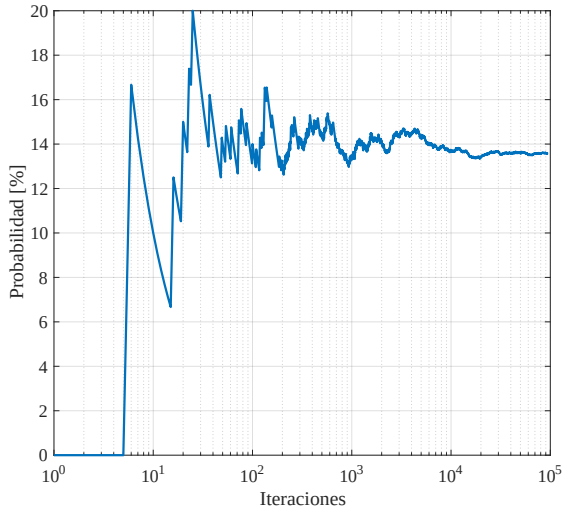
(b) H=7 m; β=85°



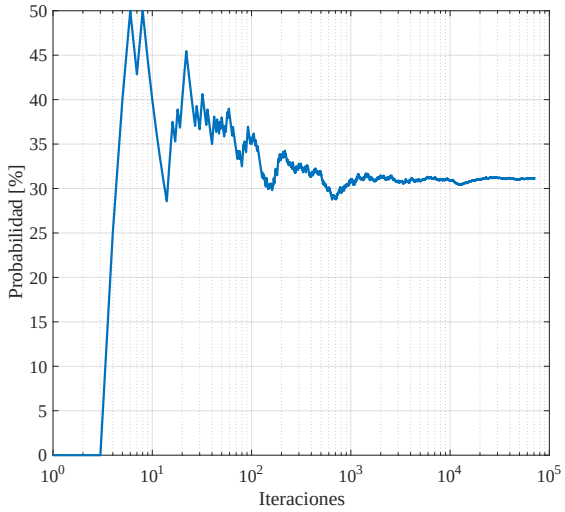
(c) H=8 m; β=45°



(d) H=8 m; β=50°

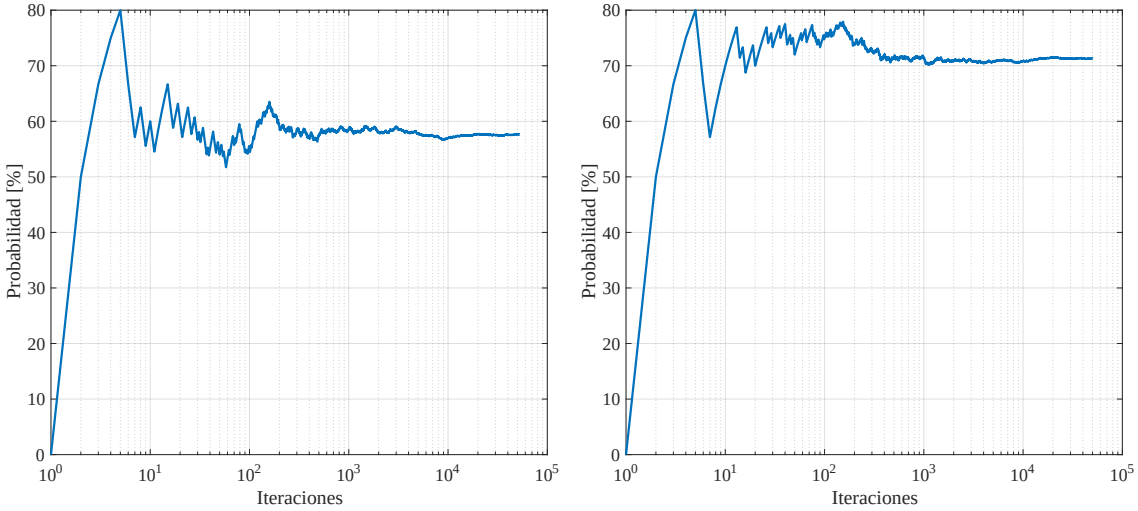


(e) H=8 m; β=55°



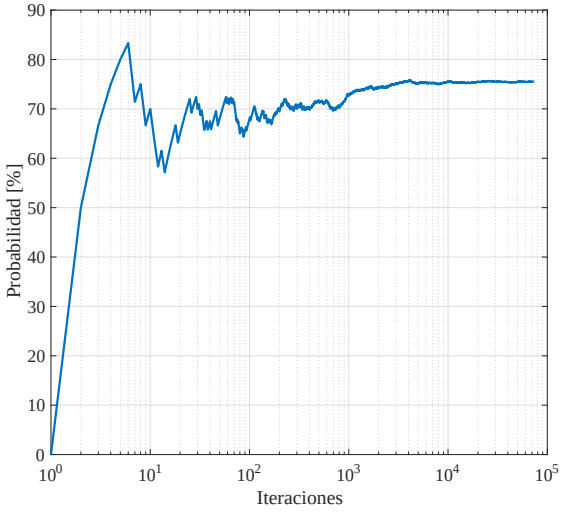
(f) H=8 m; β=60°

Figura C.10: Convergencia de la probabilidad

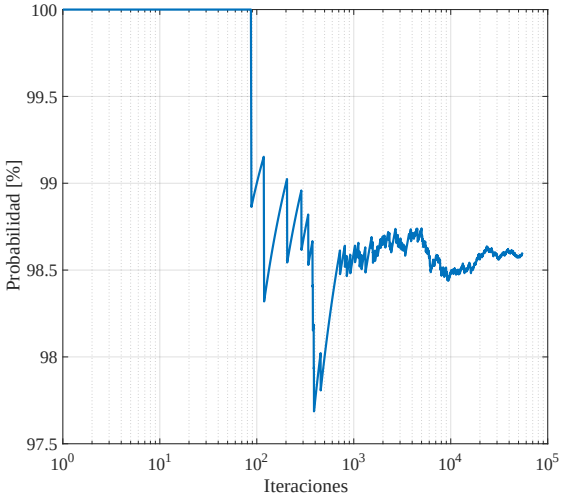


(a) H=8 m; β=65°

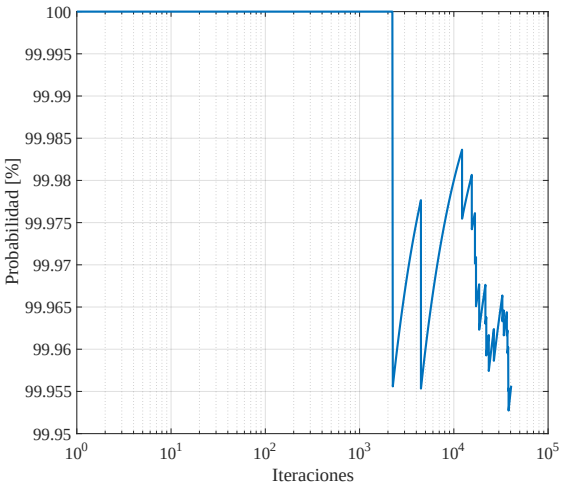
(b) H=8 m; β=70°



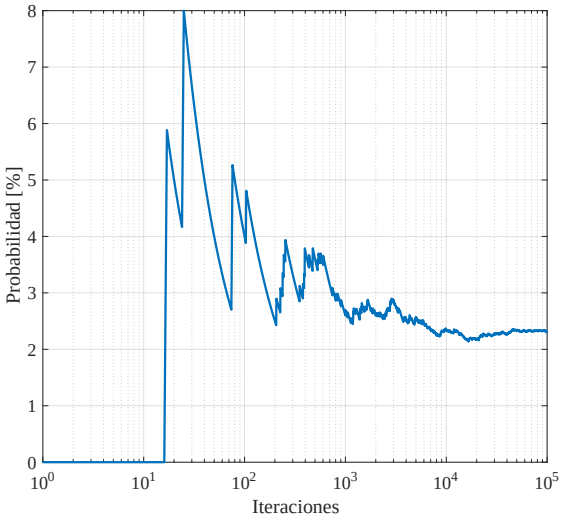
(c) H=8 m; β=75°



(d) H=8 m; β=80°

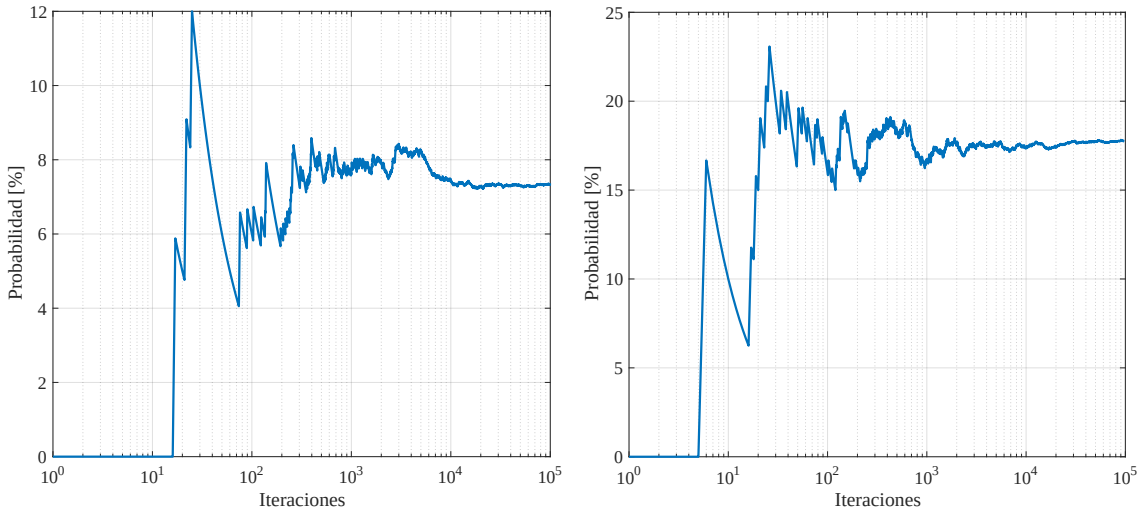


(e) H=8 m; β=85°



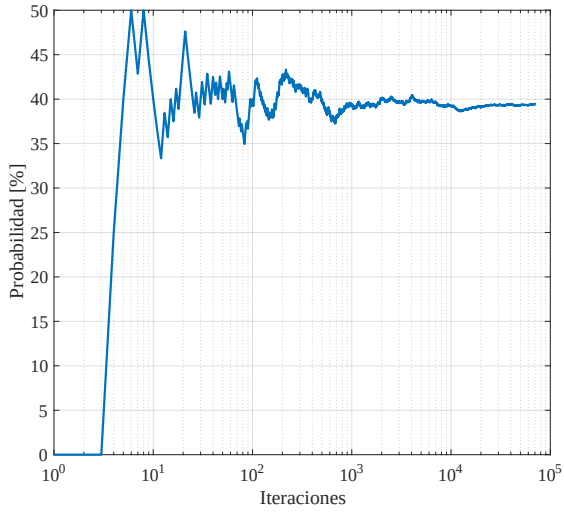
(f) H=9 m; β=45°

Figura C.11: Convergencia de la probabilidad

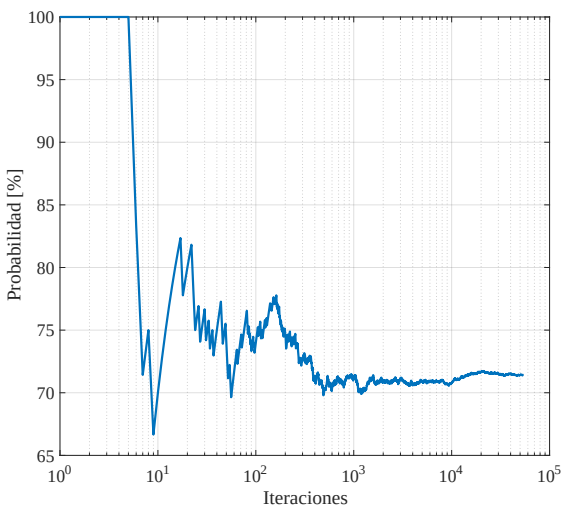


(a) H=9 m; β=50°

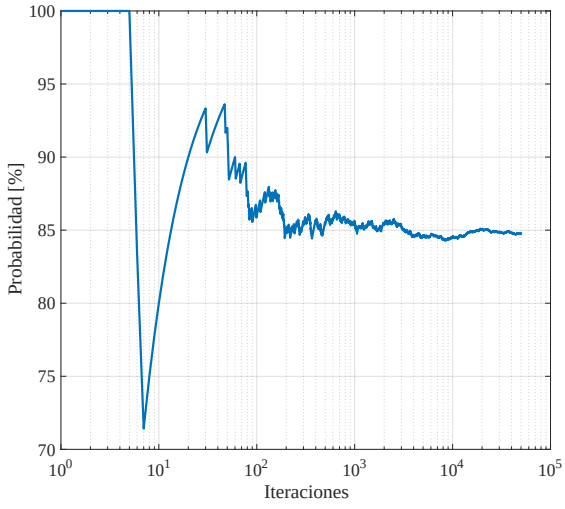
(b) H=9 m; β=55°



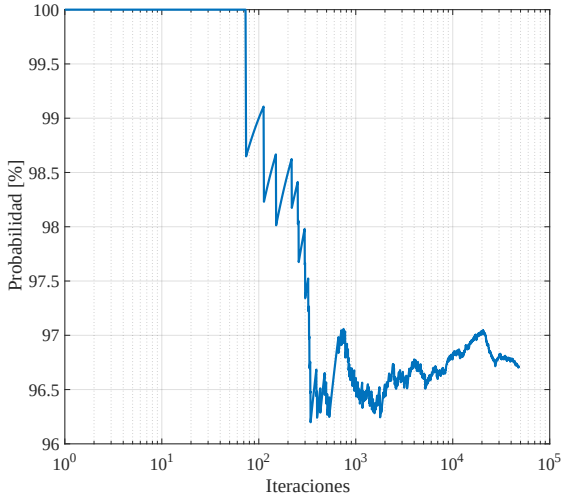
(c) H=9 m; β=60°



(d) H=9 m; β=65°

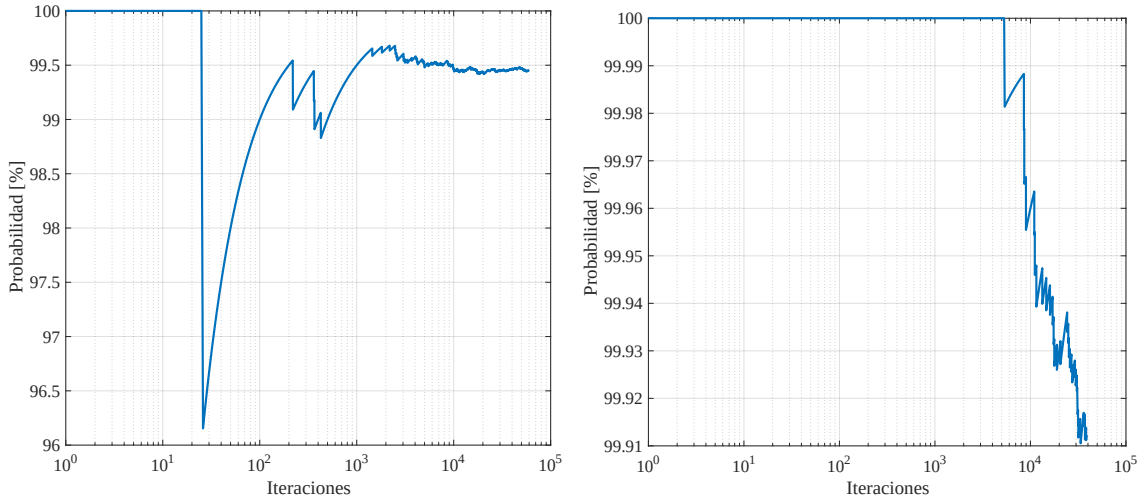


(e) H=9 m; β=70°



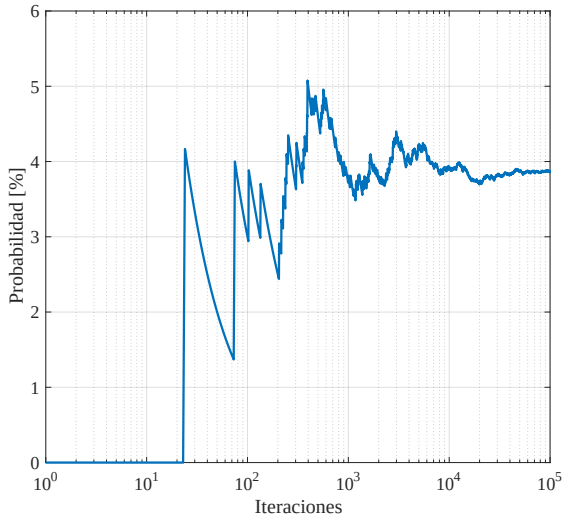
(f) H=9 m; β=75°

Figura C.12: Convergencia de la probabilidad

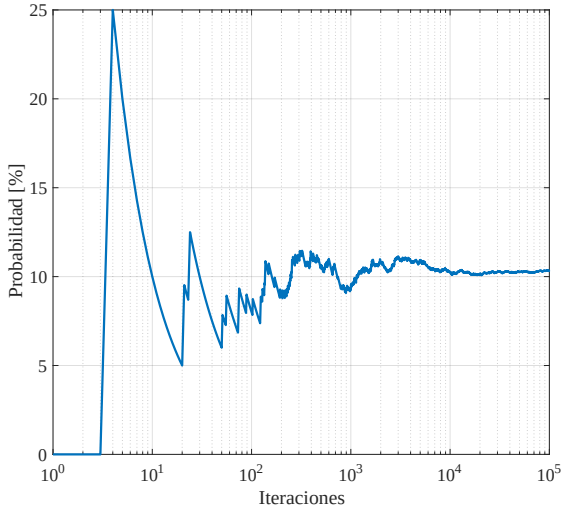


(a) H=9 m; β=80°

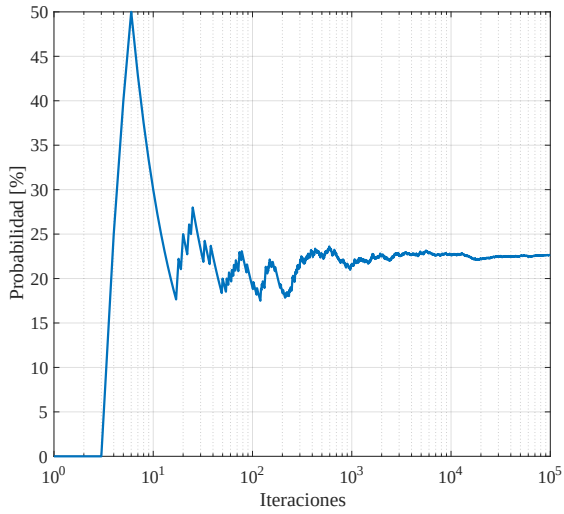
(b) H=9 m; β=85°



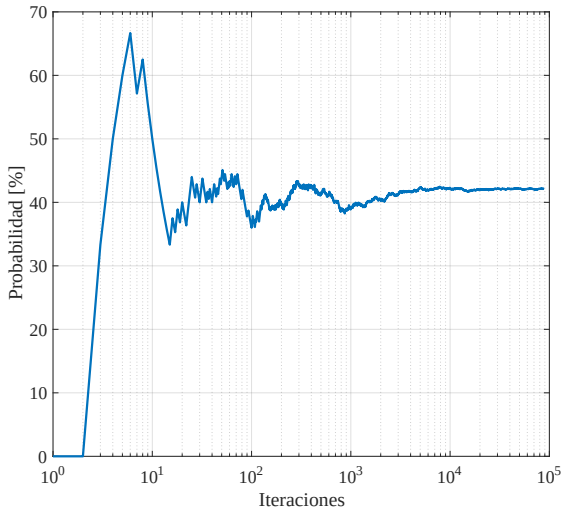
(c) H=10 m; β=45°



(d) H=10 m; β=50°

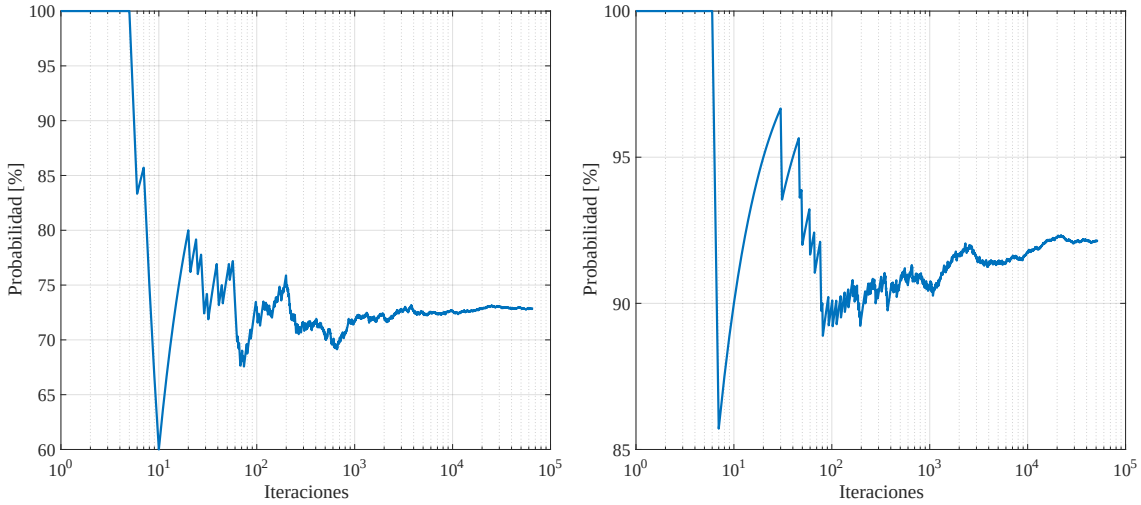


(e) H=10 m; β=55°



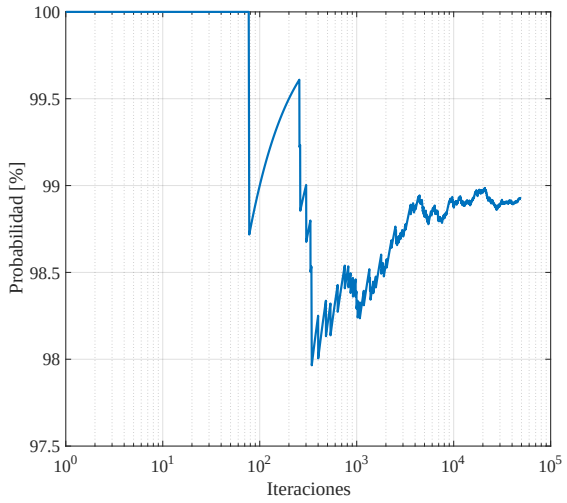
(f) H=10 m; β=60°

Figura C.13: Convergencia de la probabilidad

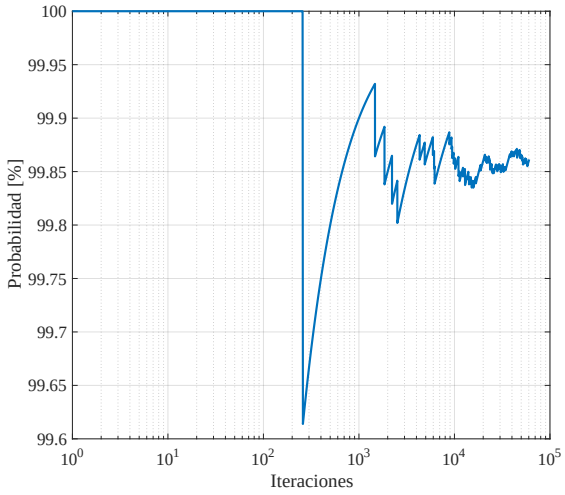


(a) H=10 m; β=65°

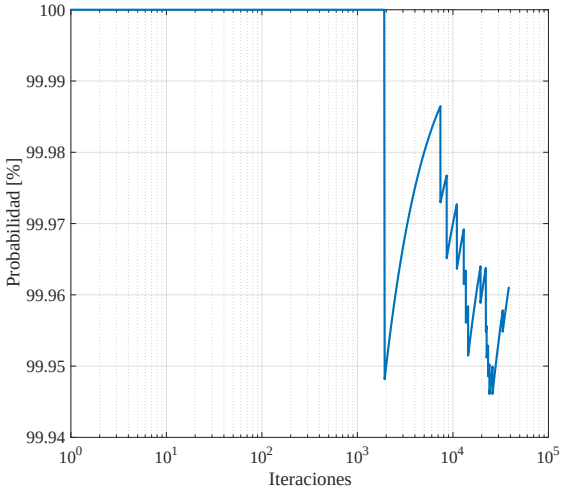
(b) H=10 m; β=70°



(c) H=10 m; β=75°

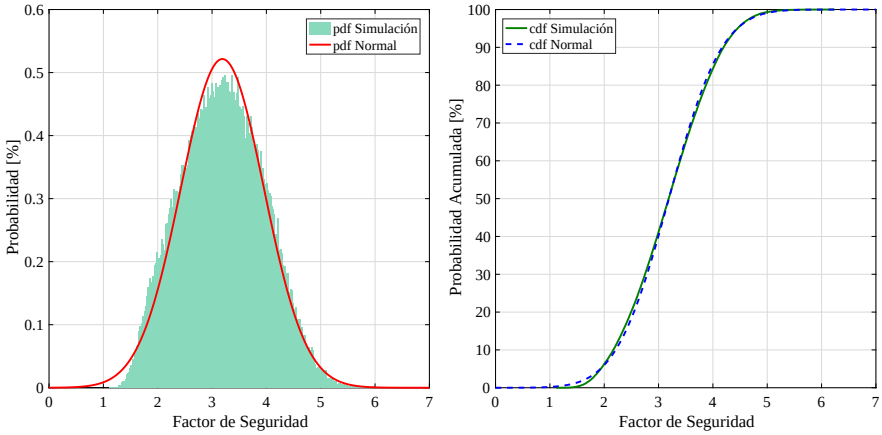


(d) H=10 m; β=80°

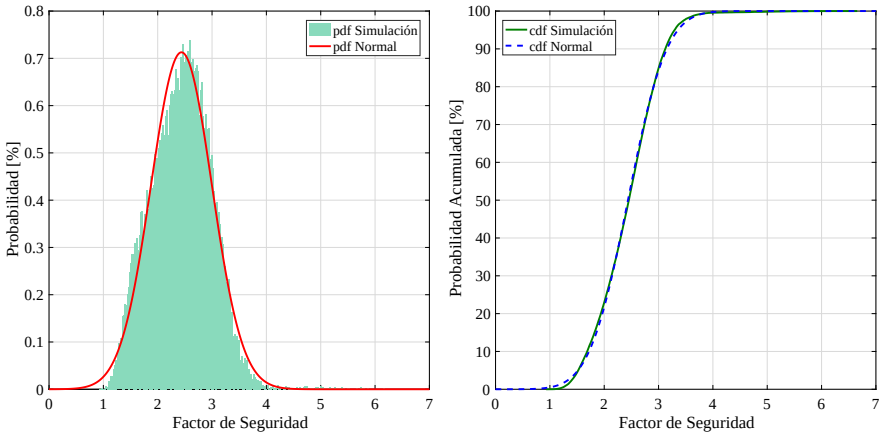


(e) H=10 m; β=85°

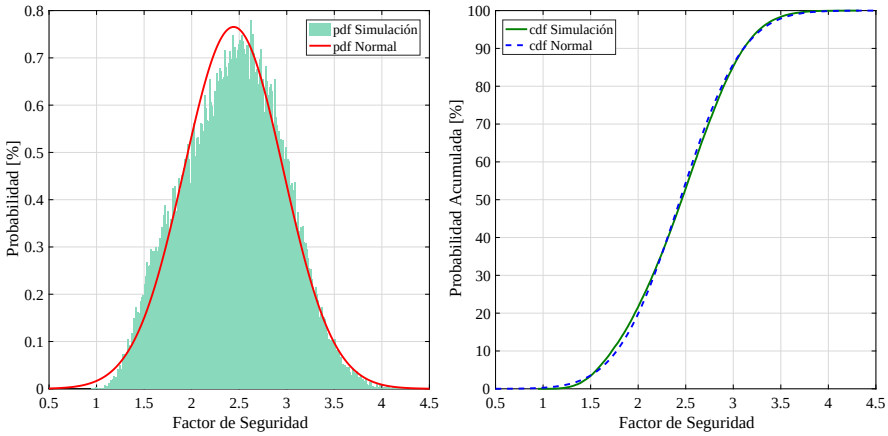
Figura C.14: Convergencia de la probabilidad



(a) H=2 m; β=45°

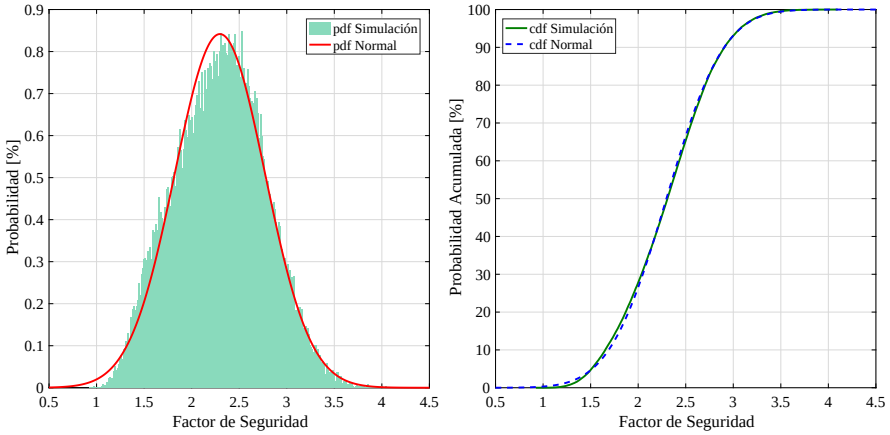


(b) H=2 m; β=50°

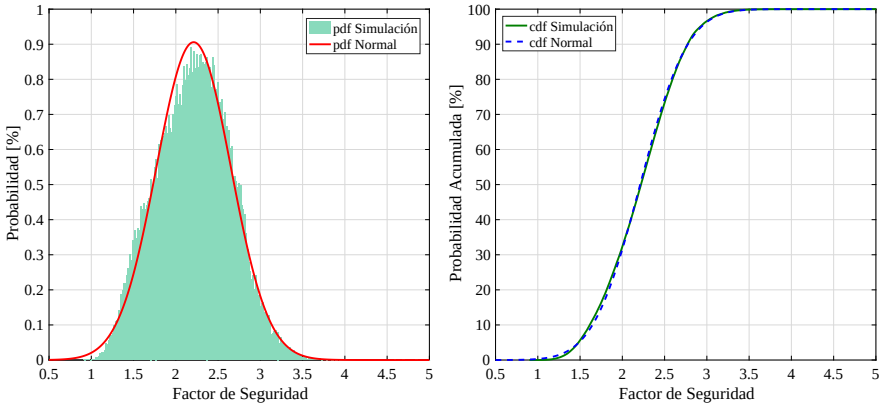


(c) H=2 m; β=55°

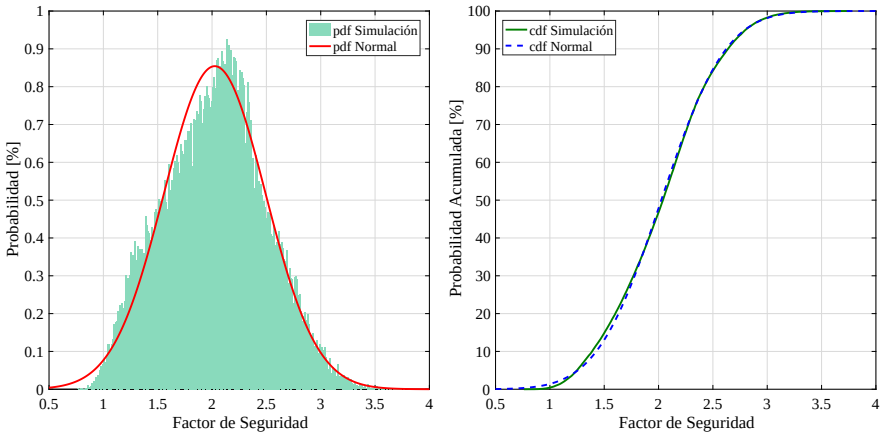
Figura C.15: Convergencia de la probabilidad



(a) H=2 m; β=60°

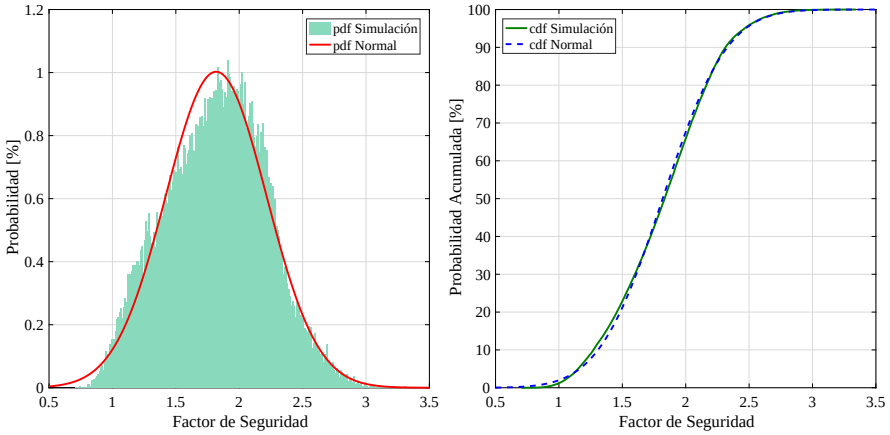


(b) H=2 m; β=65°

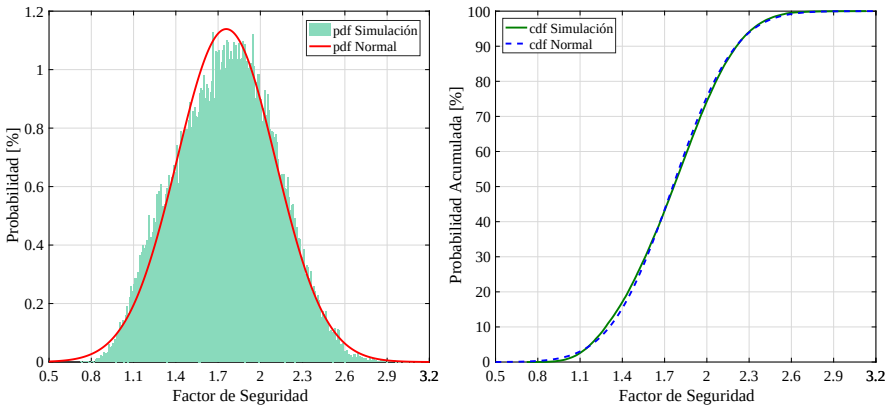


(c) H=2 m; β=70°

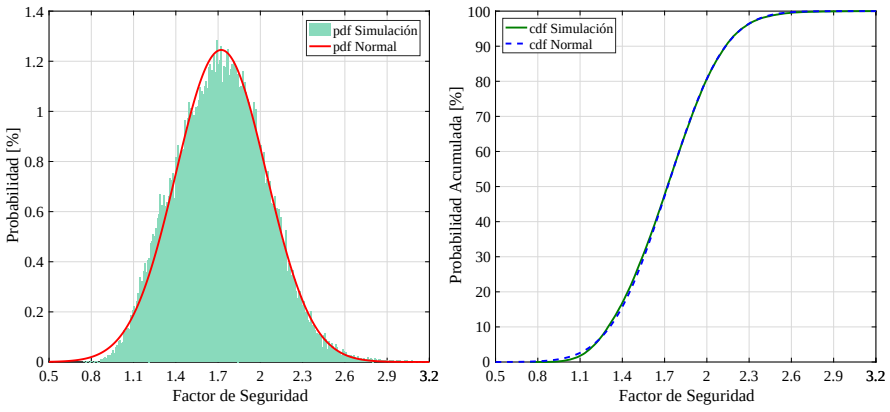
Figura C.16: Convergencia de la probabilidad



(a) H=2 m; β=75°

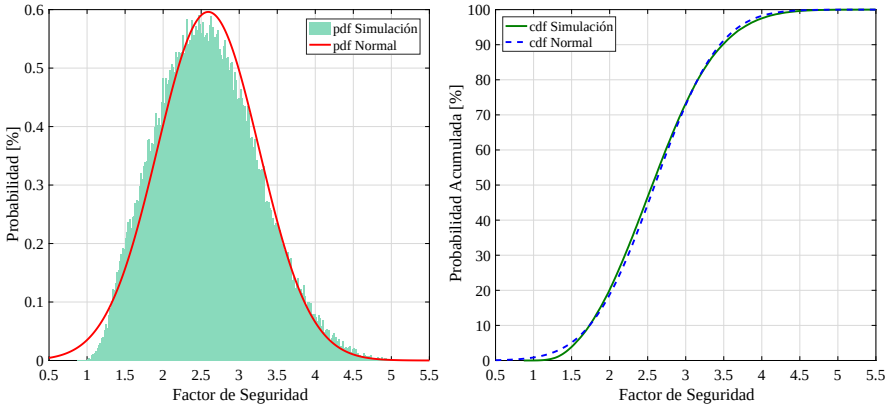


(b) H=2 m; β=80°

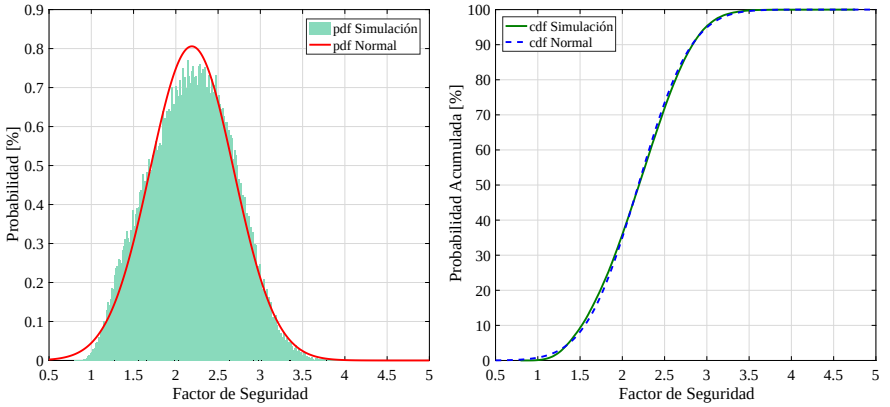


(c) H=2 m; β=85°

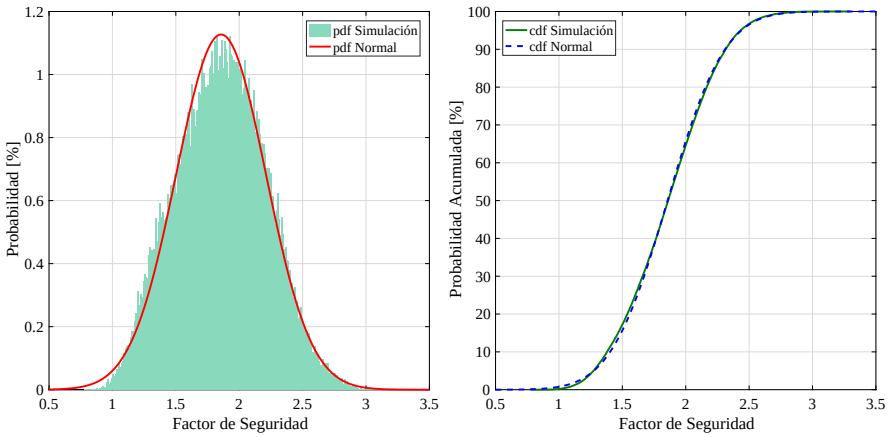
Figura C.17: Convergencia de la probabilidad



(a) H=3 m; β=45°

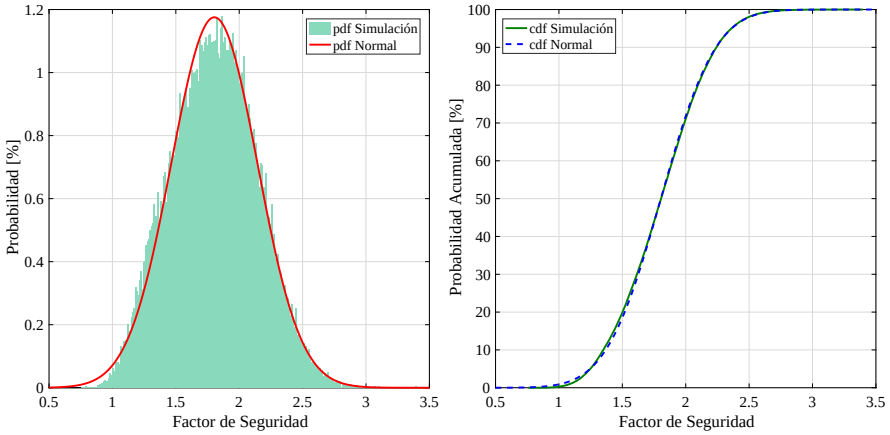


(b) H=3 m; β=50°

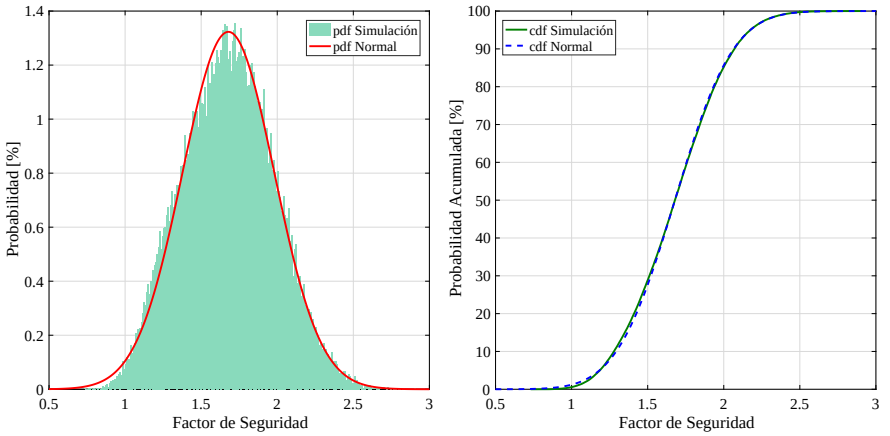


(c) H=3 m; β=55°

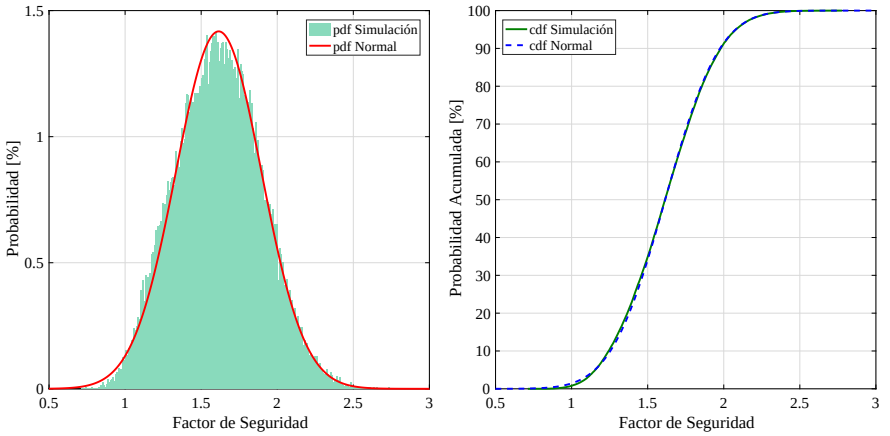
Figura C.18: Convergencia de la probabilidad



(a) H=3 m; β=60°

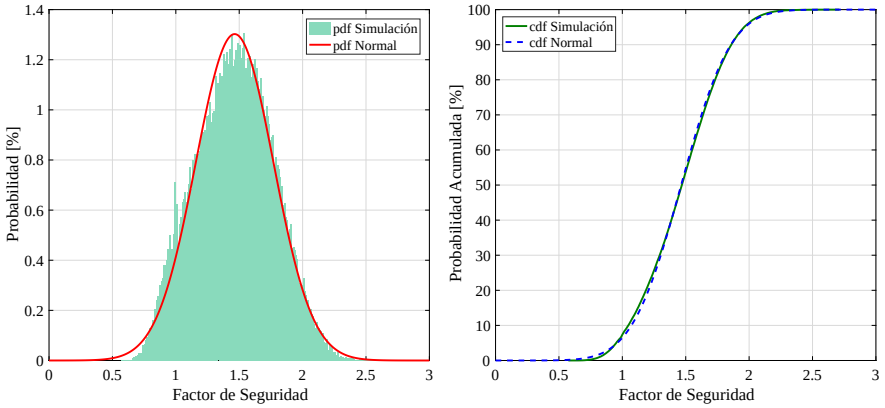


(b) H=3 m; β=65°

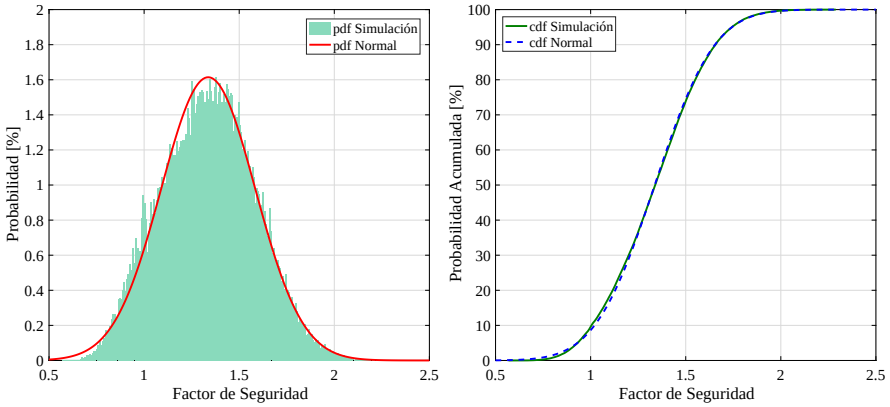


(c) H=3 m; β=70°

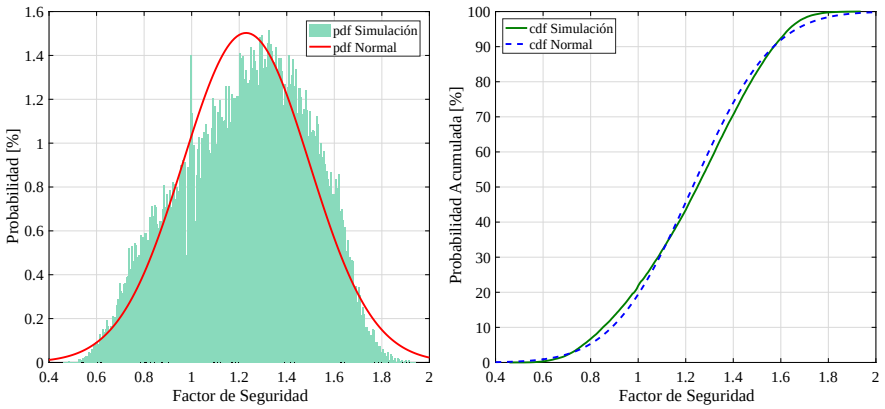
Figura C.19: Convergencia de la probabilidad



(a) H=3 m; β=75°

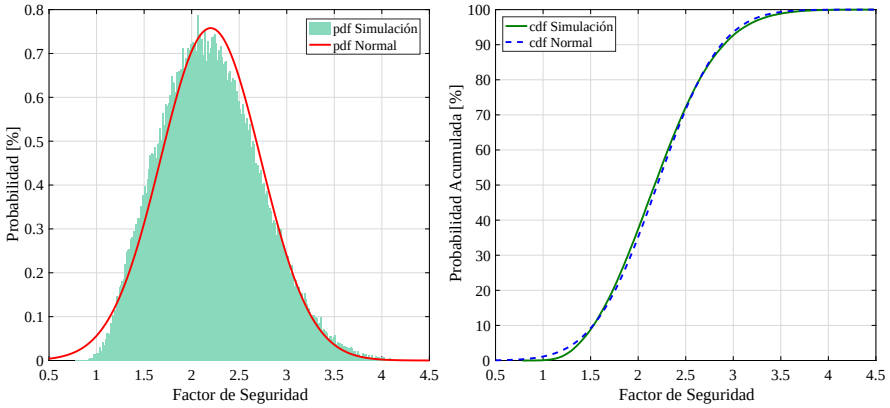


(b) H=3 m; β=80°

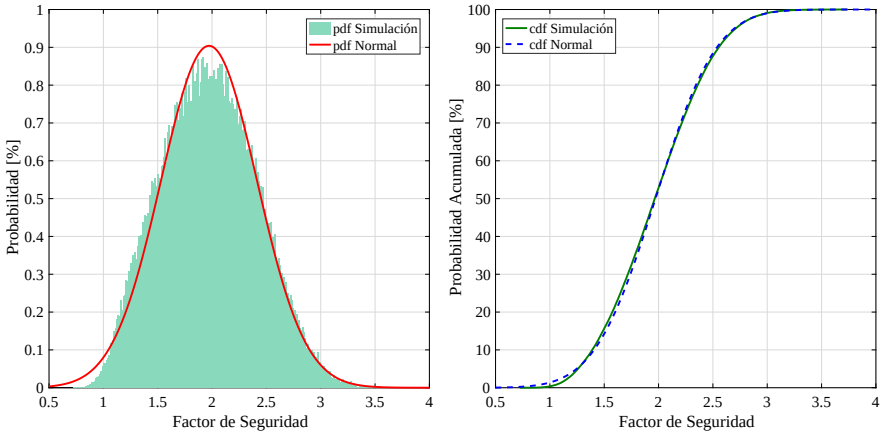


(c) H=3 m; β=85°

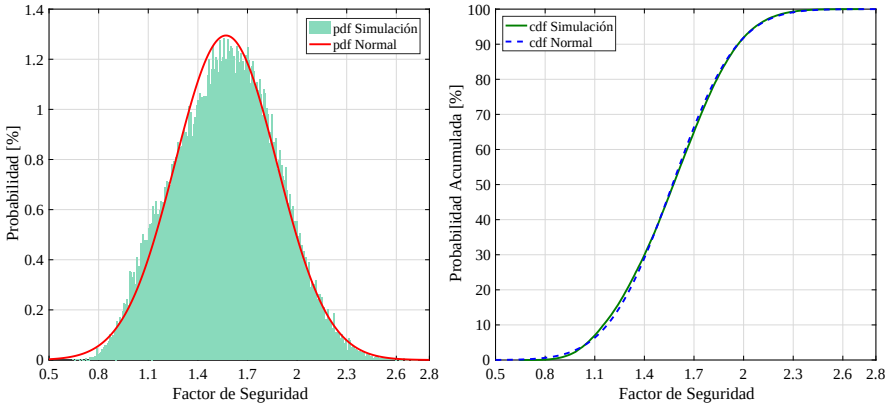
Figura C.20: Convergencia de la probabilidad



(a) H=4 m; β=45°

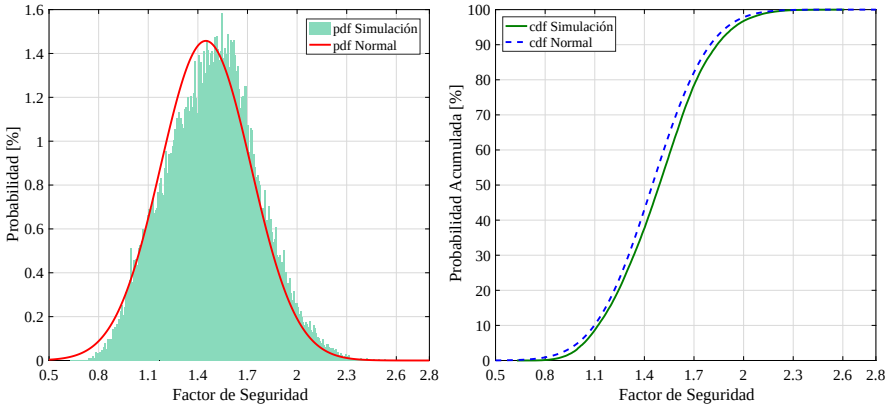


(b) H=4 m; β=50°

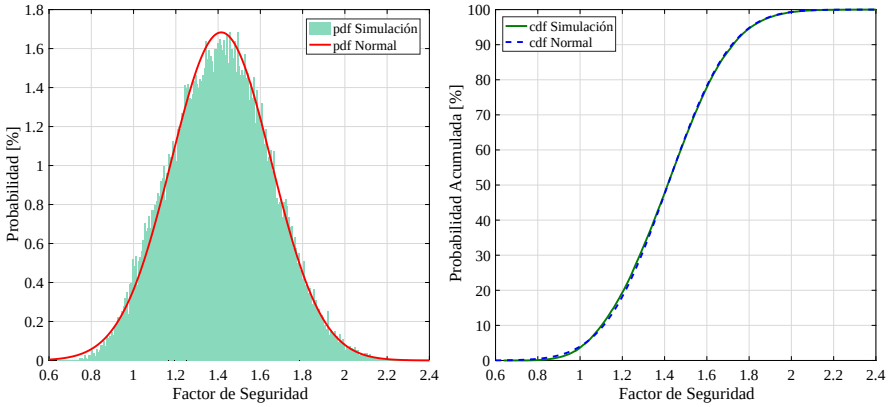


(c) H=4 m; β=55°

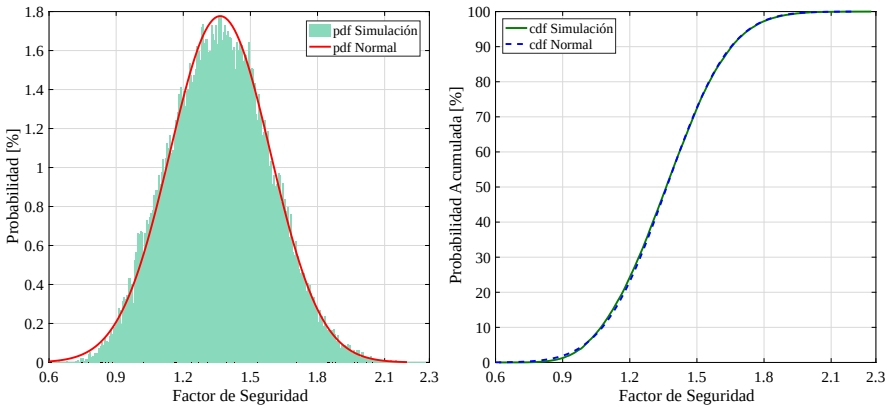
Figura C.21: Convergencia de la probabilidad



(a) H=4 m; β=60°

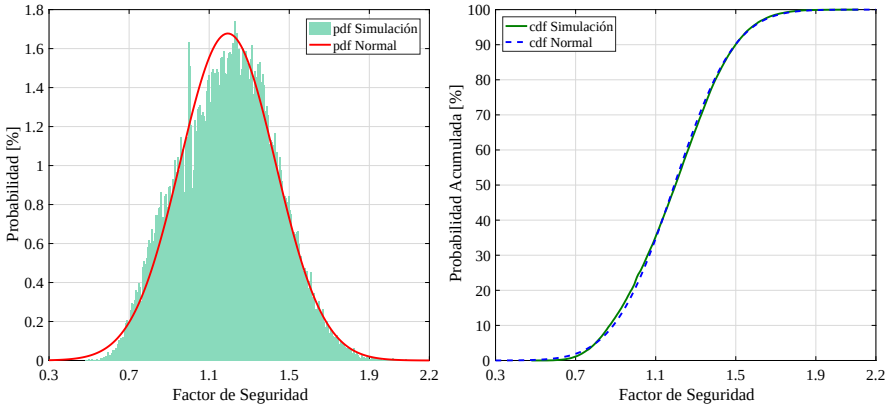


(b) H=4 m; β=65°

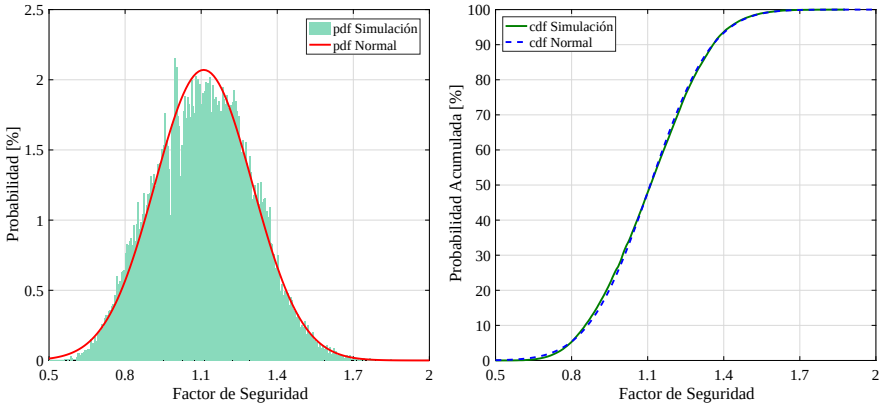


(c) H=4 m; β=70°

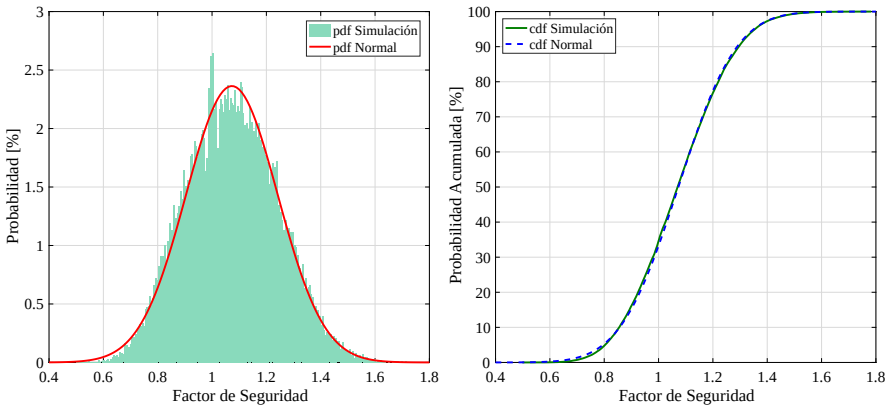
Figura C.22: Convergencia de la probabilidad



(a) H=4 m; β=75°

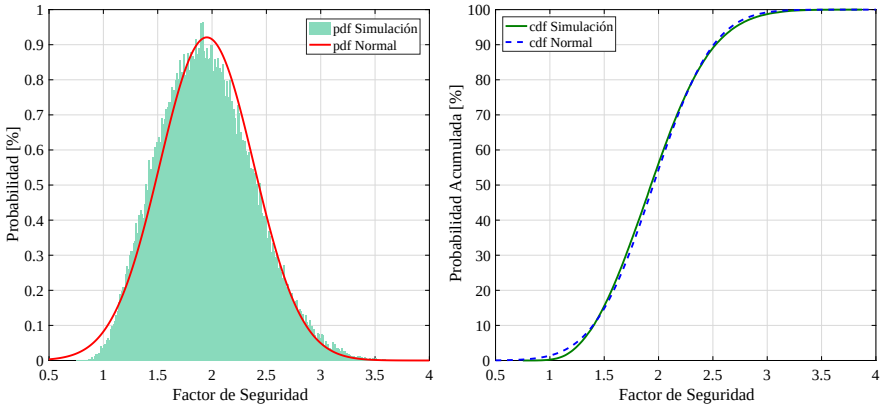


(b) H=4 m; β=80°

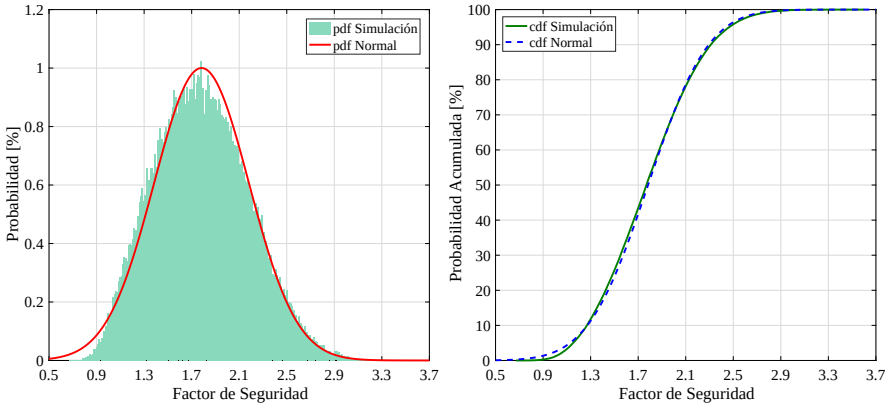


(c) H=4 m; β=85°

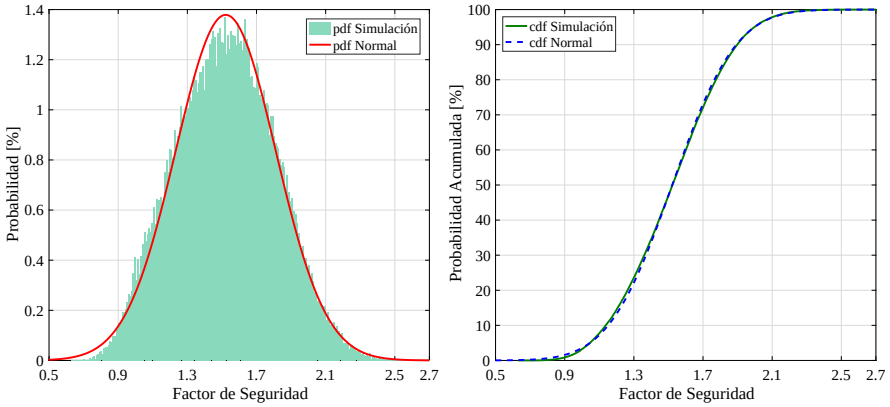
Figura C.23: Convergencia de la probabilidad



(a) H=5 m; β=45°

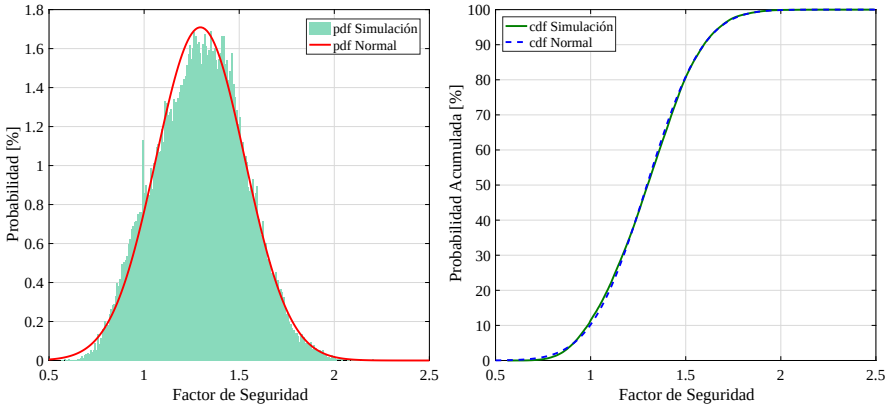


(b) H=5 m; β=50°

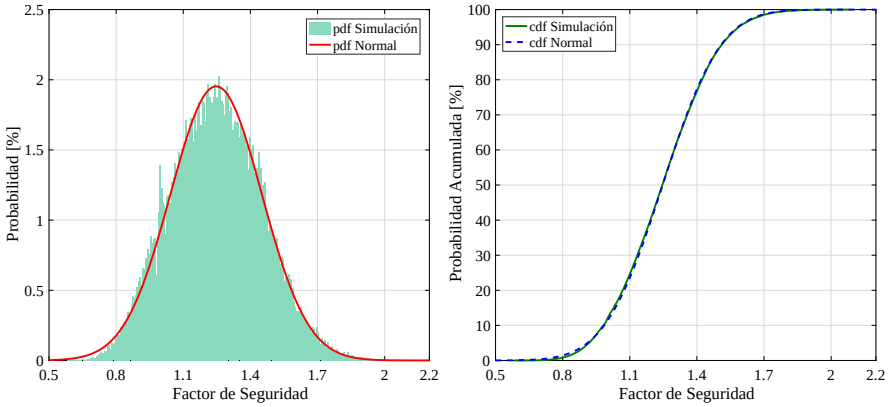


(c) H=5 m; β=55°

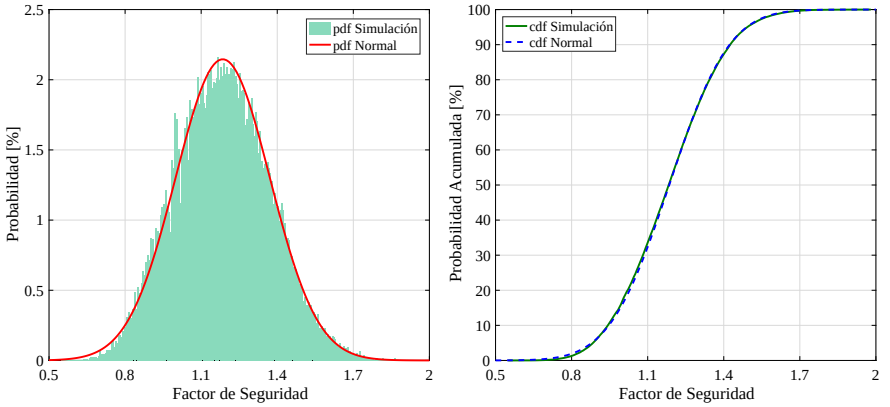
Figura C.24: Convergencia de la probabilidad



(a) H=5 m; β=60°

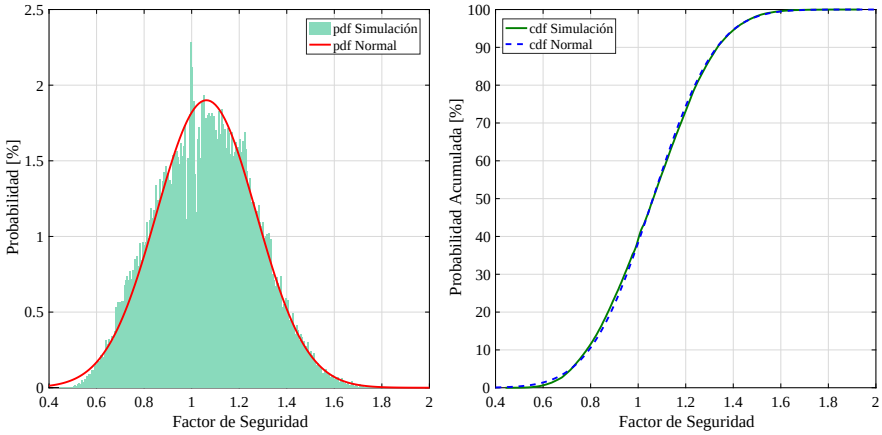


(b) H=5 m; β=65°

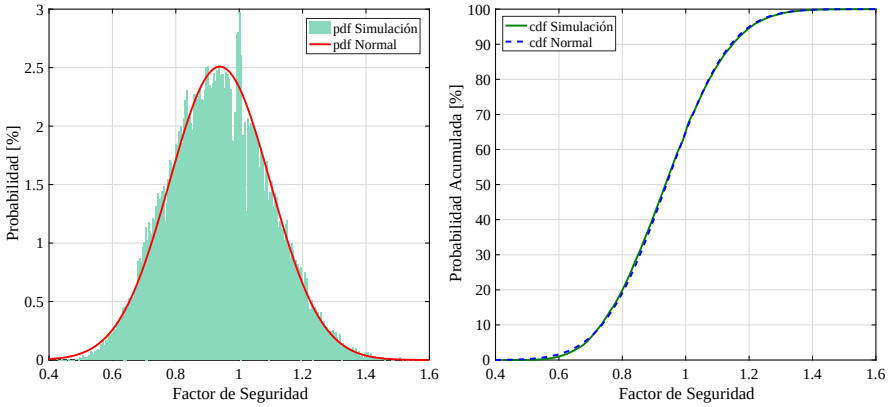


(c) H=5 m; β=70°

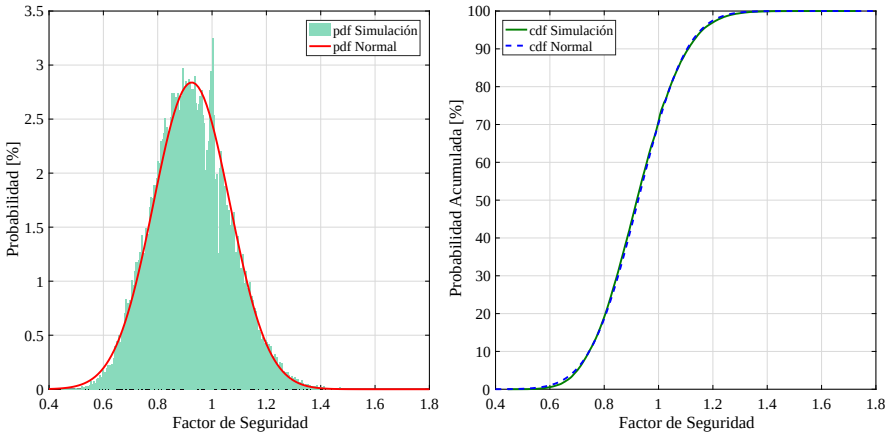
Figura C.25: Convergencia de la probabilidad



(a) H=5 m; β=75°

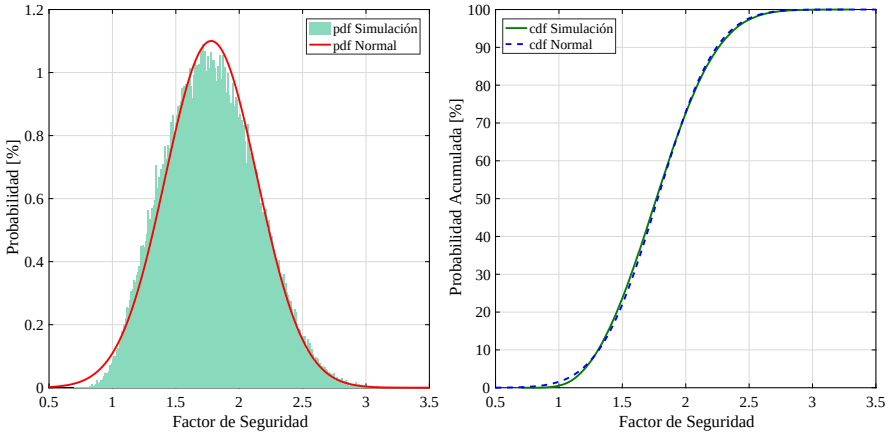


(b) H=5 m; β=80°

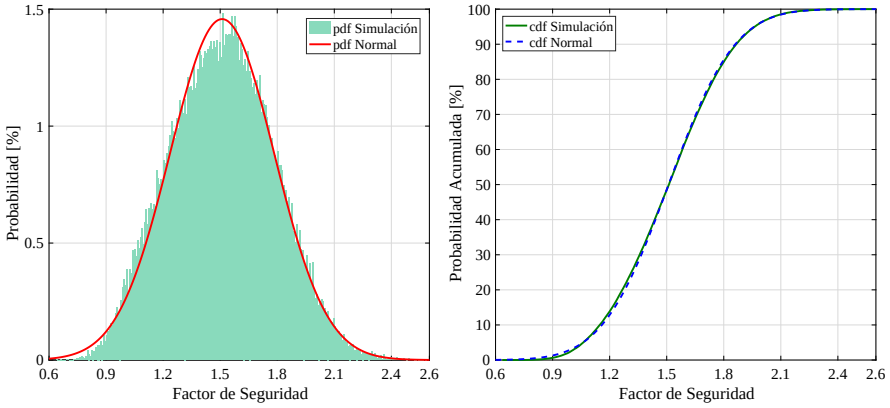


(c) H=5 m; β=85°

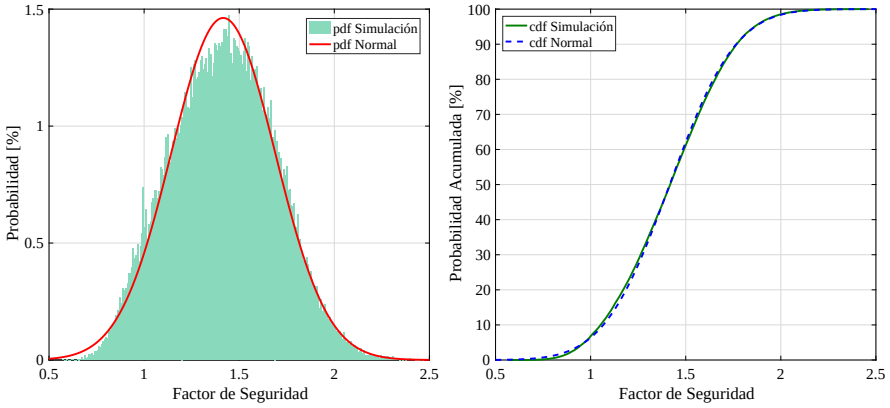
Figura C.26: Convergencia de la probabilidad



(a) H=6 m; β=45°

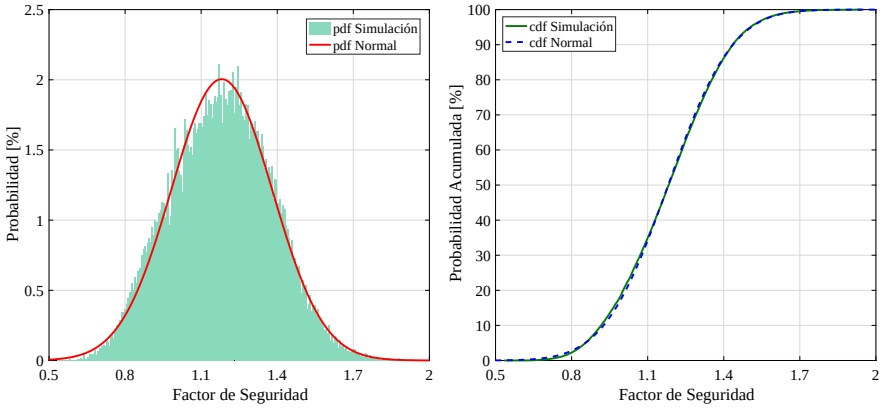


(b) H=6 m; β=50°

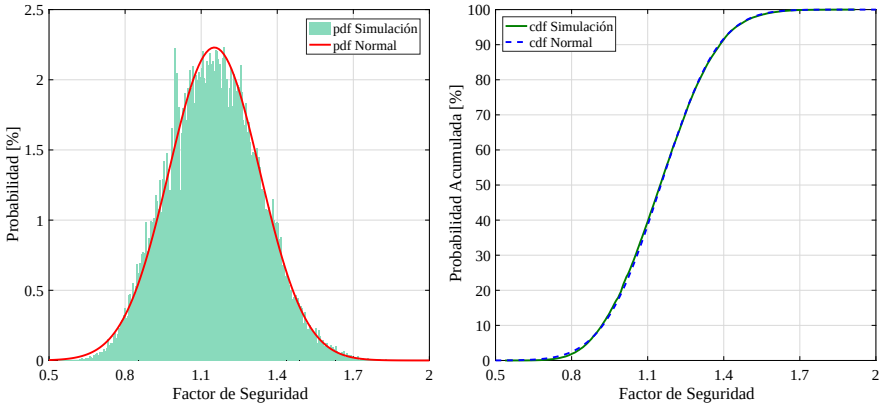


(c) H=6 m; β=55°

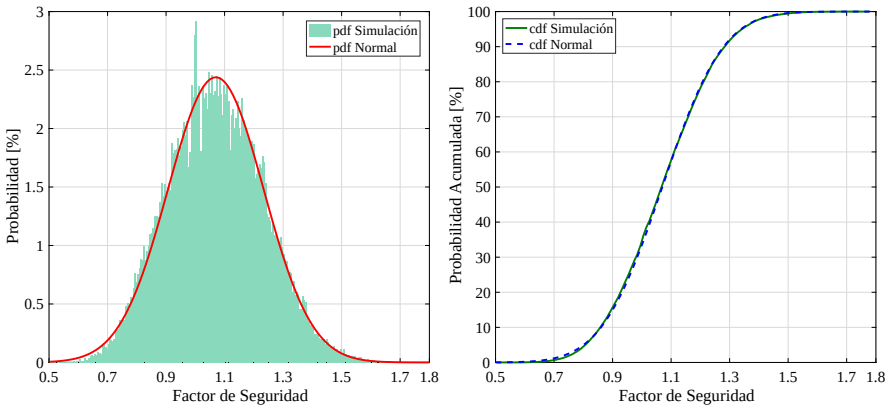
Figura C.27: Convergencia de la probabilidad



(a) H=6 m; β=60°

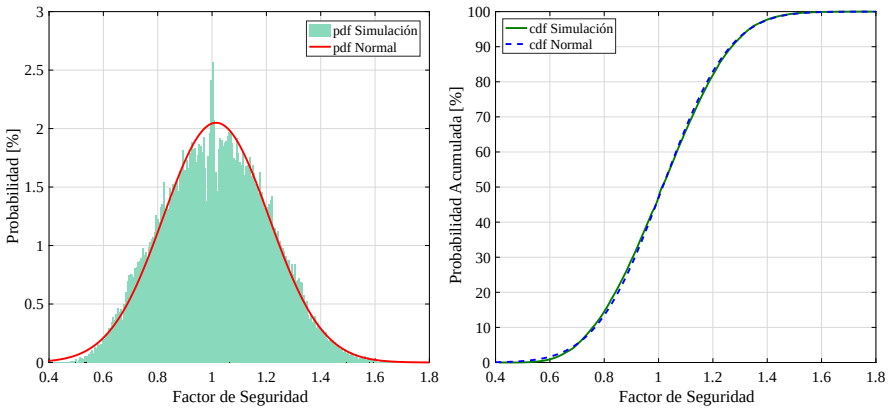


(b) H=6 m; β=65°

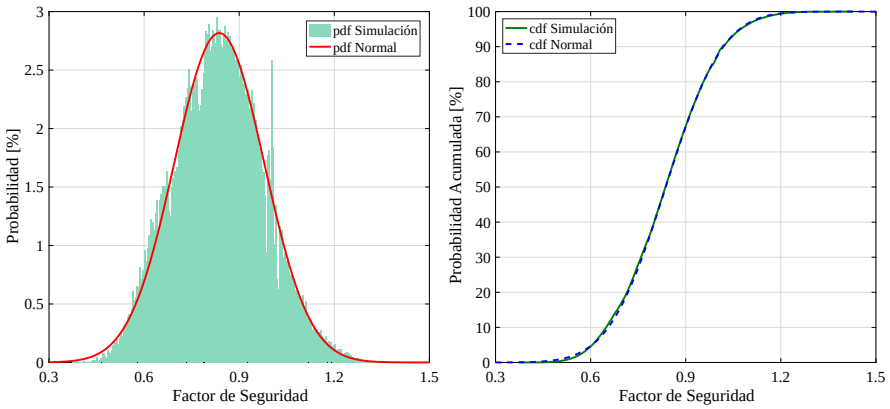


(c) H=6 m; β=70°

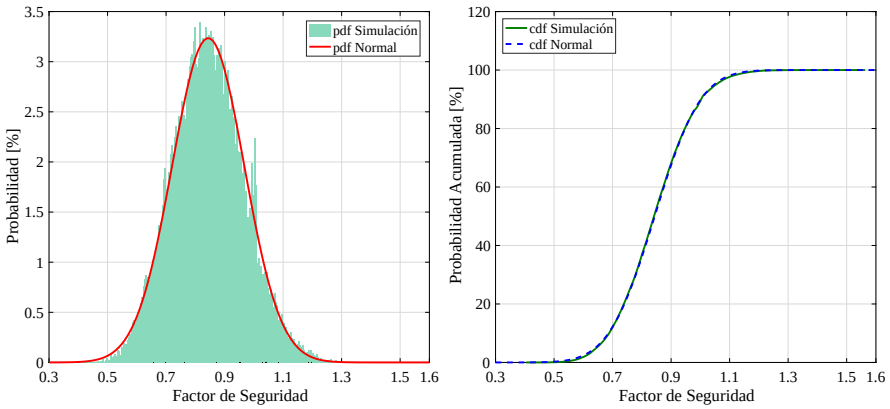
Figura C.28: Convergencia de la probabilidad



(a) H=6 m; β=75°

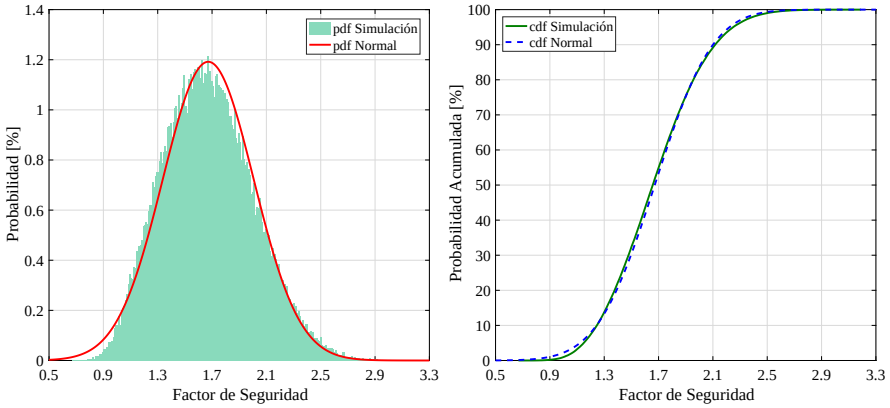


(b) H=6 m; β=80°

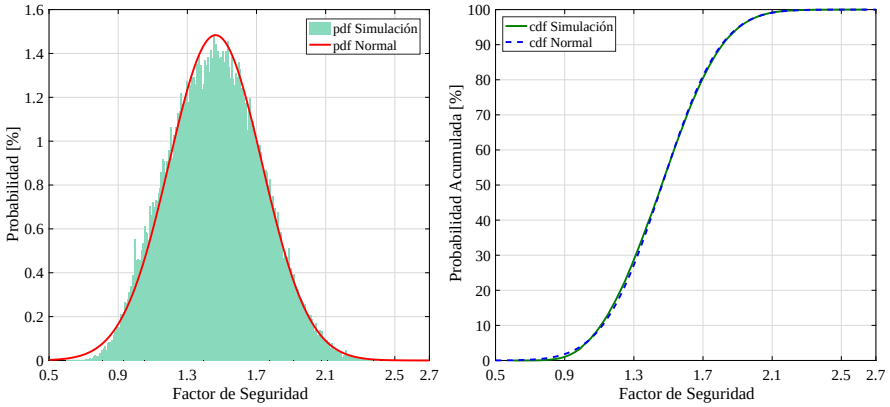


(c) H=6 m; β=85°

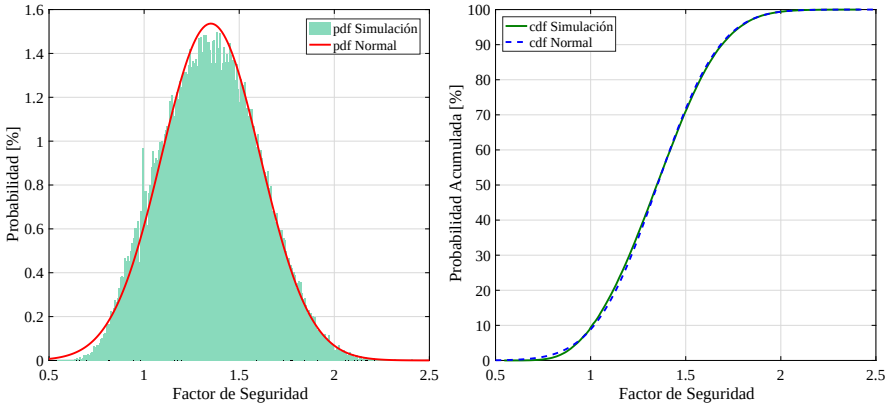
Figura C.29: Convergencia de la probabilidad



(a) H=7 m; β=45°

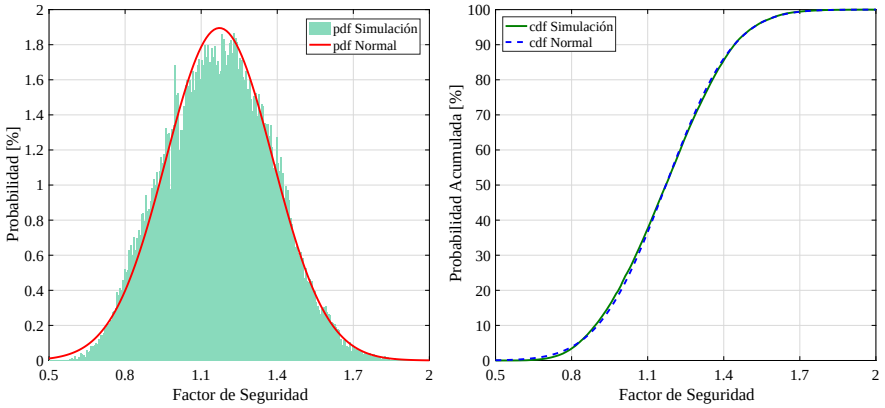


(b) H=7 m; β=50°

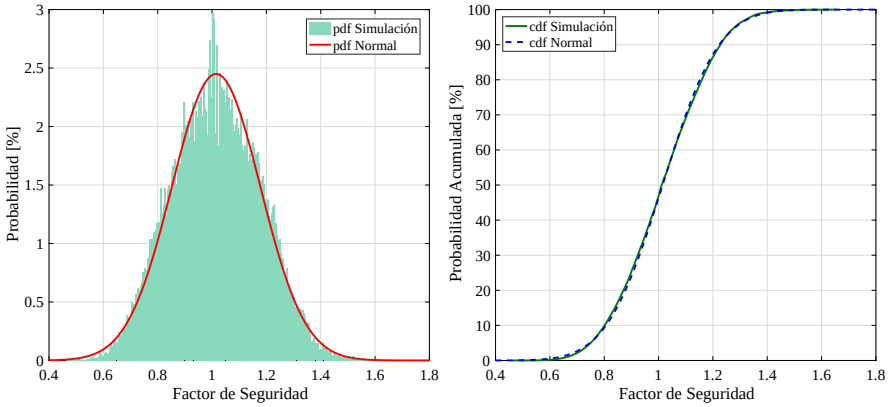


(c) H=7 m; β=55°

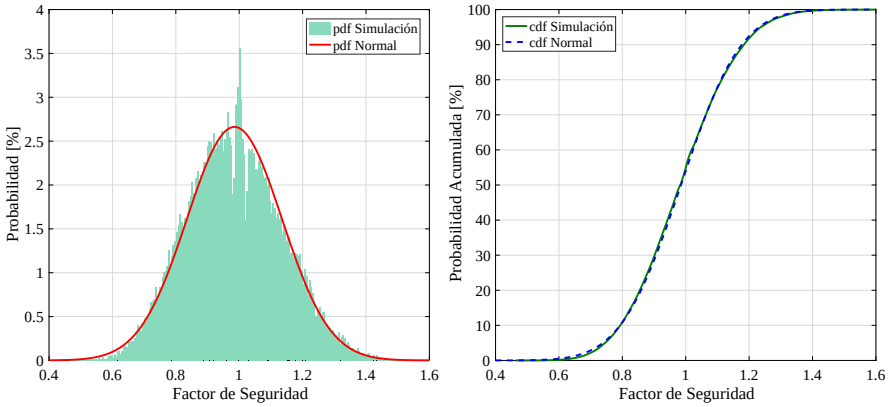
Figura C.30: Convergencia de la probabilidad



(a) H=7 m; β=60°

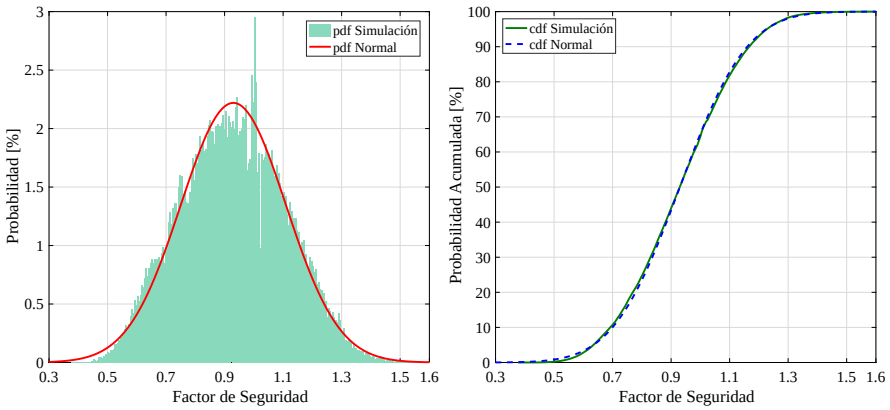


(b) H=7 m; β=65°

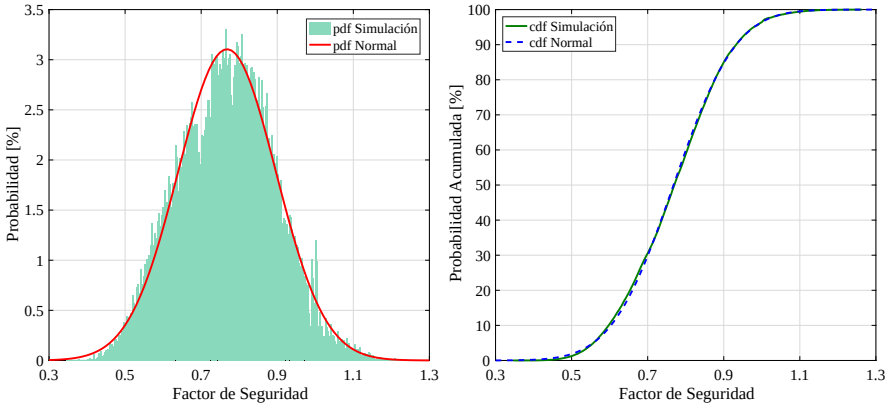


(c) H=7 m; β=70°

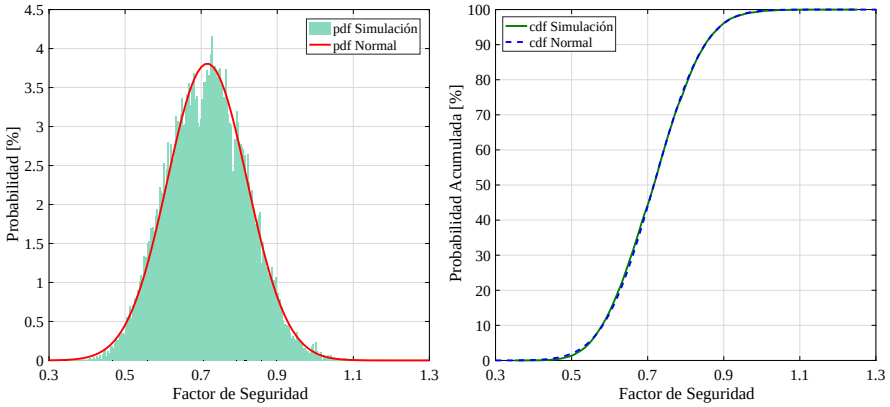
Figura C.31: Convergencia de la probabilidad



(a) H=7 m; β=75°

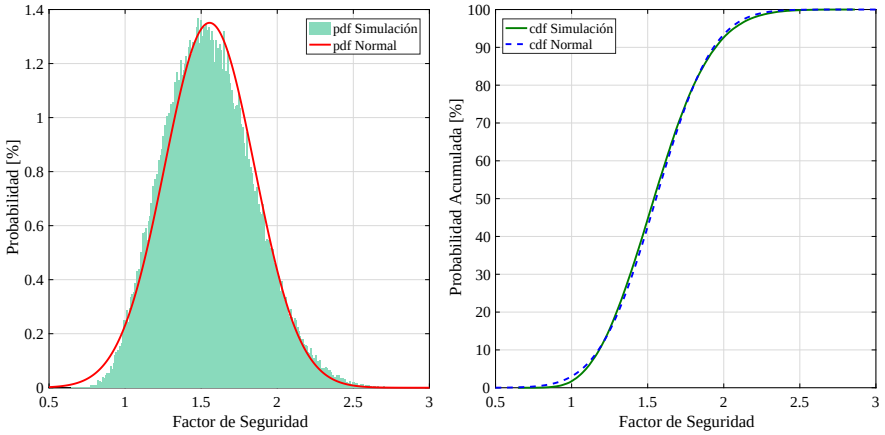


(b) H=7 m; β=80°

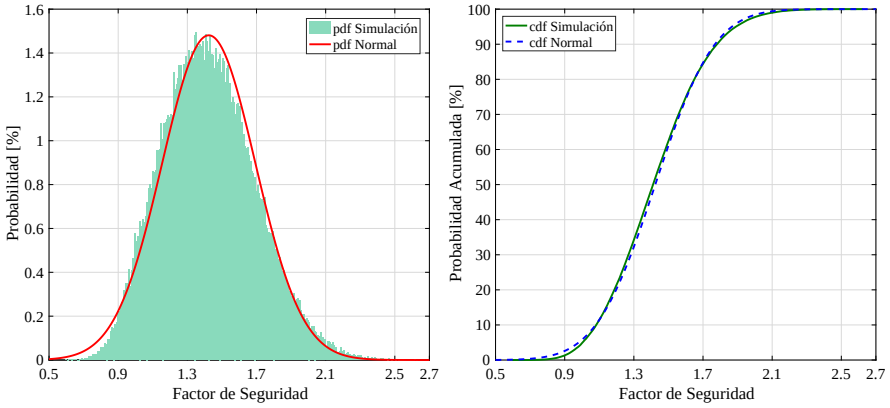


(c) H=7 m; β=85°

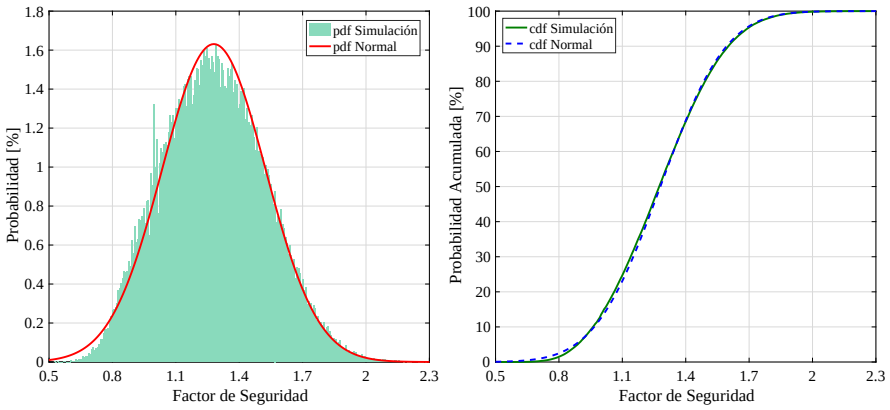
Figura C.32: Convergencia de la probabilidad



(a) H=8 m; β=45°

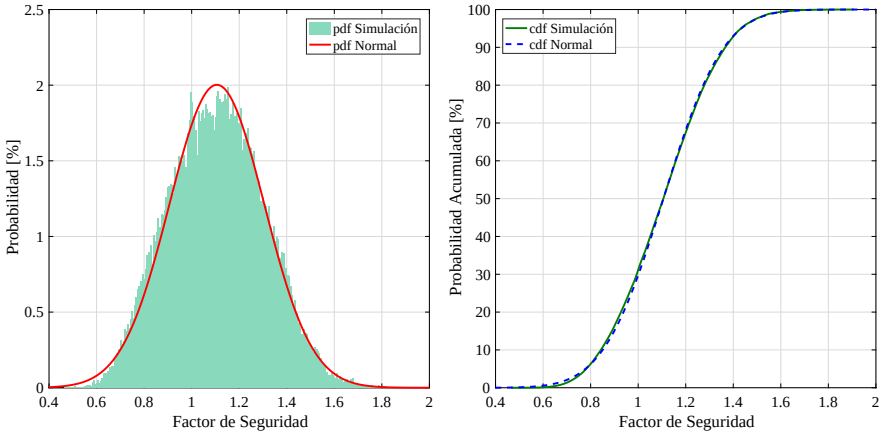


(b) H=8 m; β=50°

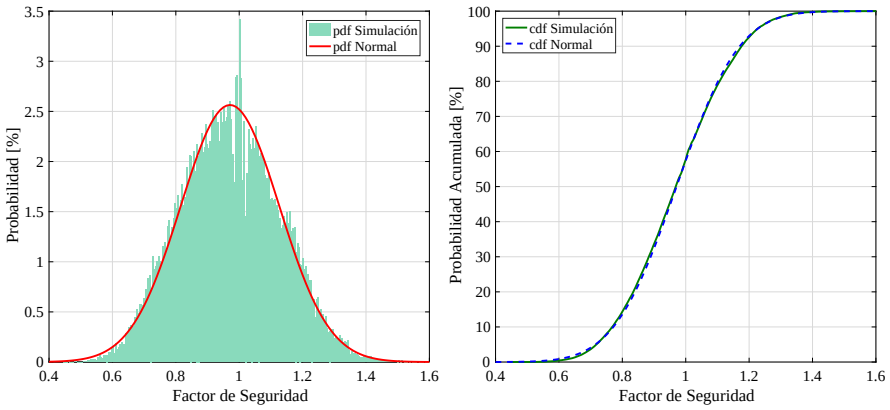


(c) H=8 m; β=55°

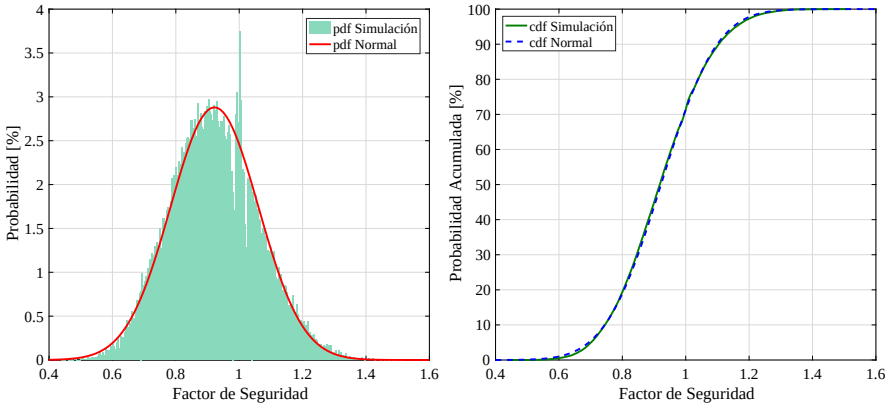
Figura C.33: Convergencia de la probabilidad



(a) H=8 m; β=60°

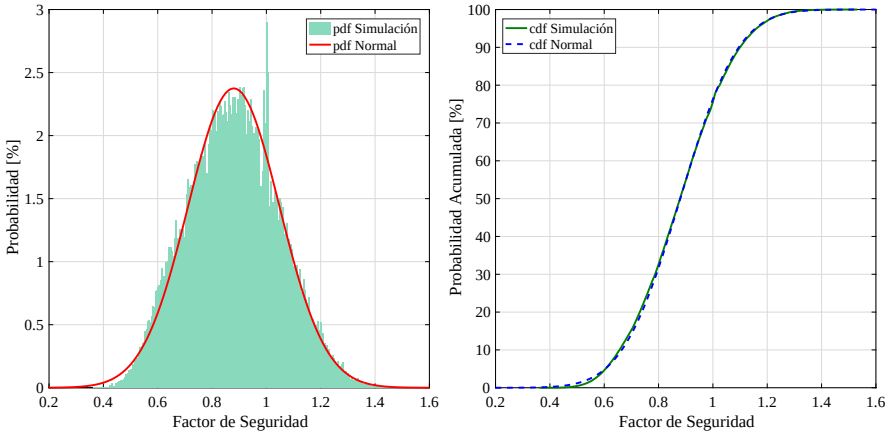


(b) H=8 m; β=65°

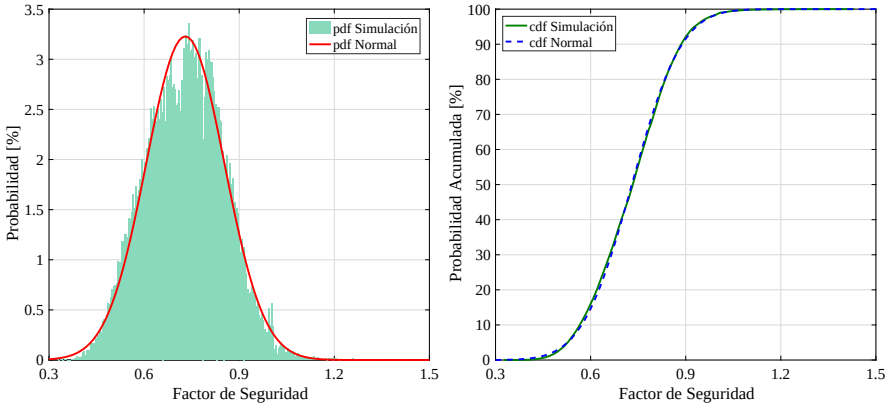


(c) H=8 m; β=70°

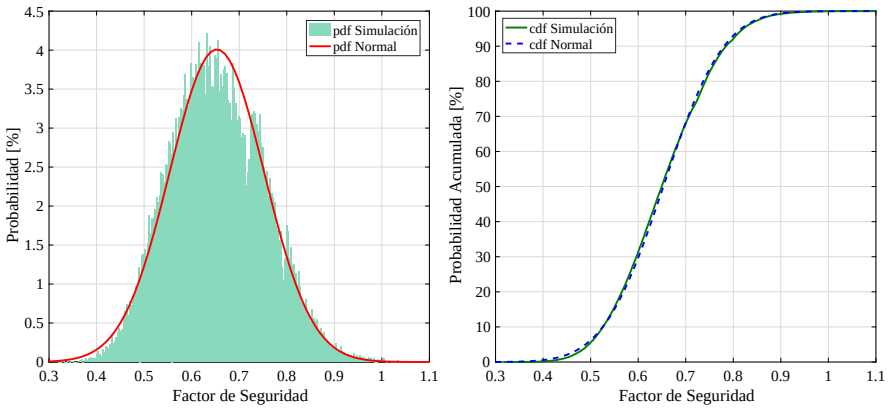
Figura C.34: Convergencia de la probabilidad



(a) H=8 m; β=75°

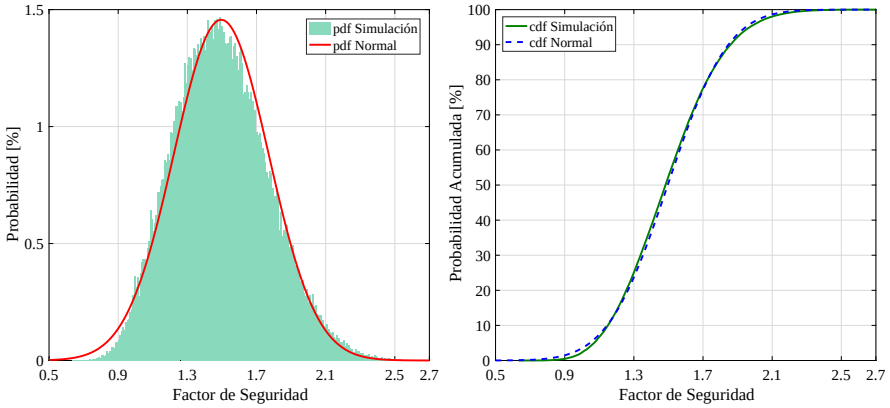


(b) H=8 m; β=80°

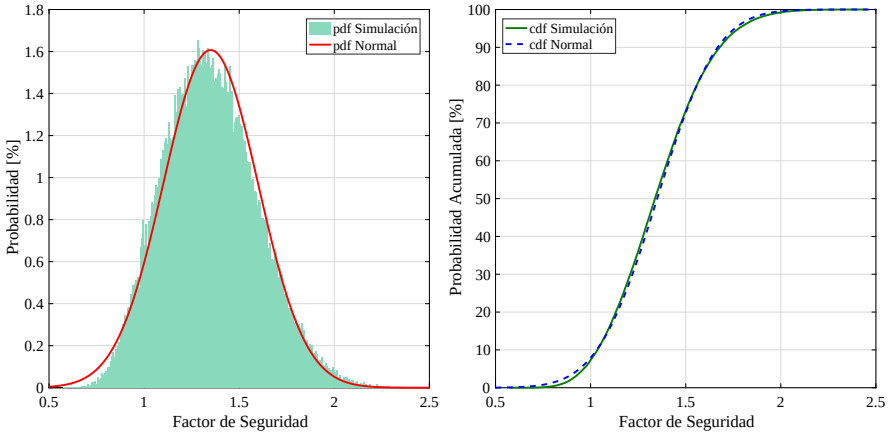


(c) H=8 m; β=85°

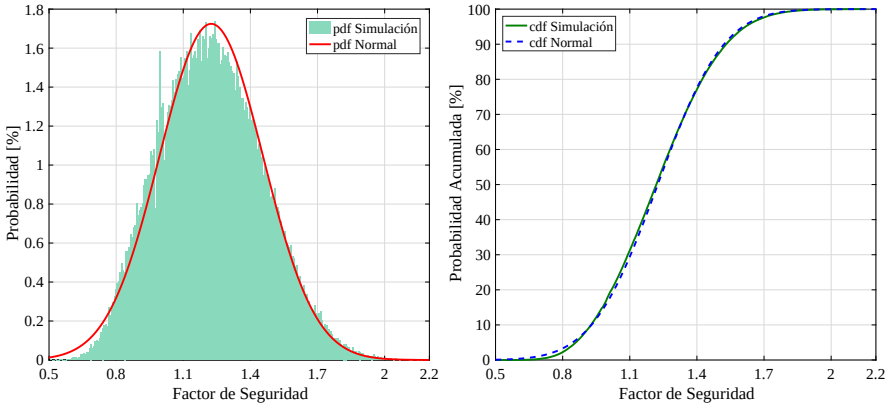
Figura C.35: Convergencia de la probabilidad



(a) H=9 m; β=45°

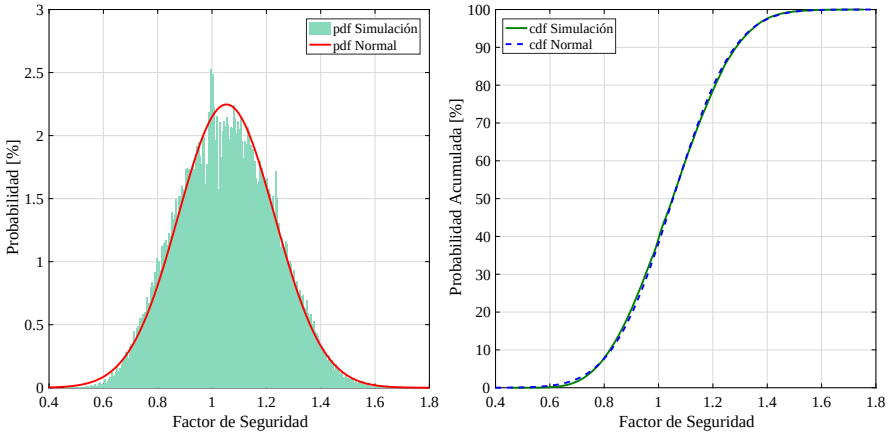


(b) H=9 m; β=50°

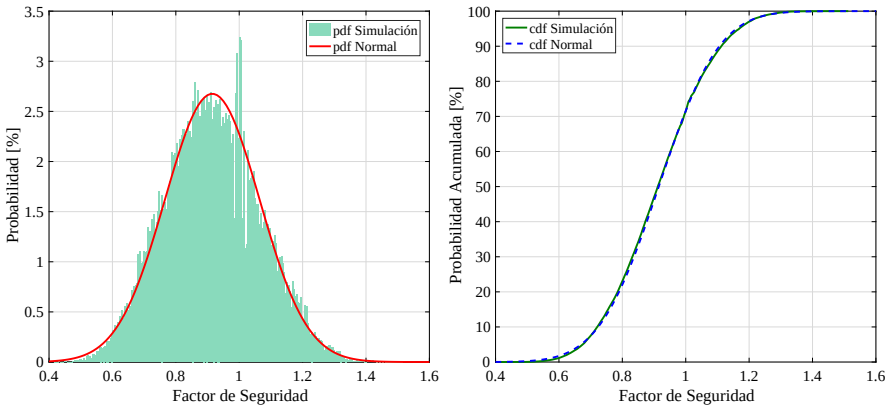


(c) H=9 m; β=55°

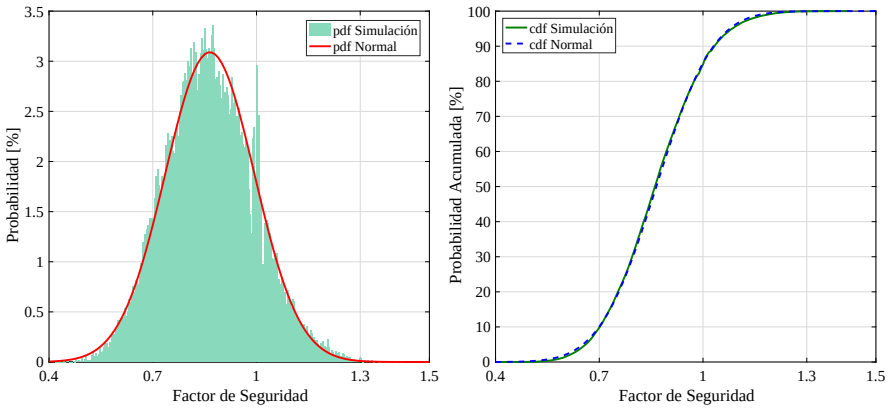
Figura C.36: Convergencia de la probabilidad



(a) H=9 m; β=60°

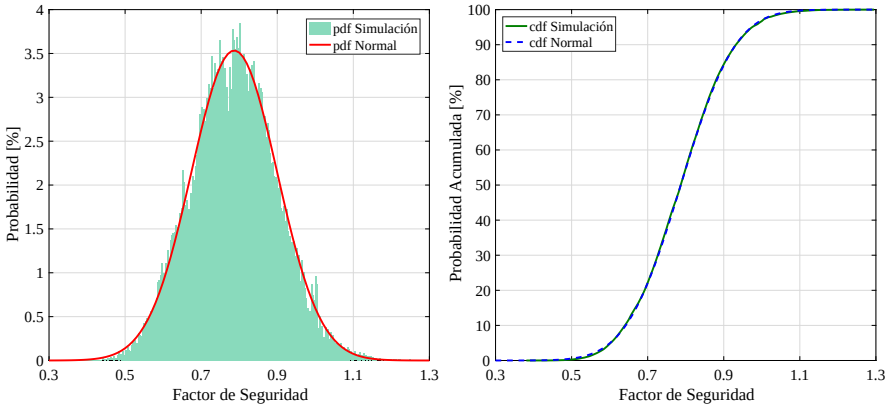


(b) H=9 m; β=65°

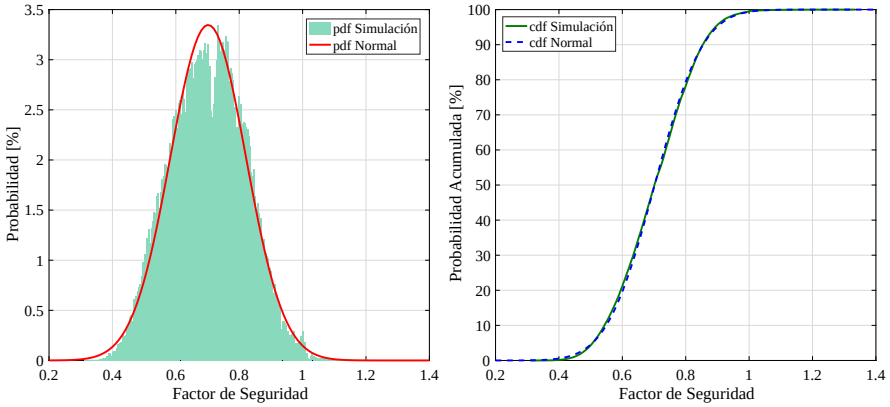


(c) H=9 m; β=70°

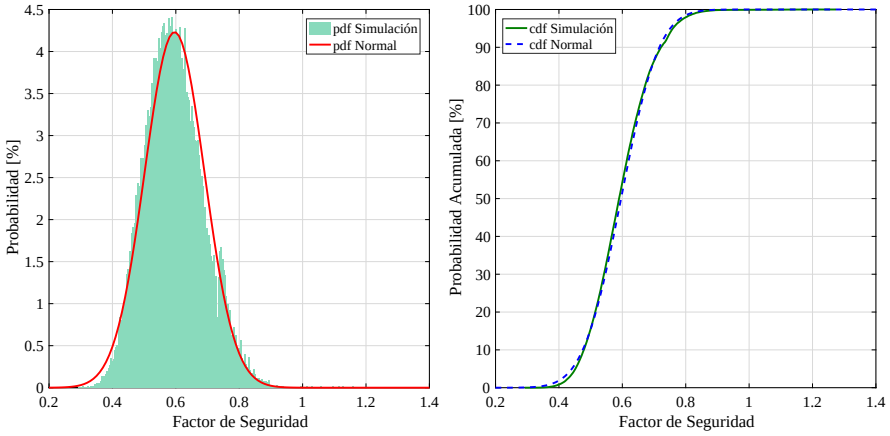
Figura C.37: Convergencia de la probabilidad



(a) H=9 m; β=75°

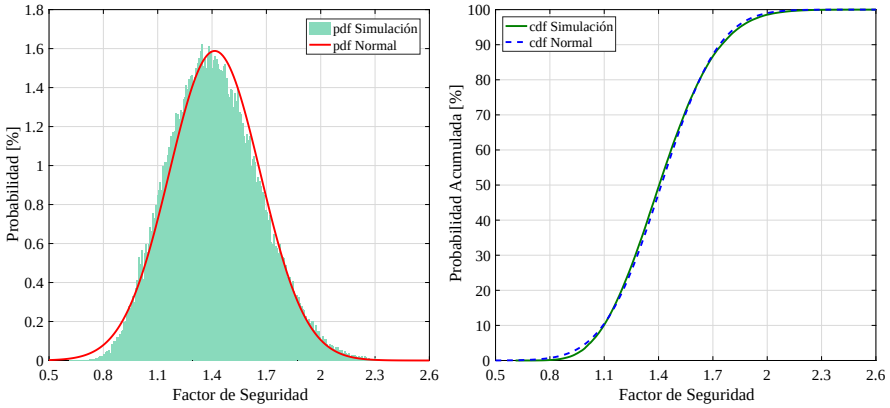


(b) H=9 m; β=80°

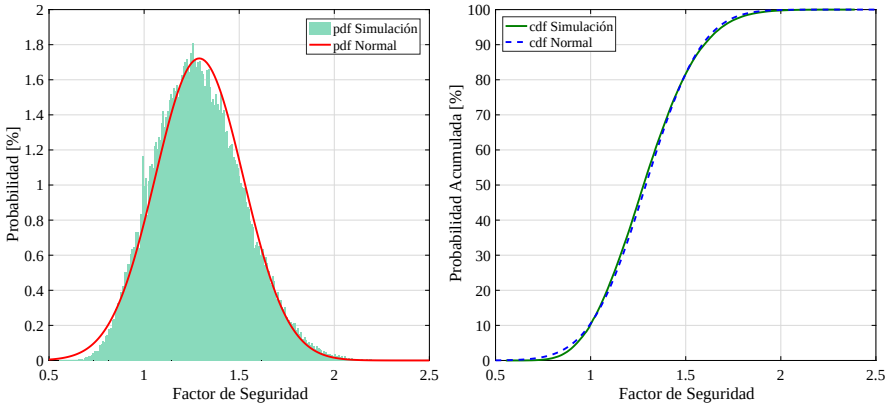


(c) H=9 m; β=85°

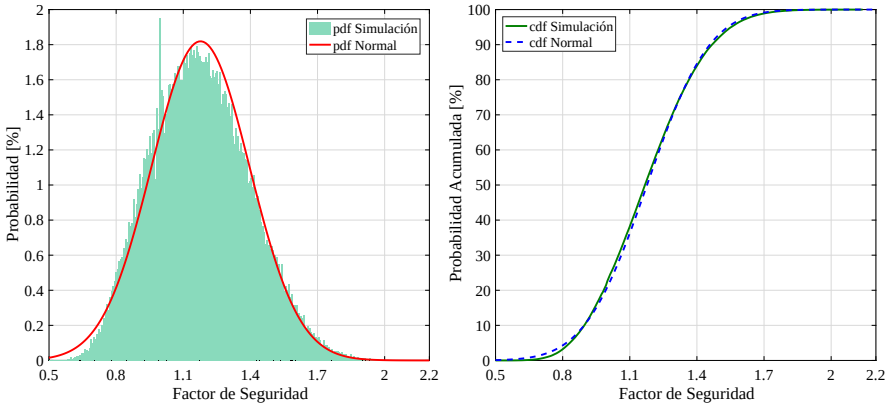
Figura C.38: Convergencia de la probabilidad



(a) H=10 m; β=45°

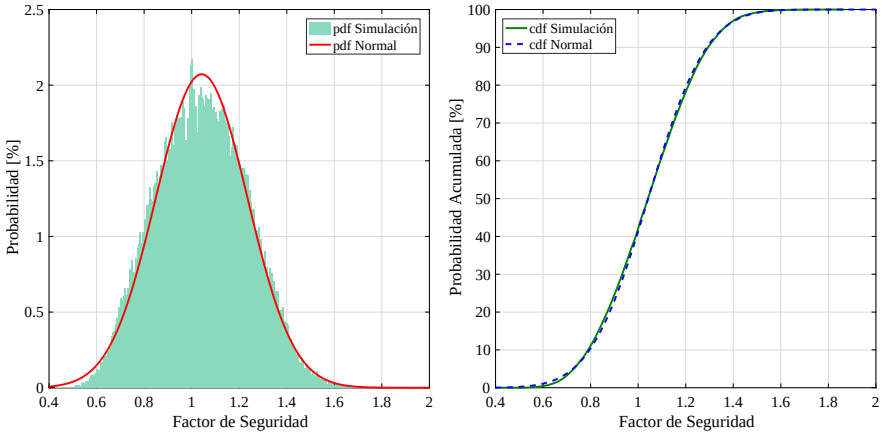


(b) H=10 m; β=50°

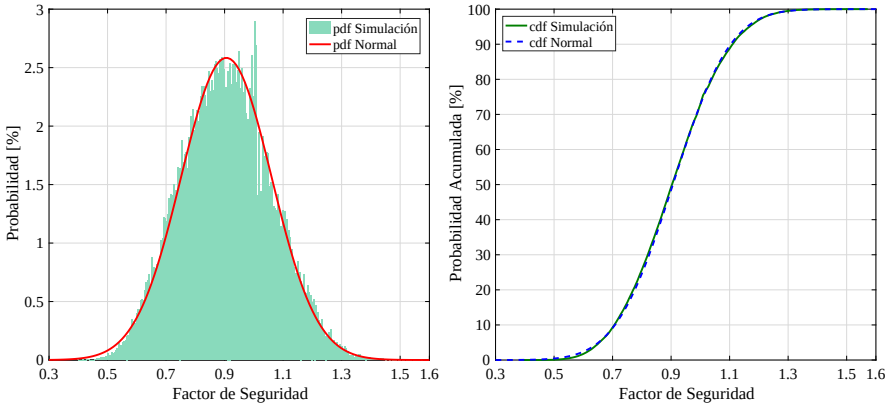


(c) H=10 m; β=55°

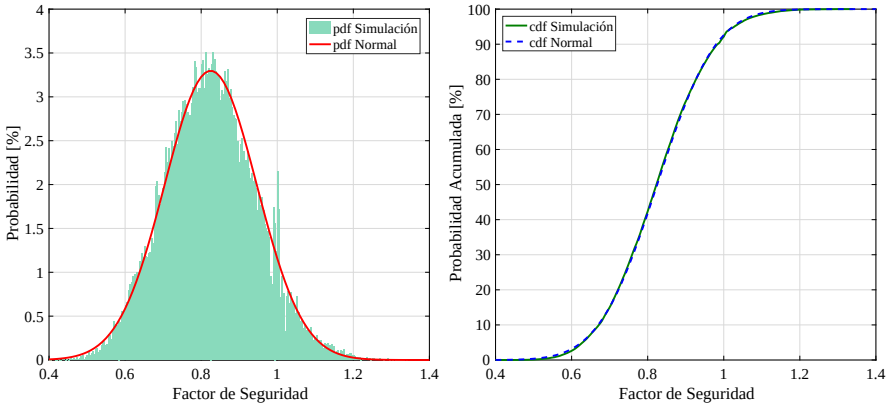
Figura C.39: Convergencia de la probabilidad



(a) H=10 m; β=60°

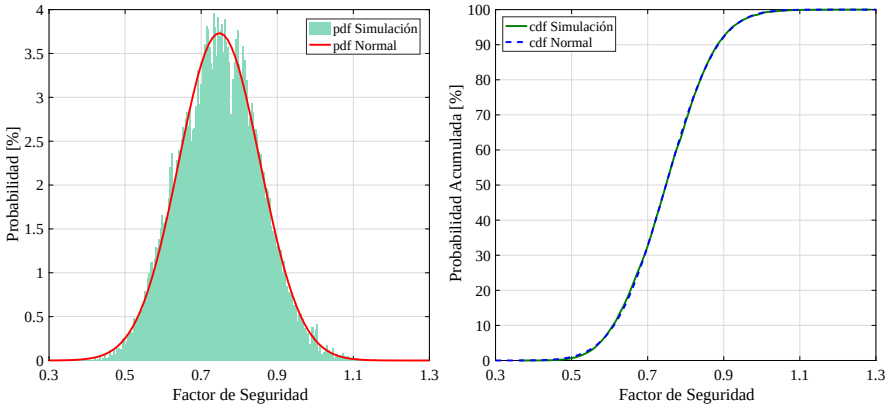


(b) H=10 m; β=65°

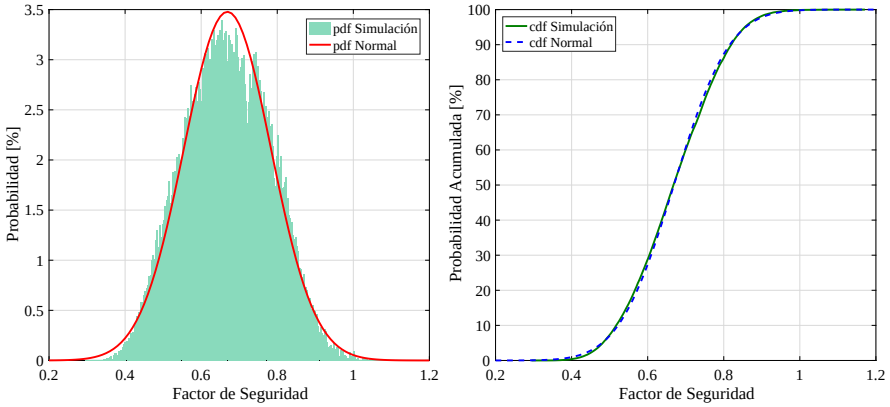


(c) H=10 m; β=70°

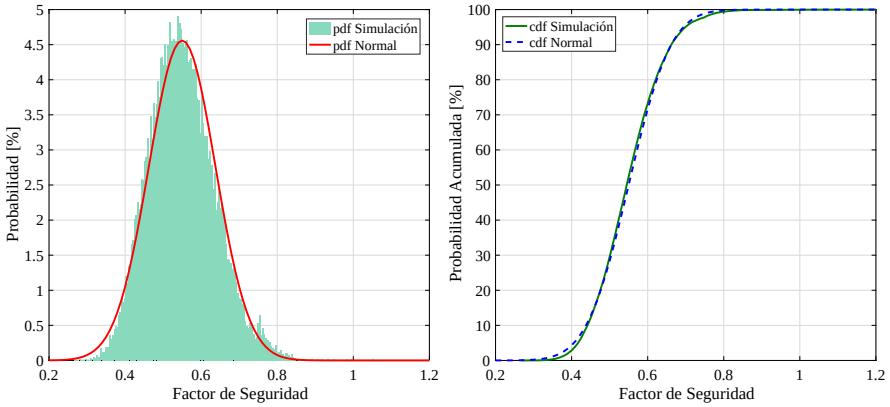
Figura C.40: Convergencia de la probabilidad



(a) H=10 m; β=75°



(b) H=10 m; β=80°



(c) H=10 m; β=85°

Figura C.41: Convergencia de la probabilidad