



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DEL ESTADO DE MÉXICO
FACULTAD DE ARQUITECTURA Y DISEÑO

**Confiabilidad de taludes de
suelo no saturado expuestos
a precipitaciones pluviales**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
DOCTOR EN DISEÑO

PRESENTA:
M. en I. JOSÉ SATURNINO PÉREZ FAJARDO

TUTOR ACADÉMICO:
DR. DAVID DE LEÓN ESCOBEDO



SEPTIEMBRE 2018

AGRADECIMIENTOS

En la parte personal a mi esposa, a mis papás, mis hermanos y en general a todos mis familiares por su apoyo incondicional para obtener este logro en mi vida, que sin su aliento y ayuda no hubiera sido posible, por eso siempre permanecen en mis pensamientos con un agradecimiento inmenso.

También a la institución que me formó, desde el bachillerato hasta el doctorado, por eso gracias infinitas a la Universidad Autónoma del Estado de México y al claustro de profesores que tuve la fortuna de que me compartieran su conocimiento y experiencia. En particular a la Facultad de Arquitectura y Diseño y a la Facultad de Ingeniería, en especial a mis tutores y profesores del Doctorado. Además agradezco el apoyo invaluable del CONACYT y a la Comisión Nacional del Agua delegación Estado de México por proporcionarme la información climatológica necesaria para realizar esta investigación.

RESUMEN

En el trabajo de investigación se diseña una metodología para la obtención de la probabilidad de falla y del índice de confiabilidad de taludes de suelo no saturado expuestos a precipitaciones pluviales, para explicar y predecir el comportamiento estructural del talud de mejor manera. La metodología se aplica a un talud hipotético localizado en la zona de influencia de la estación meteorológica del Valle de Toluca, el talud se somete a 1000 escenarios probables de lluvia, no obstante, que desde 500 simulaciones los resultados son consistentes.

Los cálculos de infiltración en el talud se realizan con la ayuda del software Seep con el método de elementos finitos basados en la ecuación de Richards y el análisis de estabilidad mediante el Slope con el método de Morgenstern-Price, usando los modelos de Terzagui (1936) y Vanapalli, et al. (1996) para calcular el esfuerzo cortante del suelo. El desarrollo probabilístico se realizó con simulaciones de Montecarlo, la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad estimados se compararon con la probabilidad de falla y el índice objetivo especificados U.S. Army Corps of Engineers (1997), para saber si el diseño del talud basado en confiabilidad es adecuado.

La hipótesis de trabajo expresa que los taludes diseñados con un factor de seguridad de 1.5 tienen un comportamiento inadecuado usando criterios de diseño por confiabilidad baja la acción de precipitaciones pluviales, al menos en el caso del talud hipotético se confirma. El comportamiento de cada talud depende del régimen de lluvia de la región en donde se ubique el talud; los taludes estudiados en las investigaciones mencionadas en la parte introductoria de la tesis, donde se presentan deslizamientos debido a las precipitaciones pluviales, fueron diseñados con factores de seguridad que toman en cuenta las incertidumbres posibles, sin embargo, han fallado cuando están expuestos a las lluvias.

Palabras Claves: Confiabilidad, Estabilidad de Taludes, Suelo no Saturado, Probabilidad de falla, Índice de Confiabilidad, Lluvia.

ABSTRACT

In the research work, a methodology is designed to obtain the probability of failure and the reliability index of unsaturated soil slopes exposed to rainfall, to better explain and predict the structural behavior of the slope. The methodology is applied to a hypothetical slope located in the area of influence of the Valle de Toluca meteorological station, the slope is subjected to 1000 probable rain scenarios, however, that from 500 simulations the results are consistent.

The slope infiltration calculations are carried out with the help of the Seep software with the finite element method based on the Richards equation and the Slope stability analysis with the Morgenstern-Price method, using the Terzagui models (1936) and Vanapalli, et al. (1996) to calculate the shear stress of the soil. The probabilistic development was performed with Monte Carlo simulations; the probability of failure and the estimated reliability index were compared with the probability of failure and the specified U.S. Army Corps of Engineers (1997), to know if the design of the slope based on reliability is adequate.

The working hypothesis expresses that the slopes designed with a safety factor of 1.5 have an inappropriate behavior using design criteria for reliability low rainfall action, at least in the case of hypothetical slope is confirmed. The behavior of each slope depends on the rainfall regime of the region where the slope is located; the slopes studied in the investigations mentioned in the introductory part of the thesis, where landslides occur due to rainfall, were designed with safety factors that take into account the possible uncertainties, however, have failed when exposed to rain.

Key Words: Reliability, Slope Stability, Unsaturated Soil, Probability of Failure, Reliability Index, Rain.

Contenido

Lista de Figuras	iii
Lista de Tablas	v
Introducción	1
i.1 Planteamiento del problema	1
i.2 Objetivos y alcances de los estudios realizados	24
i.3 Metodología de investigación y organización de los trabajos	25
i.4 Desarrollo de la tesis	26
1 Mecánica de suelos no saturados	29
Introducción	29
1.1 Generalidades de los suelos no saturados	30
1.2 Fases componentes de un suelo no saturado	32
1.3 Relaciones gravimétricas y volumétricas del suelo	34
1.4 Zonas de suelo saturado y no saturado	36
1.5 Succión en el suelo	37
1.6 Curva Característica suelo-agua (swcc)	39
1.7 Conductividad hidráulica (permeabilidad del suelo)	52
1.8 Infiltración	55
1.9 Esfuerzo Cortante	65
2 Confiabilidad Geotécnica	71
Introducción	71
2.1 Teoría de Confiabilidad aplicada a Geotecnia	72
2.2 Métodos de primer orden segundo momento (FOSM)	76
2.3 Estimación puntual	77
2.4 Hasofer-Lind (FORM)	78
2.5 Simulación con el método de Montecarlo	79
2.6 Superficie de Respuesta	82
2.7 Probabilidad de Falla e Índice de Confiabilidad	86

3	Métodos de estabilidad de taludes	93
	Introducción	93
	3.1 Generalidades	94
	3.2 Métodos para analizar taludes	95
	3.3 Comparación entre Métodos 2D vs 3D	101
	3.4 Teoría SLOPE/W GeoStudio 2012 (GLE)	102
4	Propuesta metodológica probabilística	117
	Introducción	117
	4.1 Propuesta Metodológica Probabilista	118
	4.2 Diseño del talud en condiciones iniciales	118
	4.3 Generación de escenarios de lluvia	122
	4.4 Análisis del talud (modelo infiltración-esfuerzo cortante) ante escenarios probables de lluvia	126
	4.5 Análisis de confiabilidad	133
5	Análisis y discusión de los resultados	20
	Introducción	25
	5.1 Condiciones de borde para el análisis de flujo transitorio	
	5.2 Nivel de agua freática y presiones de poro intersticiales iniciales	30
	5.3 Geometría del talud	35
	5.4 Análisis de flujo transitorio en el talud	42
	5.5 Análisis de estabilidad del talud	
	5.6 Confiabilidad en el talud	
	5.7 Condición última del talud (presiones de poro finales plausibles)	
	5.8 Relación con la hipótesis.	
	Conclusiones y trabajo futuro	147
	Conclusiones	147
	Trabajo futuro	148
	Referencias bibliográficas	151
	Anexos electrónicos	169

Lista de figuras

Figura	Título	Página
i.1	Talud de suelo expuesto a precipitaciones pluviales	3
i.2	Diagrama conceptual de la estructura de la tesis	27
1.1	Visión generalizada del estudio de la mecánica de suelos	30
1.2	Clasificación de los suelos no saturados por su origen	31
1.3	Principales problemas de los suelos no saturados	32
1.4	Elemento de suelo no saturado	33
1.5	Componentes principales de cada una de las fases del suelo no saturado	33
1.6	Modelo simplificado para suelos no saturados y simbología	34
1.7	Zonas de suelo saturado y no saturado	36
1.8	Medidas de la succión total, mátrica y osmótica en una arcilla compactada	39
1.9	Fenómeno de histéresis swcc	40
1.10	Gráfica representativa swcc en un proceso de desaturación	41
1.11	Gráficas representativas de los modelos propuestos por Gitiriana & Fredlund (2004)	46
1.12	Gráficas representativas de los modelos propuestos por Satyanaga, et al. (2013)	48
1.13	Clasificación del flujo de agua en un medio poroso	58
1.14	Elemento de volumen infinitesimal para el análisis del flujo dentro de un medio poroso	58
1.15	Envoltorio de falla de Mohr-Coulomb extendida para suelos no saturados	67
2.1	Diagrama de flujo para diseño basado en confiabilidad (RBD)	73
2.2	Gráfica del flujo para simulaciones de Montecarlo	80
2.3	Procedimiento para la obtención de los números aleatorios a través de una distribución.	81
2.4	Superficie de respuesta teórica	83
2.5	Secuencia natural de la RMS	85
2.6	La región de operabilidad y la región de experimentación	86
2.7	Relación entre índice de confiabilidad y la probabilidad de falla	87
2.8	Relación aproximada entre índices de confiabilidad objetivo y el periodo de referencia, aplicados al Eurocódigo 7 considerando $k=1$	91
3.1	Talud (Corte o relleno artificial)	94
3.2	Ladera (Origen natural)	94
3.3	Métodos de análisis de estabilidad de taludes en dos dimensiones	96
3.4	Fuerzas que actúan sobre una dovela con una superficie de deslizamiento circular	104

3.5	Fuerzas que actúan sobre una dovela con una superficie de deslizamiento compuesta	104
3.6	Fuerzas que actúan sobre una dovela con una superficie completamente especificada	105
3.7	Magnitud de m_α para varios α , ϕ y valores de F.	110
3.8	Ejemplo de funciones entre dovelas	112
3.9	Ejemplo con la función medio seno para las fuerzas entre dovelas	113
3.10	Fs y Fm para diferentes valores de lambda	115
4.1	Diagrama conceptual de la propuesta	118
4.2	Estratigrafía del talud idealizado y geometría propuesta	119
4.3	Perfil de presión de poro del suelo cerca de la superficie	120
4.4	Perfil de presiones de poro iniciales	121
4.5	Superficie crítica de falla y factor de seguridad inicial, con la geometría propuesta	122
4.6	Promedio de lluvias mensuales en el año	123
4.7	Distribución empírica acumulada	124
4.8	Curvas SWCC	127
4.9	Curvas de conductividad hidráulica	127
4.10	Resultados de SEEP para la primera simulación t=184 días	132
4.11	Evolución del factor de seguridad de la primera simulación para la superficie inicial crítica	132
4.12	Diagrama de flujo de la segunda y tercera fase	133
4.13	Probabilidad de falla en función del tiempo de la superficie inicial crítica	134
4.14	Índice de confiabilidad en función del tiempo de la superficie inicial crítica	135
5.1	Histograma de precipitaciones	138
5.2	Superficie crítica de deslizamiento inicial con presiones intersticiales hidrostáticas	139
5.3	Superficie crítica de deslizamiento inicial con presiones intersticiales de flujo estacionario	139
5.4	Factores de seguridad de la primera simulación correspondientes a la superficie crítica inicial	140
5.5	Zona de falla	141
5.6	Valor promedio de los factores de seguridad	142
5.7	Desviación estándar de los factores de seguridad	142
5.8	Coeficientes de variación de los factores de seguridad	143
5.9	Probabilidad de falla de diferentes tipos de distribuciones	143
5.10	Índice de confiabilidad de diferentes tipos de distribuciones	144
5.11	Factores de seguridad de la primera simulación del talud	145
5.12	Evolución de los factores de seguridad extendiendo el escenario de la primera simulación a 365 días	145
5.13	Evolución de los factores de seguridad iniciando con el talud completamente saturado	146

Lista de tablas

Tabla	Título	Página
1.1	Terminología usada comúnmente para describir el grado de saturación en el campo y el laboratorio	37
1.2	Modelos de ajuste de swcc	43
1.3	Modelos para estimar la conductividad hidráulica	53
2.1	Número de cálculos requeridos para los métodos de confiabilidad con n variables aleatorias	75
2.2	Índices de confiabilidad y probabilidades de falla objetivo U.S. Army Corps of Engineers (1997)	88
2.3	Índices de confiabilidad y probabilidades de falla del Eurocódigo 7	88
2.4	Resumen de índices de confiabilidad objetivo β_t en varios códigos geotécnicos RBD	89
2.5	Probabilidades teóricas máximas e índices equivalentes de confiabilidad	89
3.1	Características de los métodos comunes de análisis de estabilidad de taludes en 2D	97
3.2	Características de los métodos comunes de análisis de estabilidad de taludes en 3D	100
3.3	Resumen de cantidades conocidas para resolver un factor de seguridad	106
3.4	Resumen de cantidades desconocidas en la solución de un factor de seguridad	106
3.5	Condiciones de equilibrio estático satisfechas por varios métodos de equilibrio límite	114
3.6	Supuestos utilizados en varios métodos de equilibrio límite	114
4.1	Propiedades mecánicas de los estratos de suelo	119
4.2	Propiedades hidráulicas y parámetros para las expresiones propuestas por Van Genuchten	121
4.3	Tabla de frecuencias de los datos agrupados	123
4.4	Tabla para la distribución empírica de probabilidad acumulada	124
4.5	Escenarios de lluvias para la primera simulación	125
4.6	Índices de confiabilidad y probabilidades de falla objetivo	134

INTRODUCCIÓN



i.1 Planteamiento del problema.

Año con año, las pérdidas humanas y materiales ocasionadas por los fenómenos naturales representan un alto costo social y económico para el país. Los deslizamientos de tierra constituyen una gran amenaza para las vidas y los bienes a escala mundial (Steluti Marques & Azoia Lukiantchuki, 2017; Casini, et al., 2016; Josifovski & Lenart, 2016; Rahardjo, et al., 2016; Liu & Li, 2015; Alimohammadlou, et al., 2014; Regmi, et al., 2014; Zhang, et al., 2014; Nefeslioglu & Gokceoglu, 2011; Tarolli, et al., 2011; Rahimi, et al., 2010; Fredlund, 2007). En México los deslizamientos más importantes ocurridos en los últimos años, son el de Teziutlán en 1999 y en la comunidad de Eloxochitlán en 2006, en el estado de Puebla; el deslizamiento de Juan de Grijalva, Chiapas, ocurrido el 4 de noviembre de 2007, que obstruyó el flujo del río Grijalva y, el más reciente en septiembre de 2013, el deslizamiento de la Pintada, municipio de Atoyac de Álvarez, Guerrero, en el que perecieron 71 personas (PNPC2013, 2014).

Los problemas de inestabilidad de la taludes se pueden subdividir en dos grandes categorías, problemas asociados con la falla de taludes naturales (laderas) y fallas asociadas con taludes creados por el hombre (es decir, cortes o terraplenes) (Fredlund, 2007). En particular los deslizamientos de tierra producidos por lluvia se dan principalmente en las regiones tropicales y subtropicales, y son resultado de un cambio en las condiciones

de agua subterránea, especialmente en la zona no saturada (Kristo, et al., 2017; Satyanaga, 2015; Yunusa, et al., 2014; Kassim, et al., 2012; Rahimi, et al., 2011; Cho, 2009; Lee, et al., 2009; L'Heureux, 2005).

Sinnúmero de taludes que permanecen estables durante muchos años presentan deslizamientos durante la época de lluvias (Tan, et al., 2013), la infiltración de agua consecuente de las precipitaciones pluviales es el principal factor desencadenante de la falla de los taludes en suelos no saturados (Sahis & Biswas, 2017; Batali & Andreea, 2016; Pedone, et al., 2016; Rahardjo, et al., 2016; Satyanaga, 2015; Guan, et al., 2014; Yunusa, et al., 2014; Rahardjo, et al., 2012; Zhang, et al., 2011; Cho, 2009; Lee, et al., 2009; Rahardjo, et al., 2007), este tipo de fallas no son debidas únicamente al aumento del nivel freático, sino también al avance de un frente de humedecimiento y la reducción de la resistencia al cortante adicional proporcionada por la succión mátrica (presión negativa de poro de agua con la presión del aire igual a cero) en los suelos no saturados (Batali & Andreea, 2016; Casini, et al., 2016; Mahmood, et al., 2016; Liu & Li, 2015; Satyanaga, 2015; Rahardjo, et al., 2012; Zhang, et al., 2011; Lee, et al., 2009; El Shamy, 2007; Fredlund & Rahardjo, 1993).

En general, se reconoce que los deslizamientos de tierra inducidos por la lluvia son causados por cambios en las presiones del agua intersticial y las fuerzas de filtración (Chen & Zhang, 2014; Regmi, et al., 2014; Pietruszczak & Haghghat, 2013; Zhang, et al., 2011; Fredlund, 2007). La variación de la succión es afectada por las características geométricas y litológicas del talud, mecánicas e hidráulicas del suelo y el patrón lluvia-infiltración- evaporación-transpiración del sitio (Mahmood, et al., 2016; Liu & Li, 2015; Satyanaga, 2015; Yunusa, et al., 2014; Rahardjo, et al., 2012; Zhang, et al., 2011). En la figura i.1 se muestra una imagen de un talud expuesto a precipitaciones pluviales, en la mayoría de los casos el análisis de la estabilidad del talud durante un evento de lluvia se realiza utilizando los métodos de equilibrio límite, y considerando solo los cambios en el flujo de fase líquida (insaturado-saturado). Los cambios en el flujo de fase gaseosa generalmente se ignoran debido a las dificultades para obtener la magnitud de la presión de poro del aire y por lo mismo se considera igual a cero (Sun, et al., 2016; Sun, et al., 2015).

A medida que el agua se infiltra, la presión del agua intersticial en el talud disminuye y la resistencia al corte adicional debido a la succión mátrica disminuirá o incluso desaparecerá, haciendo que el talud sea más susceptible a fallar (Sun, et al., 2016; Satyanaga, 2015; Sun, et al., 2015; Rahardjo, et al., 2012). Consecuentemente, al modelar el análisis de estabilidad del talud es indispensable considerar el efecto de succión para obtener resultados realistas, el enfoque mecánico del suelo saturado tradicional no puede resolver el problema (Batali & Andreea, 2016; Satyanaga, 2015). En ese contexto, la zona no saturada es una interfaz dinámica del talud con el entorno y, como resultado, el factor de seguridad del talud se ve afectado por los cambios climáticos (Tsiampousi, et al., 2016; Rahardjo, et al., 2012).

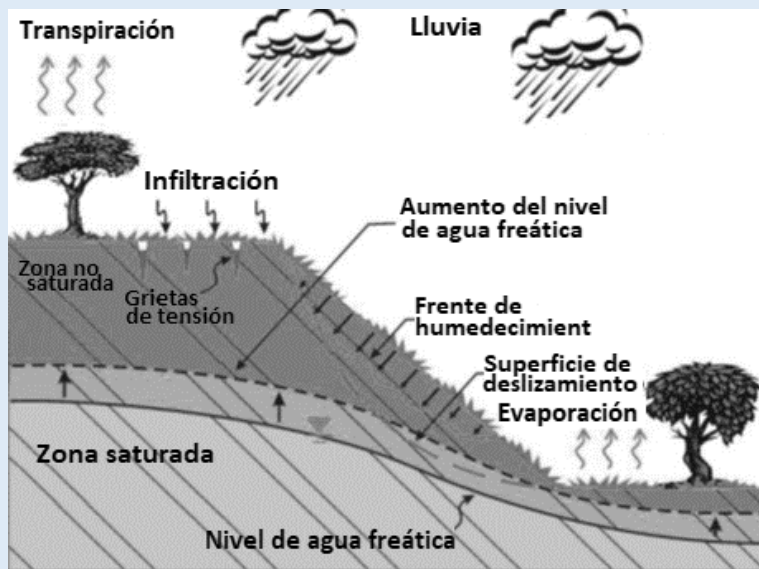


Figura i.1 Talud de suelo expuesto a precipitaciones pluviales (Satyanaga, 2015; Rahardjo, et al., 2012; Rahardjo, et al., 2010).

No obstante, el análisis geotécnico se ha limitado tradicionalmente a enfoques simplistas, donde se prescriben perfiles de presión de agua intersticial de invierno y verano (Tsiampousi, et al., 2016), o aún más, debido a la escasa información de todos los parámetros insaturados del suelo, en la gran mayoría de los casos, los diseñadores prefieren realizar el análisis solo en condiciones saturadas para obtener el valor mínimo posible del factor de seguridad global (Batali & Andreea, 2016). Por consiguiente, solo se puede lograr un perfil de saturación confiable si se considera para el análisis una condición de límite de superficie (o borde) precisa (Gofar, et al., 2006). La zona no saturada sobre el nivel freático determina las propiedades insaturadas del suelo y da como resultado condiciones de flujo saturado / insaturado de estado inestable que producen variaciones en las presiones de agua intersticial y cortante del suelo durante los períodos secos y lluviosos (Satyanaga, 2015; Fredlund, et al., 2012; Fredlund & Rahardjo, 1993).

La infiltración en el suelo es afectada por factores intrínsecos y extrínsecos, entre los factores intrínsecos que afectan la infiltración se encuentran la función de conductividad hidráulica, las características de retención de agua y la función térmica del suelo (Rahimi, et al., 2010). El suelo con baja conductividad hidráulica tiende a una saturación total cerca de la superficie del suelo y permite que se infiltre menos agua en el suelo. A pesar de que se infiltre menos agua en el suelo con baja conductividad hidráulica, se observa una mayor reducción en la succión mátrica en comparación con el suelo con alta conductividad hidráulica. Por lo tanto, además de la conductividad hidráulica, otras propiedades hidráulicas del suelo como la curva característica del agua del suelo (swcc) deben tenerse en cuenta en el análisis de infiltración de lluvia (Rahimi, et al., 2010; Gofar, et al., 2006).

Los factores extrínsecos se refieren principalmente a las condiciones climáticas, como la intensidad y duración de la lluvia, el patrón de precipitación, la temperatura ambiente, la humedad relativa, la velocidad del viento y la vegetación (Pedone, et al., 2016; Cho, 2014; Guan, et al., 2014; Rahardjo, et al., 2012; Gofar, et al., 2006). El análisis de estabilidad de taludes de suelo insaturado requiere un análisis extenso y detallado de infiltraciones transitorias saturadas-insaturadas, porque las fallas de los taludes en condiciones no saturadas están estrechamente relacionadas con la infiltración de lluvia (Tan, et al., 2013). La complejidad de analizar el flujo de agua en suelos insaturados proviene del hecho que las propiedades hidráulicas del suelo con respecto a la succión matricial son altamente no lineales y que los cambios rápidos en la presión del agua intersticial tienen un efecto significativo en las propiedades del suelo. En este sentido, el método de elementos finitos es uno de los más usados para el análisis del problema de infiltración (El Shamy, 2007).

Entre las dificultades principales para la evaluación de los taludes bajo precipitaciones pluviales está determinar las condiciones iniciales, el nivel de agua freática y las presiones de poro; otra dificultad es establecer las condiciones de contorno (límite o de borde), como el patrón de lluvia que se va utilizar, muchos análisis de filtración se realizan comúnmente utilizando las curvas intensidad-duración-frecuencia para determinar la lluvia crítica, otros consideran los efectos de la lluvia de uno a 120 días previos a la tormenta de diseño (Rahimi, et al., 2011); últimamente también toman en cuenta el aumento en la intensidad de la lluvia provocado por el cambio climático. La importancia de la geometría del talud, el nivel de agua freática y las presiones de poro iniciales, radica en que determinan el factor de seguridad inicial (Zhang, et al., 2011; Rahardjo, et al., 2007).

Con el objetivo de valorar la importancia de la lluvia precedente a la tormenta de diseño, Rahimi, et al. (2011), realizaron un estudio paramétrico para determinar el efecto del patrón de lluvia previa sobre la estabilidad de los taludes, analizaron los datos reales de lluvia de varias partes de Singapur e identificaron tres patrones de precipitación repetibles. Los patrones de lluvia identificados se aplicaron luego a dos tipos de suelos diferentes representativos de suelos residuales de alta y baja conductividad hidráulica de Singapur, los patrones de lluvia se dividieron en 15 intervalos de 8 horas sumando una lluvia acumulada de 450 mm y la lluvia de diseño tuvo una intensidad de 22.5 mm/h con una duración de 8 horas. Ellos concluyeron que el suelo de baja conductividad es más susceptible a la lluvia antecedente que el de alta conductividad, aunque ambos se ven afectados por la lluvia precedente.

Debido a las interacciones complejas en la atmósfera y la alta variabilidad de los eventos de lluvia natural, es difícil predecir con precisión las características de las precipitaciones en el futuro. Una de las consecuencias del cambio climático son las variaciones en los patrones de lluvia, que afectan la condición del límite del flujo a través de la superficie del suelo. Se han desarrollado varios métodos para realizar análisis estadísticos para

mejorar la confiabilidad de la predicción de las características de la lluvia en el futuro, encontrando que las precipitaciones mensuales podrían describirse con éxito utilizando las distribuciones Gamma y Poisson, las precipitaciones anuales pueden ajustarse a las distribuciones Gamma y Log-normal y los máximos diarios de precipitación se analizan mejor usando la distribución Gumbel, mientras que el número anual de días lluviosos se puede modelar utilizando las distribuciones exponencial y Weibull (Kristo, et al., 2017).

El calentamiento global acompañado de días más lluviosos con precipitaciones más altas en una escala de tiempo más corta es una gran preocupación en todo el mundo (Rahardjo, et al., 2012), entre las investigaciones que toman en cuenta el cambio climático está la de Rahardjo, et al., 2016, donde fueron analizados los datos históricos de lluvia en Singapur para comprender las características de las precipitaciones, se usó la función de distribución de Gumbel para estimar las características futuras de la lluvia y desarrollar una nueva curva de intensidad-duración-frecuencia (IDF) para el diseño de lluvia en Singapur con seis duraciones diferentes. (10, 20, 30 min y 1, 2 y 24 h) y seis períodos de frecuencia (2, 5, 10, 25, 50 y 100 años). Las nuevas curvas IDF se utilizaron en los análisis de filtración y estabilidad, para determinar la variación del factor de seguridad de los taludes con suelo residual bajo diferentes intensidades de lluvia en Singapur. Tomaron en cuenta el aumento de las intensidades en su análisis y los resultados numéricos indicaron que la intensidad de la lluvia de las nuevas curvas IDF generan un menor factor de seguridad en comparación con las intensidades de lluvia de la curva IDF original de Singapur.

En ese mismo sentido, Kristo, et al. (2017), investigaron las variaciones en la intensidad de lluvia y los efectos sobre la estabilidad de los taludes en Singapur. Se analizan los datos de dos estaciones meteorológicas para el período de 1985-2009 mediante una regresión numérica, de siete duraciones (5, 10, 20, 30, 60, 120, 180, 240, 300, 360 minutos) con el fin de estimar las intensidades de lluvia para el año 2050 y 2100; en ambas estaciones en general se observó una tendencia creciente. Concluyeron que disminuye significativa el factor de seguridad de 2003 a 2050 debido al aumento de la intensidad de lluvia inherente. La estabilidad del talud se analizó en un lapso de 20 horas dividido en 40 intervalos de tiempo, las primeras 10 horas se aplicó lluvia 8 mm/h (año de 2003), 31 mm/h (año de 2050) y 57 mm/h (año de 2100).

Con el objeto de identificar los avances concernientes a la evaluación de estabilidad de taludes, se revisaron las publicaciones especializadas de los últimos años relacionadas con el tópico, entre los trabajos analizados se encuentran los siguientes:

Gofar & Rahardjo (2017), presentaron los resultados del análisis de taludes de suelos residuales típicos de Singapur (suelo arenoso y arcilloso), sometidos a la infiltración de lluvia correspondiente a un período de retorno

de 50 años (22 mm/h por 8h) con dos ángulos del talud 45° y 70° . Llevaron a cabo dos análisis de estabilidad convencionales, uno para el nivel de agua subterránea original y otro para el crítico comúnmente considerado por el ingeniero en Singapur, para compararlos con análisis de suelo no saturado. Los análisis de estabilidad de taludes en condiciones no saturadas, se realizaron durante y después de la infiltración de lluvia, abarcando un periodo de 96 h. Los resultados muestran que la condición crítica para los taludes de suelo arenoso fue al final de la lluvia, mientras que para el material arcilloso fue después de que cesó la lluvia. El análisis de estabilidad insaturada en suelos arenosos proporciona un mayor factor de seguridad porque el suelo nunca alcanzó la saturación, mientras que en suelos arcillosos el análisis de estabilidad insaturado podría predecir condiciones más críticas de falla retardada de taludes de suelo arcilloso. Para los casos de falla retardada en los taludes de suelo arcilloso, el análisis de estabilidad insaturada podría ser más crítico en comparación con el análisis convencional considerando que el nivel de agua subterránea aumenta aproximadamente 1 m desde la posición original (práctica actual en Singapur).

Jeong, et al. (2017), investigaron los deslizamientos de tierra inducidos por la lluvia en taludes de suelo parcialmente saturado utilizando los deslizamientos de tierra en el monte Umyeonsan del 27 de julio de 2011 en el centro de Seúl, Corea. La intensidad de la lluvia de este evento fue de 19.2 mm/h y la lluvia acumulada de 24 h fue de 425.5 mm, la mayor intensidad y mayor duración de la lluvia no solo en la región de Umyeonsan sino también en la mayoría de las regiones en Corea. La precipitación promedio anual oscila entre 1100 y 1500 mm, con 70% de la lluvia promedio que cae en la temporada de verano. El período de retorno de las intensidades de lluvia de esta tormenta para diferentes duraciones se determinó aplicando la distribución de Gumbel a los registros históricos, los datos de lluvia registrados en la estación Seocho se usaron como condiciones de límite de flujo en la superficie del talud. La duración total de la lluvia del 22 de junio al 27 de julio de 2011 fue de 850 h (35.4 días) y se dividió en varias etapas para simular un evento de lluvia realista. Además, se adoptó una condición de límite de no estancamiento para evitar la acumulación excesiva de lluvia en la superficie de la ladera.

Sahis & Biswas (2017), desarrollaron un esquema computacional para el análisis de confiabilidad de dos taludes naturales insaturados después de la infiltración de lluvia, considerando los parámetros del sistema incierto como variables aleatorias. El análisis se realizó con el método de equilibrio límite de talud infinito, modificado para tener en cuenta la resistencia al corte para un suelo parcialmente saturado; y la infiltración en función del tiempo se estudió mediante el modelo Green-Ampt. Para la parte de confiabilidad se usó el método de análisis de valor medio de primer orden de segundo momento (MVFOSM), que trata los parámetros geotécnicos básicos como variables aleatorias, se supone que las variables aleatorias están distribuidas normalmente y no están correlacionadas. Se simuló el comportamiento del talud con un solo escenario de lluvia durante 30 horas y se

calculó el índice de confiabilidad asumiendo una distribución normal para los factores de seguridad resultantes, con tres ángulos de inclinación (30°, 40° y 45°).

Steluti Marques & Azoia Lukiantchuki (2017), presentaron el análisis de la estabilidad de un talud de carretera, situado en Guarulhos, São Paulo, Brasil, los parámetros de resistencia al corte y el perfil estratigráfico del suelo se obtuvieron con base en los resultados de ensayos de penetración estándar (SPT). El factor de seguridad inicial era inferior al valor mínimo recomendado por las normas técnicas brasileñas, pero sin indicar la ruptura inminente. Se usaron como condiciones de contorno en la superficie externa del talud en el análisis de flujo transitorio, las lluvias diarias acumuladas para los meses de octubre de 2011 a febrero de 2012, correspondientes a 150 días, registradas en la estación meteorológica N° 83075 en Guarulhos, São Paulo, Brasil, además el nivel de agua freática determinado mediante las pruebas SPT en el 2011 se tomó como condición inicial. Los resultados mostraron que los valores de presión de poro aumentan con el tiempo, con un incremento de aproximadamente 20 kPa en cada punto. Sin embargo, este valor tiene el aumento más significativo los primeros diez días de infiltración.

También realizaron un análisis de confiabilidad basado en la incertidumbre relacionada con los parámetros de resistencia al corte del suelo (cohesión y fricción), obtenidos de la prueba SPT y utilizando los coeficientes de variación de 7.5% y 40% para el ángulo efectivo de fricción y la cohesión, respectivamente. La probabilidad de falla se determinó con el método de Monte Carlo mediante una función de distribución normal, a pesar de que el factor de seguridad inicial del talud es superior a uno, tiene un comportamiento probabilístico insatisfactorio, dado lo anterior, el factor de seguridad y la probabilidad de falla deberían analizarse juntos.

Pedone, et al. (2016), presentaron el estudio de caso Pisciola para representar los procesos de deslizamiento profundo y lento que se observan con frecuencia en los taludes de arcilla ubicadas a lo largo de los Apeninos del Sur (Italia). Demostraron través de un análisis hidromecánico de elementos finitos la conexión entre la formación de cuerpos de deslizamiento y la interacción talud-atmósfera. Este análisis se realizó utilizando un modelo constitutivo que es capaz de simular el comportamiento del suelo tanto saturado como insaturado, así como una condición límite capaz de simular los efectos de la interacción suelo-vegetación-atmósfera. Las precipitaciones netas de septiembre 2006 a agosto de 2007 (12 meses) se aplicaron en el límite superior del talud, utilizando una condición de frontera hidráulica doble, que es capaz de cambiar automáticamente de un flujo establecido a una condición de límite de presión de agua de poro prescrita. Esta condición de frontera permite contabilizar la escorrentía, ya que la infiltración de lluvia se detiene cuando las presiones de poro en los nodos fronterizos se aproximan a cero.

Mahmood, et al. (2016), evaluaron la estabilidad de los taludes en términos de confiabilidad, realizaron 20 000 simulaciones de Monte Carlo variando las propiedades espaciales y con un único escenario de lluvia de 72 horas en seis intervalos de 12 horas (tres días) con una intensidad de lluvia de 21.6 mm/h. Considerando cinco tipos de suelo que varían de suelo arenoso a suelo arcilloso. Los resultados numéricos de la profundidad del frente de humectación, la succión matricial y los resultados de estabilidad en términos del índice de confiabilidad para una sola intensidad de lluvia, muestran que la succión matricial se ve afectada de manera diferente para cada uno de los tipos de suelo.

Josifovski & Lenart (2016), analizaron dos casos de inestabilidad de deslizamientos sometidos a perturbaciones climáticas, en la región del sudeste de Europa; el talud en corte Stanjevci cerca de la línea ferroviaria en el noreste de Eslovenia; y el Ramina un deslizamiento de tierra natural en el área urbana cerca de la ciudad de Veles en Macedonia central, consideraron un solo estrato de suelo; ambos sujetos a lluvia corta duración y gran intensidad. Usaron el modelo hidráulico de Van Genuchten (Van Genuchten, 1980) en combinación con modelos de material elastoplástico. En el caso Ramina, se supone que la lluvia es constante de 10 mm/h en la superficie libre más un m³/h adicional en el límite de entrada de la izquierda. Del mismo modo, en el caso Stajncevci la precipitación es de 15 mm/h. Ambos escenarios simulados se ejecutan durante un período de tiempo de 12 h, no se consideró la interacción entre la atmósfera-vegetación ni los efectos de la temperatura, solo el escenario de lluvia para verificar que el comportamiento de los taludes está controlado por sus condiciones hidromecánicas y por la interacción suelo-atmósfera.

Casini, et al. (2016), realizaron un experimento de campo en otoño de 2008 y en la primavera de 2009, en una ladera boscosa situada en las orillas orientadas al este del río Rin, en Ruedlingen, al norte de Suiza, el objetivo fue estudiar los mecanismos desencadenantes de los deslizamientos de tierra inducidos por la lluvia. La diferencia en la determinación de las curvas de retención de agua (SWCC) a diferentes escalas se analizaron en este trabajo para el suelo de Ruedlingen junto con sus efectos sobre el comportamiento mecánico a múltiples escalas. Se llevó a cabo el experimento con el fin de reproducir los efectos de un fuerte aguacero de mayo de 2002, en el que cayeron 100 mm de lluvia en 40 minutos causando 42 derrumbes superficiales. La ladera fue sometida a precipitaciones extremas por medios artificiales en octubre de 2008 durante un período de 4 días, con una intensidad de lluvia de 15 mm/h durante los primeros 2 días y una intensidad de 30 mm/h para el resto. Los aspersores se distribuyeron a un espaciamiento constante a lo largo de la línea central del talud.

Algunos movimientos de superficie se detectaron durante este evento extremo, aunque no se produjo la falla. Posteriormente, se implementó una serie de medidas, como la reubicación de la distribución de los aspersores para proporcionar más lluvia a la parte superior del talud, de modo que se desencadenó un mecanismo de falla

en marzo de 2009. La ubicación de la falla está fuertemente influenciada por las variaciones espaciales y temporales en la filtración inducida por la presión del agua intersticial. La profundidad de la falla se pronosticó con un simple análisis de límite de equilibrio que da cuenta de un mecanismo de falla en forma de caja y resistencia adicional al corte debido a la succión, la predicción coincidió con la profundidad de falla observada in situ.

Batali & Andreea (2016), analizaron un talud de suelo no saturado en dos condiciones, la primera sin drenaje y la segunda con drenaje para mejorar la estabilidad del suelo. Además realizaron una breve revisión de los métodos relacionados con el análisis de esfuerzos insaturados aplicado para el análisis de estabilidad de taludes, como el ϕ^b no saturado, Fredlund, Vanapalli, Khalili y el modelo Vilar insaturado, los métodos estudiados se aplicaron a un estudio de caso de deslizamiento de tierra ubicado en Cluj-Napoca, Rumania. Para la estabilización de taludes, propusieron e instalaron un sistema de drenaje de sifón, e iniciaron un programa experimental que está en curso en el sitio, para monitorear la succión mediante el uso de tensiómetros de chorro y pruebas de laboratorio. El drenaje ha demostrado ser eficaz y llevó al talud a un dominio de seguridad marginal, concluyeron que no se podría modelar correctamente la situación real únicamente con la consideración de la reducción del nivel freático.

Liu & Li (2015), desarrollaron un modelo acoplado de infiltración y estabilidad de taludes, donde usan una combinación de curvas spline y algoritmos genéticos para ubicar la superficie crítica de deslizamiento para los cálculos de estabilidad de taludes. Además de una nueva solución analítica de la ecuación linealizada de Boussinesq para el flujo de agua subterránea unidimensional en un acuífero no confinado. El modelo lo aplicaron a un deslizamiento de tierra real localizado en el embalse de la presa "Tres gargantas" simulando los cambios del campo de filtración causados por la lluvia y la fluctuación del nivel del agua, usando los doce meses de lluvia del año 1998 para ver como variaba el nivel de agua del embalse.

Guan, et al. (2014), presentaron un marco de análisis integrado para la predicción de la escorrentía superficial, la infiltración, la presión del agua intersticial y las tensiones geomecánicas, usaron directamente el hietograma de lluvia como un parámetro de entrada en el modelo numérico. Lo aplicaron a un ejemplo simplificado basado en un talud instrumentado a escala completa en Hong Kong. La estratigrafía, las propiedades del suelo y las condiciones de contorno se tomaron de los datos obtenidos de una investigación del sitio y se analizaron un rango de condiciones de lluvia para evaluar la validez de algunas de las suposiciones comúnmente hechas en el enfoque de análisis convencional. A partir del nivel de aguas freáticas inicial se usó una precipitación de 2.0×10^{-8} m/s en un flujo estacionario para generar un estado relativamente seco y así calcular las presiones de poro iniciales, debido a que la simulación transitoria para calcular las condiciones iniciales requiere un tiempo

muy largo para obtener un estado estable dinámico. Posteriormente aplicaron dos eventos de lluvia diferentes por separado, las intensidades de lluvia fueron 50 mm/h y 10 mm/h, respectivamente, ambos eventos duraron 4 horas.

Alimohammadlou, et al. (2014), propusieron un enfoque novedoso utilizando una red neuronal artificial y métodos de agrupamiento difusos para la estimación de frecuencia de deslizamientos en la provincia de Azerbaiyán en el noroeste de Irán. Los resultados de esta investigación revelaron que la probabilidad de falla aumentará en los próximos períodos de precipitación y posiblemente la tasa de saturación será alta en agosto y septiembre de 2017 y 2018, lo que provocará deslizamientos de tierra. Este método solo usa la precipitación intensa como el factor desencadenante para estimar y analizar el siguiente deslizamiento de tierra potencial. La información derivada de este método establecerá una ventana de tiempo para fallas futuras, donde los otros factores de estabilidad de taludes pueden ser evaluados y luego utilizados para establecer redes más precisas y confiables para futuras investigaciones.

Babu, et al. (2014), investigaron la importancia de considerar la variación espacial de las propiedades geotécnicas de los vertederos de residuos sólidos (MSW) en la evaluación probabilística de la estabilidad de los taludes. La simulación de Monte Carlo (MCS), combinada con el análisis numérico, se utilizaron para el análisis de confiabilidad de los taludes del vertedero. Los resultados del análisis indican que el factor de seguridad evaluado con propiedades geotécnicas espacialmente variadas es menor que los valores correspondientes evaluados para propiedades geotécnicas uniformemente constantes. Por lo tanto, es fundamental incorporar las variaciones espaciales en las propiedades geotécnicas de los MSW a fin de evaluar la seguridad de los taludes del relleno sanitario de manera realista.

Bai, et al. (2014), presentaron un nuevo método para analizar la estabilidad del talud considerando la variabilidad espacial de las propiedades del suelo desde el punto de vista probabilístico, aplicaron una descomposición ortogonal a la matriz de covarianza espacial de la resistencia del suelo mediante la expansión de Karhunen-Loève. Luego, utilizaron el muestreo de hipercubo latino (LHS) y el método de descomposición para optimizar los campos aleatorios espaciales generados. En el método propuesto, se usó el método Morgenstern-Price para calcular el factor de seguridad para cada superficie de deslizamiento preestablecida y la técnica de optimización se adopta para buscar la superficie de deslizamiento crítica global. Las muestras generadas se examinan para que sean racionales, ya que son lo suficientemente buenas para coincidir con la función objetivo. Los resultados exponen que las muestras pueden reducir el número de simulación en gran medida en comparación con el método de Monte Carlo.

Chen & Zhang (2014), propusieron un modelo de celda distribuida basada en la física para predecir las fallas de poca profundidad en laderas en suelos de dos estratos inducidas con condiciones de lluvia realista. El modelo consta de cuatro componentes; un modelo de terreno digital, un modelo de distribución de precipitaciones espaciales, un modelo de análisis de infiltración y un modelo de evaluación de estabilidad y confiabilidad de taludes. El terreno digital primero se discretiza en una malla de numerosas celdas, con las propiedades de los suelos en cada celda asignada. Entonces se adopta el kriging universal para interpolar la distribución espacial de la lluvia. Posteriormente, el modelo de análisis de infiltración se utiliza para analizar el proceso de infiltración en suelos de dos capas bajo condiciones de lluvia realistas.

Finalmente, se adopta el modelo de evaluación de confiabilidad y estabilidad de taludes para evaluar los taludes regionales. El modelo de celda distribuida se aplicó para evaluar la respuesta espacial y temporal de un área de 164.5 km² a las precipitaciones cerca del epicentro de la zona del terremoto de Wenchuan de 2008, China. La comparación entre las fallas de talud pronosticadas y observadas desencadenadas por la tormenta del 13 de agosto de 2010 mostró que este modelo es capaz de predecir razonablemente bien la ubicación de las fallas de los taludes inducidas por la lluvia. El modelo está diseñado para usarse como un módulo en un sistema de advertencia en tiempo real para fallas de taludes inducidas por la lluvia.

Zhang, et al. (2014b), mostraron que en la ecuación diferencial parcial gobernante para el flujo de agua en suelos insaturados, las propiedades hidráulicas del suelo no saturado, así como la función de conductividad hidráulica y la curva característica suelo-agua (swcc), juegan un papel importante en la filtración de agua en suelos insaturados.

Zhang, et al. (2014), presentaron un método probabilístico eficiente para predecir fallas de taludes inducidas por la lluvia, basado en la simulación de Monte Carlo, calcularon la probabilidad de falla del talud en función del tiempo de infiltración de la lluvia, además evaluaron la confiabilidad de las curvas de intensidad-duración, mostrando que la precipitación descendente es más dañina que la precipitación uniforme y la ascendente, para la misma precipitación previa acumulada. Para el talud estudiado analíticamente, la conductividad hidráulica saturada, la cohesión y ángulo de fricción del suelo contribuyen más a la incertidumbre de la estabilidad del talud que el contenido inicial de agua, el contenido de agua en la zona húmeda y la succión en límite de la zona húmeda. Aplicaron el modelo Green-Ampt de infiltración combinado con el modelo de talud infinito, se calcularon las probabilidades de falla del talud tomando en cuenta la precipitación previa de 12 h, 24 h y 36 h.

Sharma, et al. (2014), estudiaron un caso práctico donde el enfoque probabilística se utilizó con éxito para evaluar un talud del vertedero de residuos sólidos municipales (RSM) que falló debido a una combinación de

pendientes muy pronunciadas y altos niveles de líquidos. Las conclusiones se presentan en base a factores determinísticos de seguridad (F_s), índices de confiabilidad (β) y valores de probabilidad de falla (P_f). Los valores β y P_f se comparan con los valores recomendados por el Cuerpo de Ingenieros de los EE. UU, usaron el método FOSM y simulaciones de Monte Carlo.

Regmi, et al. (2014), llevaron a cabo experimentos para observar la falla del talud, usando arena de sílice de grano medio S_6 para preparar el talud del modelo en un canal rectangular de 5 m de largo, 30 cm de ancho y 50 cm de profundidad. Los experimentos consistieron en observaciones detalladas del proceso de fallas sucesivas, con énfasis particular en el tiempo de falla, forma, tamaño y posición de la superficie de deslizamiento; y la geometría final del modelo después del deslizamiento de tierra. También se informaron los perfiles de humedad en diferentes puntos dentro del dominio del suelo del modelo, asimismo, las observaciones mostraron que cuando la falla del talud se inicia en la región cercana al pie, da como resultado una serie de sucesivas fallas de deslizamiento, propagándose de forma ascendente. Cuando la falla se inicia en la región cercana a la cabeza del talud, las fallas sucesivas pueden propagarse primero hacia la parte inferior, y luego nuevamente hacia la superior. Este estudio también notó una fuerte correlación entre la intensidad de la lluvia, el tiempo de iniciación y la posición del deslizamiento. La inclinación de la cara del talud se definió en 40° para activar el deslizamiento repentino y el experimento se realizó utilizando tres condiciones de lluvia (50, 60 y 72 litros/minuto de descarga de una bomba de suministro de agua).

Mergili, et al. (2014), presentaron un modelo de estabilidad de taludes en tres dimensiones capaz de analizar fallas superficiales y profundas ocasionadas por la lluvia, usaron una versión modificada del método de Hovland para evaluar y revisar un gran número de superficies de deslizamiento seleccionadas al azar, elipsoidales o truncadas. Implementaron el modelo en el área de Collazzone, Umbría, Italia central. La tasa de predicciones acertadas varía desde 54.7% hasta 81.2% para los deslizamientos superficiales y de 58.5 a 87.4% para los deslizamientos profundos, dependiendo del ajuste de los parámetros geotécnicos de incertidumbre.

Li, et al. (2014), propusieron un enfoque probabilístico de análisis de estabilidad de taludes, que formula el evento de falla del talud como una serie de eventos mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos utilizando probabilidad condicional y utiliza la simulación de Monte Carlo (MCS) para determinar la probabilidad de ocurrencia de cada uno de ellos de manera progresiva, posteriormente estas probabilidades se incluyeron para representar la probabilidad de falla general del talud. Mostraron que los valores de probabilidad de falla obtenidos a partir del enfoque propuesto concuerdan con los valores que se han obtenido buscando una gran cantidad de posibles superficies de deslizamiento para el factor de seguridad mínimo en cada muestra de MCS. Concluyeron que el tiempo de cálculo se reduce al menos un orden de magnitud, asimismo trata racionalmente

con la posibilidad de falla del talud con más de una superficie distinta de deslizamiento (es decir, modos de falla múltiple) con esfuerzos computacionales significativamente menores.

Fan & Chang (2014), implementaron un programa de instrumentación in-situ con un sistema de registro automático para monitorear la variación del contenido de humedad del suelo con el tiempo a diferentes elevaciones en un talud de suelo residual. Investigaron el papel del tiempo en el comportamiento hidrológico del suelo durante un evento de lluvia en términos del contenido de humedad del suelo. Se identificó una relación típica entre el contenido de humedad del suelo y el tiempo durante un evento de lluvia, y se definen dos momentos claves en la relación: el tiempo cuando el frente húmedo en el suelo a una profundidad dada se desarrolla durante la lluvia (T_s) y el momento en que la contribución de la fuerza del suelo insaturado a la estabilidad de los taludes durante la lluvia alcanza la condición más baja (T_e). Las distribuciones de T_s y T_e se analizan y discuten con profundidad. Además, una tasa creciente de contenido de humedad del suelo con respecto al tiempo (R_m) también se define como la variación del contenido de humedad del suelo con el tiempo a una profundidad dada durante un evento de lluvia. Los hallazgos de la investigación son los siguientes: en un solo evento de lluvia, los valores de T_s y T_e aumentan con la profundidad; la distribución de la intensidad de la lluvia en un evento de lluvia y la topografía de los taludes afectan los valores de T_s y T_e ; y la mayoría de los valores de R_m medidos en el talud de suelo residual varió de 3 a 10%/h; los valores R_m se rigen principalmente por los componentes del suelo y la conductividad hidráulica.

Davies, et al. (2014), ilustraron algunas de las ventajas de utilizar un modelado de taludes más sofisticado con contrastado con el tradicional para comprender la evolución futura de las fallas, mediante el deslizamiento del bosque de Belvoir Park en Irlanda del Norte. Construyeron un modelo geológico detallado sobre la base de la geomorfología, la geología del área y los datos investigados en el sitio. Adicionalmente prepararon un modelo geotécnico detallado con estimaciones de rigidez, permeabilidad, resistencia al corte y datos de peso unitario. La geometría del plano de falla, las resistencias residuales, las tasas de movimiento, las fluctuaciones de presión de poro y los datos de lluvia se utilizaron para completar un modelo de falla con métodos de equilibrio límite. Demostraron que la presión del agua intersticial fue el factor más influyente en la estabilidad del talud, pero no pudieron determinar el efecto de las fluctuaciones de lluvia en la tasa observada de deslizamientos de tierra. Se usó un modelo hidromecánico acoplado más sofisticado basado en el flujo de Shetran y Flac-tp para determinar el efecto de las fluctuaciones de las presiones de poro, la lluvia y las deformaciones mecánicas en el talud.

Cho (2014), realizó un análisis de estabilidad probabilístico para un talud de suelo residual degradado con lecho de roca impermeable superficial, con el fin de estudiar el mecanismo de falla de los deslizamientos relacionados

con la lluvia. Se realizaron una serie de filtraciones usando el modelo de talud infinito basado en campos aleatorios de una dimensión para estudiar los efectos de la incertidumbre debido a la heterogeneidad espacial de la conductividad hidráulica. Los resultados mostraron que un marco probabilístico se puede utilizar para considerar de manera eficiente diferentes patrones de fallas causadas por la variabilidad espacial de la conductividad hidráulica en la evaluación de la infiltración de la lluvia para un modelo de talud infinito.

Chen & Zhang (2014), propusieron un modelo de celda distribuida basado en la física para predecir las fallas de los taludes de dos estratos de suelo, bajo condiciones de lluvia realistas. El modelo consta de cuatro componentes: un modelo de terreno digital, un modelo de distribución de precipitaciones espaciales, un modelo de análisis de infiltración y un modelo de evaluación de estabilidad (talud infinito) y confiabilidad de taludes (simulaciones de Monte Carlo). El modelo se aplica para evaluar la respuesta espacial y temporal de un área de 164.5 km² a las precipitaciones cerca del epicentro de la zona del terremoto de Wenchuan de 2008 (provincia de Sichuan, en el suroeste de China). Además para usarse como un módulo en un sistema de advertencia en tiempo real para fallas de taludes inducidas por la lluvia.

Pietruszczak & Haghghat (2013), propusieron una metodología para la evaluar la estabilidad de los taludes naturales en suelos arcillosos sometidos a infiltración de agua y evaluaron la estabilidad de un talud sometido a un período prolongado de lluvias intensas. Mostraron que la infiltración de agua puede desencadenar la pérdida de estabilidad como resultado de la degradación de las propiedades del suelo; destacan que las principales dificultades para modelar la pérdida de estabilidad bajo una fuerte lluvia radican en la evaluación de las condiciones in-situ, así como en la descripción del acoplamiento entre el proceso de infiltración de agua dependiente del tiempo y la evolución del campo de esfuerzos. En las simulaciones presentadas no aplican alguna lluvia previa antes de la tormenta crítica, se menciona que el talud está expuesto a una fuerte precipitación (mayores a 0.75 cm/h) y el análisis de infiltración se realizó por un período de 30 días.

Zhu, et al. (2013), investigaron cómo la variabilidad espacial de la función de conductividad hidráulica se propaga a la variabilidad de presiones de agua de los poros y las aguas subterráneas, así como a la estabilidad del talud. Un método de análisis de campo aleatorio se exploró mediante la asignación de 200 valores aleatorios discretos de la conductividad hidráulica a un espacio 2D, controlando la densidad de la red del campo aleatorio para mejorar la precisión de cálculo. Las secuencias de números aleatorios se generaron usando la transformada rápida de Fourier y la simulación de Monte Carlo, en un talud heterogéneo dado sujeto a la infiltración de lluvia en un flujo estable saturado/insaturado, el estudio paramétrico mostró que las succiones matriciales son 0.5-1.25 veces las de un talud homogéneo. Obteniendo que la variabilidad espacial del suelo influye en el rango del factor de seguridad calculado significativamente, pero no influye en el factor medio de

seguridad sustancialmente. Los valores del factor de seguridad obtenidos de las simulaciones se ajustaron a una función teórica de densidad de probabilidad log-normal.

Tan, et al. (2013), realizaron un análisis de confiabilidad en función del tiempo para un talud típico de suelo no saturado. Consideran ocho combinaciones de duración e intensidad de lluvia, para cada condición de lluvia, se simuló la filtración de agua de lluvia durante 18 días en tres modelos de taludes de suelos expansivo no saturados; para estudiar la influencia en la confiabilidad del talud de los parámetros de la de resistencia al corte, de conductividad hidráulica, asimismo de la intensidad y duración de las precipitaciones. El análisis de sensibilidad muestra que cuando la conductividad hidráulica saturada (k_s) es muy pequeña, la variación de la conductividad hidráulica tiene poco efecto sobre el índice de confiabilidad (β).

Salgado & Kim (2013), desarrollaron un marco lógico para el diseño con factores de carga y resistencia (LRDF) de taludes, basado en el análisis de confiabilidad de tal manera que no se exceda la probabilidad de falla objetivo. Se consideraron tres probabilidades de falla objetivo diferentes 0.0001, 0.001 y 0.01, tomando en cuenta que el estado límite último para la estabilidad del talud (formación de una superficie de deslizamiento y movimiento considerable a lo largo de esta superficie de deslizamiento) se define con un factor de seguridad igual a uno. Primero usaron la teoría gaussiana de campo aleatorio para generar valores aleatorios de fuerza y peso unitario en cualquier punto dado del talud que difieren de su promedio en una cantidad aleatoria.

Después, realizaron un análisis de estabilidad en cada simulación para encontrar la superficie de deslizamiento más crítica. La probabilidad de falla se calculó contando el número de simulaciones para las cuales el factor de seguridad no excedió 1 y dividiendo ese número por el número total de simulaciones. Los valores medios de los parámetros del suelo se ajustan y el proceso se repite hasta que la probabilidad de falla calculada sea igual a la probabilidad de falla del objetivo. Los factores de resistencia y carga se obtienen dividiendo los momentos resistentes correspondientes al estado límite último más probable entre los valores nominales de los momentos de resistentes. LRDF se basó en minimizar la probabilidad de eventos en los que la suma de las cargas factorizadas excede la resistencia factorizada. El objetivo de este trabajo es proponer una metodología para analizar taludes usando un marco de análisis de confiabilidad y usar tales análisis para desarrollar un método para la determinación de los factores de carga y resistencia para el uso en LRDF de taludes.

White & Singham (2012), emplearon un modelo estocástico de cadena de Markov para generar 100 series temporales de lluvia para tres patrones históricos diferentes con duraciones de 300 horas. Utilizaron estas series para desarrollar cien simulaciones de elementos finitos de la infiltración en el subsuelo para cada uno de los tres patrones de lluvia. Además, adoptaron el modelo de talud infinito, una manera muy simplificada para evaluar

el comportamiento del talud, un enfoque que a menudo se aplica a nivel regional, ignoraron muchas otras fuentes de incertidumbre, como las propiedades del suelo o la configuración geométrica. En la práctica, estas incertidumbres también son muy relevantes, pero son de naturaleza epistémica y pueden reducirse con esfuerzos adicionales de caracterización del sitio, en contraste con la naturaleza aleatoria de futuras lluvias.

Los resultados indicaron que el uso de un único registro de lluvia promedio puede dar una estimación razonable de la infiltración total y el momento de falla del talud, pero tales aproximaciones no son conservadoras. Por el contrario, al incluir la incertidumbre inherente en las precipitaciones futuras dentro de un análisis de riesgo estocástico, se puede evaluar mejor la variabilidad en el proceso de falla del talud. Por lo tanto, estos resultados son mucho más informativos desde una perspectiva de evaluación y gestión de riesgos.

Kassim, et al. (2012), estudiaron e instrumentaron un talud en Malasia, además simularon la infiltración debida a la lluvia en la superficie inclinada expuesta aplicando un flujo unitario de intensidades reales sin opción de encharcamiento. El intervalo de tiempo del análisis se estableció en una hora, dio como resultado un total de 8760 pasos de tiempo para el período de análisis de un año. Se estableció una condición inicial hidrostática al comienzo del análisis de filtración transitoria. La condición inicial de presión de agua porosa idéntica a la de las mediciones reales del sitio se simuló aplicando una lluvia arbitraria para una duración suficientemente larga, al alcanzar la condición inicial deseada, se simuló la infiltración debida a la lluvia en la superficie inclinada usando las precipitaciones diarias en un período de un año (del 12 de septiembre de 2006 al 12 de septiembre de 2007).

La distribución temporal de la lluvia registrada fue la típica de la región tropical, con lluvias consistentemente durante todo el año, pero con mayor intensidad durante los meses de estaciones monzónicas de mayo a septiembre (Monzón del suroeste) y de noviembre a marzo (Monzón del noreste). Durante el seguimiento, se registraron una serie de eventos de lluvia excepcionalmente intensos del 17 al 20 de diciembre de 2006. La cantidad de lluvia en estos 4 días alcanzó 450.4 mm, que fue mucho más alta que la precipitación mensual promedio de 250.2 mm (Departamento de Meteorología Malasia). El fin de la simulación fue medir las variaciones de la succión a diferente profundidad de penetración del agua, 0.5 m, 1 m y profundidades de 1.5 m con líneas discontinuas que indican los límites superior e inferior de las lecturas de succión. Estas envolturas de succión se formaron mediante las mediciones de succión diaria más alta y más baja. A partir de la tendencia general de las distribuciones de succión, era obvio que las succiones a 0.5 m de profundidad eran generalmente más bajas y más sensibles al cambio climático en comparación con las de 1.0 m y 1.5 m. Las succiones a 0.5 m de profundidad disminuyeron a 0 kPa después de una serie de eventos de lluvia cortos e intensos. Sin embargo, las succiones a 1.0 m y 1.5 m nunca desaparecieron totalmente. Los resultados implicaron que existe

una interfaz de suelo entre 0.5 m y 1 m, lo que ha limitado la propagación del frente de humectación debido al efecto de barrera capilar inducido por la presencia de una capa delgada de suelo.

Una observación que surgió de los datos de campo fue que la variación de succión diaria fue considerablemente grande. Para los días lluviosos, la succión podría caer dramáticamente de 20 kPa a 0 kPa. En cuanto a los días sin lluvia, las variaciones en la succión fueron de aproximadamente 5 kPa, lo que puede atribuirse al proceso diario de evaporación cíclica. Una posible explicación para estas variaciones de succión cíclica diaria es que las mediciones de succión podrían verse influenciadas por la variación de presión del aire acumulado en los tensiómetros debido a la variación de temperatura diaria. Las observaciones de campo también mostraron que la succión diaria más alta se registró durante el mediodía mientras que la succión más baja se obtuvo en la noche y temprano en la mañana. Los resultados implicaron que la variación de succión de campo no solo se rigió por la lluvia, sino también por el proceso de evaporación cíclica. Concluyeron que el análisis de la distribución de la succión y el flujo geohidrológico en la zona de vadosa es vital para el estudio de la falla de taludes en suelo residual tropical.

Chiu, et al. (2012), presentaron un marco bayesiano para evaluar la función de densidad de probabilidad actualizada (PDF) de los parámetros del modelo de incertidumbre para la curva característica de agua-suelo (SWCC), el análisis demuestra que un modelo de dos parámetros es suficiente para que la curva de ajuste de la SWCC y los dos parámetros del modelo sean estadísticamente independientes. Los objetivos del estudio son, en primer lugar, presentar un marco bayesiano para analizar los parámetros del modelo incierto para SWCC. Luego, el análisis bayesiano se lleva a cabo para derivar la función de distribución de probabilidad (PDF) actualizada de los parámetros del modelo para varias formas de ecuación de van Genuchten (Van Genuchten, 1980) utilizando datos observados de tres clases de suelos diferentes. Con base en el PDF actualizado, la simulación de Monte Carlo se lleva a cabo para generar muestras de SWCC, a partir de las cuales se pueden construir diferentes intervalos de confianza de parámetros de modelo inciertos para el análisis probabilístico de estabilidad de taludes. La estabilidad del talud hipotético insaturado se analiza mediante el método de corte simplificado de Bishop.

Aristizabal, et al. (2011), hicieron una formulación de elementos finitos elasto-visco-plásticos acoplados multifase que se utilizaron para describir el proceso de infiltración de la lluvia y su efecto sobre el desarrollo de la presión y la deformación del agua intersticial en un talud insaturado. Una característica importante del método acoplado filtración-deformación es que permite el cálculo de los desplazamientos junto con la reducción de la succión o el aumento de la presión del agua intersticial. El análisis numérico se basa en la teoría de los medios porosos y suponen que los materiales están compuestos de tres fases, sólida, agua y gas, y se distribuyen

continuamente a lo largo del espacio en el nivel macroscópico. Se adopta un modelo constitutivo elasto-viscoplástico para el esqueleto del suelo y se realiza un análisis numérico que se enfoca en un estudio paramétrico que incluye diferentes intensidades de lluvia y permeabilidades al agua saturada para observar la influencia de estas características hidráulicas en los cambios de presión del agua intersticial y el progreso de los desplazamientos laterales durante la infiltración pluvial en laderas no saturadas.

Wang, et al. (2011), desarrollaron un enfoque de análisis de confiabilidad basado en simulaciones de Monte Carlo (MCS) avanzado llamado simulación de subconjuntos, para problemas de estabilidad de taludes. El método se utilizó para evaluar la confiabilidad de la estabilidad a corto plazo de un talud de suelo cohesivo por medio de 2000 simulaciones, comparando los resultados con los métodos FOSM, FORM Y MCS. Se demostró que la simulación de subconjuntos mejora significativamente la eficiencia y la resolución de las simulaciones a niveles de probabilidades pequeñas. El efecto de la variabilidad espacial de la superficie de deslizamiento crítica también se examinó, encontraron que cuando se considera la variabilidad espacial de las propiedades del suelo, la superficie de deslizamiento crítica varía espacialmente.

Tarolli, et al. (2011), presentaron un modelo de deslizamientos superficiales basado en índices que permiten la incorporación explícita de las estadísticas de lluvias fuertes locales. El modelo, llamado Quasi-Dynamic o modelo deslizamiento superficial (QDSLAM), desarrolló una teoría para el flujo en el subsuelo poco profundo junto con deslizamientos de la capa del suelo. El modelo utilizó un índice de humedad cuasi-dinámico para predecir la distribución espacial de la saturación del suelo en respuesta a una precipitación de duración determinada, y tomó en cuenta la variabilidad espacial de las propiedades del suelo. La incorporación de un modelo de escala para la relación frecuencia-duración de la lluvia, proporcionó una forma parsimoniosa y robusta para incluir las propiedades estadísticas de lluvia intensa en el modelado de deslizamiento superficial. El modelo se usó para determinar el período de retorno de la precipitación crítica necesaria para causar inestabilidad para cada elemento topográfico. El modelo se validó en seis sitios de estudio diferentes, donde se encuentran disponibles inventarios detallados de deslizamientos de tierra poco profundos. Dos sitios de estudio están ubicados en el norte de Taiwán, y cuatro se encuentran en los Alpes italianos. Los sitios se caracterizan por climas diferentes y por la duración diferente de las tormentas que desencadenan deslizamientos de tierra. El modelo proporciona el mapeo de la susceptibilidad al deslizamiento superficial mediante el uso de un enfoque de tipo índice.

Santos, et al. (2011), presentaron un marco probabilístico para evaluar la estabilidad del talud insaturado bajo la lluvia. Se investigaron los efectos de la variabilidad espacial del suelo sobre la probabilidad de falla inducida por la lluvia (deslizamientos de tierra). La variabilidad espacial del suelo se considera modelando la

conductividad hidráulica saturada del suelo (k_s) como un campo aleatorio log-normal estacionario. La simulación de subconjuntos con un algoritmo de Metropolis-Hastings modificado se usó para estimar la probabilidad de falla del talud. Demostraron numéricamente que el análisis probabilístico que representa la variabilidad espacial de k_s puede reproducir un mecanismo de falla superficial ampliamente observado en deslizamientos de tierra reales inducidos por la lluvia. Esta falla superficial se atribuye a presiones positivas de poro-agua desarrolladas en capas cerca de la superficie del suelo. En contraste, el análisis que asume un perfil homogéneo no puede reproducir una falla superficial, excepto en el caso extremo de que el flujo de infiltración sea casi igual a k_s . Por lo tanto, ignorar la variabilidad espacial conduce a estimaciones no conservativas de la probabilidad de falla. Utilizaron un estudio de caso tomando la información de un talud real en Singapur para ilustrar el marco propuesto.

Onyejekwe, et al. (2011), desarrollaron un análisis de correlación espacial para evaluar el perfil de resistencia al cortante no drenado en una ubicación en Warrensburg, Missouri, donde se tomaron muestras no alteradas de tubos Shelby, las fuerzas de corte no drenado, se determinaron a través de las pruebas triaxiales no drenadas no consolidadas (UU).

Nefeslioglu & Gokceoglu (2011), introdujeron un enfoque probabilístico para determinar los componentes de la evaluación de riesgos para los flujos de tierras inducidos por la lluvia en una escala mediana. La zona de influencia de Catakli, Cayeli, Rize, Turquía, fue seleccionada como el sitio de aplicación del estudio. Las investigaciones se realizaron en cuatro etapas diferentes: evaluación de los factores condicionantes, cálculo de la probabilidad de ocurrencia espacial, cálculo de la probabilidad de ocurrencia temporal, y la evaluación del riesgo consiguiente. La probabilidad de ocurrencia temporal para los deslizamientos de tierra observados en el área que se evaluó se calculó con base en la lluvia de 107.5 mm ocurrida el 23 de julio de 2002 y su periodo de retorno efectivo de 16 años calculado con la distribución de Gumbel, registrada en la estación meteorológica Pazar. Para construir el modelo de distribución, se utilizaron los datos diarios de lluvia medidos en 33 años entre 1975 y 2007 de la estación meteorológica Pazar. El producto de los valores de la probabilidad de ocurrencia temporal del umbral de lluvia crítica y la probabilidad de ocurrencia espacial de los deslizamientos de tierra en cada unidad de terreno, proporciona el peligro de deslizamiento de tierra espacialmente distribuido en el área de estudio, consideraron que los valores de la probabilidad de ocurrencia espacial de los deslizamientos de tierra y la probabilidad de ocurrencia temporal del umbral crítico de lluvia son completamente independientes.

Fredlund & Gitirana (2011), establecieron un marco formal de análisis probabilístico y de sensibilidad para la evaluación de problemas geotécnicos, fue desarrollado específicamente para problemas insaturados del suelo

y reconoce la importancia primordial de tener en cuenta la incertidumbre de los parámetros del suelo no saturado y proporciona un enfoque alternativo, compatible con las funciones de propiedad del suelo insaturadas aproximadas. Sin embargo, el enfoque es general y se puede aplicar a una variedad de problemas de ingeniería. El marco probabilístico se basa en un método de estimación puntual alternativo (APEM). El APEM se basa en la combinación del método de Rosenblueth (1975) para funciones univariadas y la aproximación de la serie Taylor.

Wang, et al. (2010), desarrollan un enfoque probabilístico con dos componentes principales: las pruebas de hipótesis para priorizar los efectos de las incertidumbres de las variables y el análisis bayesiano para cuantificar estos efectos. El análisis probabilístico requiere un gran número de casos, se usa una simulación avanzada de Montecarlo denominada Subconunto para mejorar la generación de casos. A modo de ejemplo, se aplica el enfoque propuesto al proyecto de la Bahía James Dyke. Las pruebas de hipótesis muestran que la incertidumbre de la resistencia al corte sin drenaje de arcilla lacustre tiene el efecto más significativo sobre la probabilidad de falla del talud, mientras que la incertidumbre del espesor del estrato de arcilla contribuye muy poco.

Rahimi, et al. (2010), realizaron un estudio paramétrico, concluyendo que la curva característica suelo-agua afecta más la estabilidad de taludes de suelo pobres de drenaje. El coeficiente de permeabilidad saturada k_s del suelo tiene el mismo efecto sobre la estabilidad de taludes de suelos bien y mal drenados.

Lee, et al. (2009), desarrollaron un modelo simple para la evaluación preliminar de la inestabilidad de taludes inducida por precipitaciones (PERISI), integrando el análisis estadístico de las precipitaciones y las propiedades intrínsecas del suelo no saturado. Se tomaron dos combinaciones críticas de lluvia antecedente y tormenta de diseño, lluvia previa de un día, dos días, tres días, cinco días, siete días, 14 días y 30 días, responsables de la formación de una envolvente de succión en el suelo, la cual representa la peor distribución de succión en el suelo y se utilizó para calcular el factor de seguridad del talud. La envolvente de succión y el factor de seguridad calculado a partir del modelo PERISI mostraron buenos resultados al ser comparados con los obtenidos de los programas informáticos Seep/W y Slope/W. Se tomó la precipitación extrema del período de retorno de diez años para Johor Bahru, Malasia.

Castellarin, et al. (2009), ampliaron el concepto de la curva de envolvente regional (REC) de los flujos de inundación a eventos extremos de lluvia mediante la introducción de curvas de envolvente profundidad-duración (DDEC). Los DDEC se definen como los límites superiores regionales de los máximos de lluvia observados para varias duraciones de lluvia. Adaptaron la interpretación probabilística recientemente propuesta para REC, para estimar el intervalo de recurrencia T de la curva, a DDEC, también evaluaron la idoneidad del DDEC para estimar el evento de precipitación T -año asociado con una duración dada y valores T grandes. Ilustraron una aplicación

de DDEC a series máximas anuales de intensidad de lluvia con una duración que abarca desde 15 minutos hasta 24 horas recolectadas en 208 pluviómetros ubicados en el norte de Italia central. La precisión de los cuantiles de lluvia recuperados para sitios no sometidos a prueba de DDEC se evalúa a través de una comparación con una ecuación regional de profundidad, duración y frecuencia que se propuso recientemente para la misma área de estudio. Los resultados son aún preliminares, sin embargo, este estudio representa un esfuerzo inicial en la representación de un límite superior probabilístico en la precipitación máxima observada.

Suchomel & Maši (2009), aplicaron tres métodos probabilísticos de diferente complejidad para los cálculos de estabilidad a la falla de talud en Lodalen, Noruega, en función de la variabilidad espacial inherente. Un método de elementos finitos que considera campos espaciales aleatorios de parámetros no correlacionados c (cohesión) y ϕ (ángulo de fricción), se usó como referencia para compararlo con dos métodos más simples basados en la expansión de la serie Taylor, conocido como primer orden segundo momento (FOSM) y un método mejorado de FOSM por una reducción de la varianza de los parámetros de entrada por un promediado espacial a lo largo de la superficie de falla potencial (método FOSM extendido). El método FOSM extendido da una mejora significativa en las predicciones en comparación con el método FOSM básico. Este método es computacionalmente económico y puede usarse en combinación con cualquier código de elemento finito existente, por lo que es un método probabilístico aproximado útil para la práctica geotécnica.

Cho (2009), propuso un método aproximado para determinar cómo la infiltración influye en la estabilidad superficial de taludes de dos estratos de suelo (arena fina y limo) utilizando el método del talud infinito. El método se extiende al modelo de infiltración de Moore, que se basa en el modelo Green-Ampt, para cubrir situaciones más generales, incluyendo aquellos en los que el agua se mueve hacia arriba a partir del nivel freático del suelo cada vez menos permeable. El método también es utilizado para evaluar la probabilidad de falla de eventos superficiales del talud inducidos por un evento de lluvia particular. Al hacer esta evaluación, el método tiene en cuenta la intensidad de la lluvia y la duración, de distintos períodos de retorno, en un perfil estratigráfico de dos capas de suelo. Una comparación de los resultados del modelo de infiltración con los resultados de análisis numéricos muestra que, con el uso de parámetros de entrada correctamente estimados, el modelo propuesto se compara razonablemente bien con otro modelo que se basan en un método de elemento finito más riguroso.

Rahardjo, et al. (2007), realizaron un estudio paramétrico para determinar la importancia relativa de las propiedades del suelo, la intensidad de la lluvia, la profundidad inicial del nivel freático y la geometría del talud, en la evaluación de la inestabilidad de un talud homogéneo de suelo bajo diferentes condiciones de lluvia. Concluyeron que las propiedades del suelo y la intensidad de las lluvias resultaron ser los factores principales

que controlan la inestabilidad de taludes debido a las lluvias, mientras que la ubicación del nivel freático y geometría inicial sólo desempeñan un papel secundario. Los resultados de este estudio paramétrico indican claramente que la importancia de la precipitación antecedente depende de la conductividad hidráulica del suelo.

Sivakumar Babu & Murthy (2005), llevaron a cabo un análisis de sensibilidad/confiabilidad de las variables de diseño para un talud típico del suelo no saturado. El análisis de sensibilidad muestra que los parámetros de succión tienen una influencia significativa en la estabilidad. Los cálculos de confiabilidad realizados para el talud considerado muestran que las zonas de falla se captan mejor por el índice de confiabilidad que el factor de seguridad convencional, también muestra que la variación de la conductividad hidráulica saturada influye significativamente en la confiabilidad del talud, sugieren un índice de confiabilidad de tres para taludes de rutina y cuatro para taludes críticos (U.S. Army Corps of Engineers, 1997). El análisis presentado en este documento indica que la teoría de la confiabilidad se puede utilizar como un medio para evaluar los efectos de las incertidumbres en los parámetros implicados en los cálculos de estabilidad de taludes insaturados. El estudio muestra que, para el caso considerado la succión es una variable aleatoria crítica y la incorporación de variaciones apropiadas de estos parámetros en el análisis es importante en la evaluación de confiabilidad de taludes.

Zhang, et al. (2005), desarrollaron un modelo hidromecánico acoplado y un programa de estabilidad de taludes de elementos finitos para estudiar el comportamiento y la estabilidad de los taludes de suelos deformables insaturados, e ilustraron su aplicación en el estudio probabilístico con un ejemplo hipotético de talud de suelo no saturado teniendo en cuenta la variabilidad de las propiedades del mismo durante una tormenta, consideraron la variabilidad de las propiedades del suelo utilizando la técnica de muestreo de hipercubo latino. Se analizaron las incertidumbres en las propiedades hidráulicas del suelo y las propiedades de resistencia al corte que afectan la estabilidad y deformación de los taludes, las soluciones obtenidas son razonables, en comparación con los resultados de Slope/W y Seep/W.

Kim, et al., (2004), evaluaron las posibles deficiencias de las ecuaciones teóricas propuestas por Pradel y Raad (1993) en la predicción de la estabilidad de las laderas inducida por la lluvia, ubicadas en suelos erosionados. Realizaron varios análisis de filtración a través de un programa de código de elementos finitos bidimensionales, para definir la profundidad del frente húmedo y la succión frontal de humectación para una gama más amplia de condiciones de contorno iniciales. Para estos análisis, los parámetros de entrada para el suelo que gobierna el flujo del agua subterránea se han derivado de las curvas características del suelo-agua de dos suelos erosionados que se encuentran comúnmente en Corea (sw y sm, clasificación sucs), obtenidos mediante pruebas con papel filtro y pruebas de tensiómetro. Los resultados de este estudio paramétrico del flujo de agua

se comparan con los resultados teóricos, de igual forma se incorporan en los análisis de estabilidad de taludes. Encontraron que la magnitud de la succión frontal humectante juega un papel clave en la estabilidad de los taludes en suelos erosionados y que el análisis teórico basado en el modelo Green y Ampt modificado tiende a subestimar la profundidad del frente mojado para los suelos erosionados coreanos típicos. Igualmente se dedujo que para los suelos erosionados coreanos, el factor de seguridad disminuye rápidamente una vez que alcanza la profundidad de 1.2 m el frente húmedo.

En suma, se puede decir que los métodos tradicionales de diseño determinista en los cuales las propiedades del suelo tienen valores fijos, no pueden modelar adecuadamente el proceso dinámico para evaluar el comportamiento de los taludes sometidos a precipitaciones pluviales (Gavin & Xue, 2010; Santoso, et al., 2011), el análisis convencional de estabilidad de taludes se realiza generalmente para condiciones saturadas y el efecto de la lluvia se considera al suponer un aumento en nivel de agua freática a la condición más crítica asumida (Gofar & Rahardjo, 2017). No obstante, en los últimos años se han propuesto una diversidad de modelos que van desde simples aproximaciones analíticas a sofisticados métodos numéricos, para identificar los mecanismos desencadenantes de fallas en taludes y laderas, inducidas por la lluvia.

Estos modelos de evaluación de riesgos en taludes y laderas se pueden clasificar en dos grandes categorías; modelos específicos del sitio y modelos regionales (White & Singham, 2012), a pesar de, la mayoría de las técnicas actuales toman un único registro histórico de precipitaciones como entrada al análisis hidromecánico o en su defecto con alguna consideración de lluvia precedente a la tormenta de diseño, ignorando la naturaleza inherentemente estocástica del proceso de precipitación (White & Singham, 2012). Los modelos físicos generalmente constan de un módulo hidrológico y un módulo geotécnico, el hidrológico se utiliza para analizar el proceso de infiltración y los cambios en el nivel freático en el talud, la ecuación de Richards que rige el análisis de infiltración se considera que da los resultados más realistas (Chen & Zhang, 2014), empero, predecir la infiltración de lluvia a través de los taludes de suelo implica inevitablemente incertidumbres (Cho, 2014); el módulo geotécnico se utiliza para calcular el factor de seguridad del talud.

Para asegurar la estabilidad a largo plazo se sugiere que el factor de seguridad calculado debe estar en el rango de 1.5-3.0 (Babu, et al., 2014), hay mucha experiencia disponible con respecto a los factores de seguridad aceptables para los taludes (Phoon & Ching, 2014) y esta experiencia es útil para juzgar la seguridad, sin embargo, el análisis de confiabilidad proporciona una medida de las incertidumbres involucradas en los cálculos del factor de seguridad (Chiu, et al., 2012). Por esta razón, se recomienda que el factor de seguridad y confiabilidad se use en conjunto como medidas complementarias para un diseño aceptable (Steluti Marques & Azoia Lukiantchuki, 2017; Duncan, 2013). Los métodos probabilísticos más usados incluyen: la técnica de la

serie Taylor (FOSM), las estimaciones puntuales de Rosenblueth, el método de confiabilidad de primer orden (FORM), el método Hasofer-Lind y las simulaciones de Monte Carlo (Babu, et al., 2014; Duncan, 2013; Salgado & Kim, 2013). En estudios previos, el número de simulaciones es mucho menor cuando se consideran las variaciones temporales producto de la lluvia a diferencia de cuando se simulan variaciones espaciales en el estudio de la estabilidad de los taludes.

En comparación con estudios anteriores sobre la confiabilidad de taludes, la investigación sobre la predicción probabilística de las fallas en taludes inducidas por la lluvia es muy reciente y limitada (Zhang, et al., 2014). Aunque la contribución de la succión del suelo a la resistencia al corte de los suelos insaturados se ha aceptado cada vez más, la inclusión de la succión del suelo en el análisis de la estabilidad de los taludes a largo plazo todavía no es una práctica común, debido a que se considera impráctico, lento y arriesgado realizar un análisis tan riguroso (Gofar & Rahardjo, 2017). Al igual que en el resto del mundo en México, la falla de los taludes de suelo provocada por la lluvia, es un problema que hay que investigar y resolver, el trabajo de la tesis se centra en la necesidad de desarrollar una metodología probabilística que permita diseñar y evaluar de mejor manera los taludes de suelo expuestos a precipitaciones pluviales, además de explicar y predecir más acertadamente el comportamiento del talud, tomando en cuenta los antecedentes expuestos en los párrafos anteriores.

i.2 Objetivos y alcances de los estudios realizados.

El objetivo general del presente estudio consiste en diseñar una metodología para la obtención de la probabilidad de falla y su índice de confiabilidad de taludes de suelo parcialmente saturados expuestos a precipitaciones pluviales, que tome en cuenta la variación de sus propiedades mecánicas del suelo no saturado por el cambio de contenido de humedad producto de la infiltración debido a las lluvias.

Los objetivos específicos del presente estudio se definen como:

- Revisar y analizar la bibliografía especializada para establecer el estado del arte en los tópicos fundamentales para esta investigación.
- Proponer y desarrollar la metodología probabilística en función del estado del arte para evaluar la estabilidad de los taludes sometidos a lluvias
- Aplicar la metodología a un talud hipotético con los estratos más comunes de la región sometidos a las lluvias de la misma región.
- Analizar y discutir los resultados encontrados.

Dadas las limitaciones de recursos económicos y de tiempo, además de las tecnológicas, la metodología probabilística propuesta se aplica únicamente a un talud hipotético con la estratigrafía y lluvias de la zona de estudio propuesta.

i.3 Metodología de investigación y organización de los trabajos.

La metodología de trabajo para el desarrollo de la investigación comprendió la realización de un conjunto de acciones ordenadas, las mismas implicaron el desarrollo de actividades de gabinete, junto con análisis numéricos. Las acciones se centraron en los aspectos relacionados con las características de los suelos no saturados, la confiabilidad geotécnica y los métodos para estudiar la estabilidad de los taludes. Estos conocimientos permitieron la formulación de hipótesis respecto del comportamiento previsible.

La hipótesis de trabajo, consistió en que los taludes diseñados con un factor de seguridad de 1.5 tienen un comportamiento inadecuado usando criterios de diseño por confiabilidad baja la acción de precipitaciones pluviales.

En síntesis el presente estudio comprendió la realización de cinco etapas; revisión bibliográfica, planteamiento de hipótesis, diseño de la metodología probabilística, análisis numérico de un talud hipotético, análisis y discusión de los resultados.

1. La revisión bibliográfica consistió en el reporte y análisis de antecedentes sobre diferentes temas vinculados con el presente estudio. Se revisaron las diferentes teorías de infiltración en suelos, relaciones entre succión, humedad y permeabilidad, las principales herramientas probabilistas aplicadas a la geotecnia para el diseño por confiabilidad, los métodos de diseño de taludes, criterios de diseño y aspectos vinculados con el suelo local
2. Planteamiento de hipótesis, a partir de la revisión de la literatura especializada se formuló la hipótesis que guía el trabajo de investigación, tomando en cuenta los avances en la disciplina.
3. En la tercera etapa se diseñó y desarrolló la metodología probabilística para estudiar los taludes de suelo no saturado expuestos a precipitaciones pluviales.
4. Análisis numérico de un talud hipotético, aquí se incluye el estudio numérico de un talud idealizado con las condiciones climáticas y del suelo de la zona elegida, no solo poniendo en práctica la metodología probabilística, sino también estudiando otras condiciones para establecer la validez de la metodología.

5. Análisis de los resultados obtenidos para interpretar los hallazgos relacionados con el comportamiento de taludes de suelo no saturado expuestos a precipitaciones pluviales, así como con los objetivos propuestos y la correspondencia con la hipótesis de trabajo.

i.4 Desarrollo de la tesis.

En la figura i.2 se presenta un diagrama conceptual sobre la estructura general de la tesis, la redacción se dividió en introducción, cinco capítulos y conclusiones y trabajo futuro, los tres primeros capítulos abarcan el estado del arte y los últimos dos contienen la aportación de la investigación al campo disciplinario. En la introducción general del trabajo, se plantea el problema, se detallan los objetivos, y se describe la metodología y organización de la tesis.

En el capítulo 1 se discute el estado del arte de la mecánica de suelos no saturados, destacando las diferencias con la mecánica de suelos clásica que considera al suelo seco o totalmente saturado, entre estos temas, la clasificación de los suelos no saturados de acuerdo a su origen, los problemas geotécnicos más relevantes donde está involucrado el comportamiento de los suelos no saturados enfocado principalmente hacia el análisis de la estabilidad de taludes, las fases que lo integran (gaseosa, líquida, sólida y la membrana contráctil) y las zonas de suelos no saturados (capilar, zona de dos fases y suelo seco). Además, las principales relaciones gravimétricas y volumétricas, el concepto de succión y sus componentes, la interpretación de la curva característica suelo-agua y los modelos para estimar esta relación en función de la succión mátrica (matricial). La conductividad hidráulica y los métodos para estimarla, por último, en el capítulo se abordan los modelos de esfuerzo cortante, flujo estacionario y no estacionario, tanto para suelos saturados como no saturados, además se muestran algunas soluciones numéricas planteadas para resolver la ecuación diferencial parcial de flujo.

En el capítulo 2 se analiza la importancia de la confiabilidad y las incertidumbres, además se identifican las herramientas para los análisis probabilísticos en geotecnia, entre las cuales están los métodos FORM, SORM, superficie de respuesta y las simulaciones de Montecarlo, resaltando las ventajas y desventajas que tiene cada una de ellas, sin dejar a un lado los criterios para diseñar por confiabilidad las estructuras geotécnicas, el índice de confiabilidad y la probabilidad de falla; recordando que actualmente los diseños basados en la confiabilidad se pueden ver como una forma simplificada de diseño basado en el riesgo donde las diferentes consecuencias de la falla se cubren implícitamente mediante la adopción de diferentes índices de confiabilidad objetivo.

En el capítulo 3 se estudian los principales métodos de análisis de taludes, haciendo énfasis en los objetivos principales del análisis matemático de los mismos, las definiciones de talud y ladera, la nomenclatura en dos

dimensiones para taludes y laderas, la clasificación en la que se agrupan los métodos para analizar a los taludes, los conceptos de factor de seguridad y de superficie crítica de deslizamiento. Además de describir algunos de los métodos para analizar taludes en dos y tres dimensiones; enunciando sus características, ventajas y limitaciones.

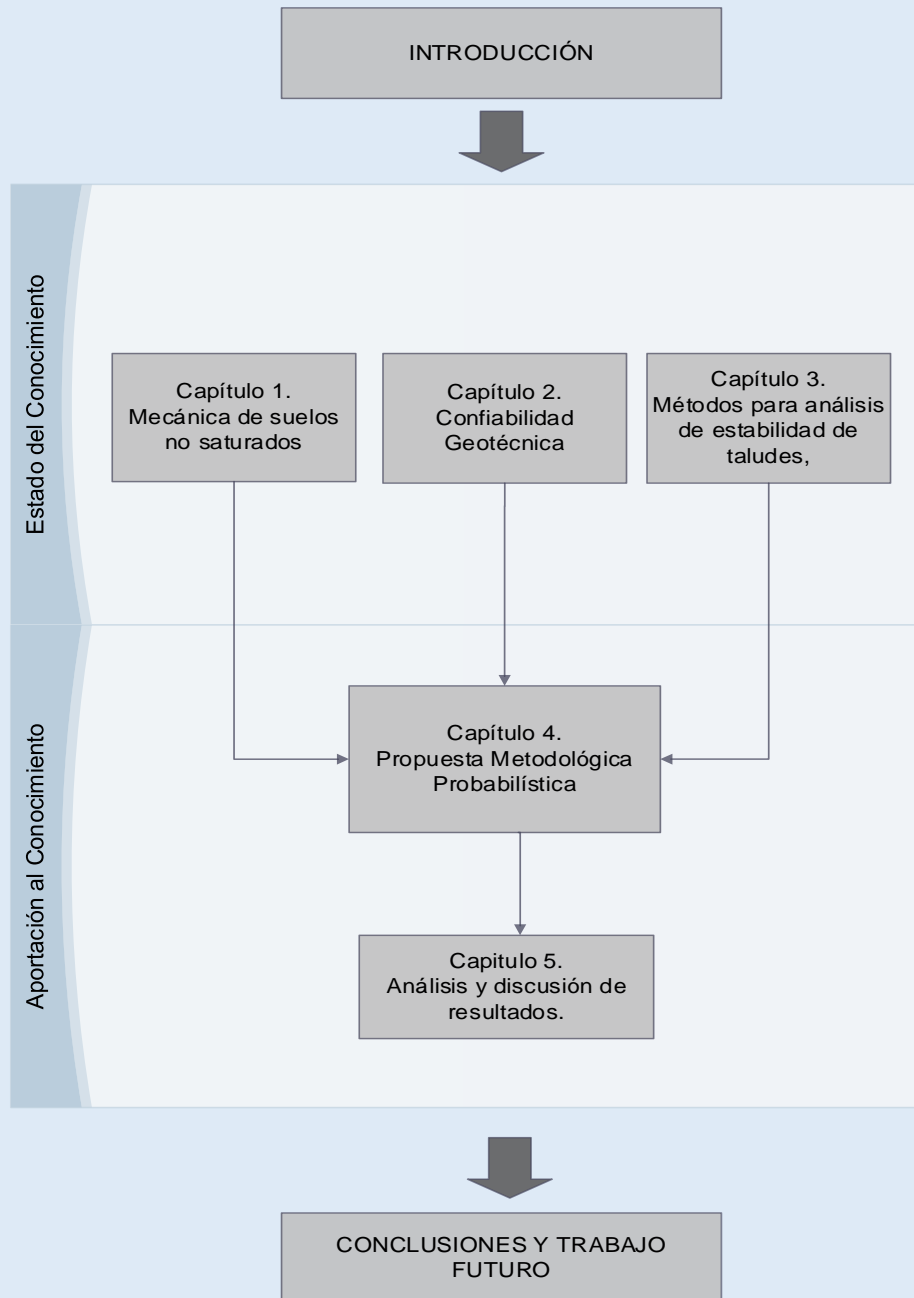


Figura i.2 Diagrama conceptual de la estructura de la tesis.

También se realiza una comparación entre los análisis bidimensionales y tridimensionales, generalmente siendo más conservadores los análisis bidimensionales de taludes. Por último se explica la teoría del Slope/W para dar soluciones a las modelaciones matemáticas bidimensionales con diferentes métodos de equilibrio límite como casos particulares del General Limit Equilibrium (GLE).

En el capítulo 4 se plantean y explican los pasos de la metodología probabilística propuesta aplicados a un talud idealizado localizado en el municipio de Almoloya de Juárez, Estado de México, se propone esta ubicación para usar los datos estadísticos de la estación meteorológica del Valle de Toluca. El talud idealizado se somete a 1000 simulaciones numéricas para determinar su probabilidad de falla y el índice de confiabilidad. Con la finalidad de facilitar los cálculos matemáticos y disminuir el tiempo de la obtención de los resultados, se usaron los softwares Matlab 2013, Geostudio 2012 (Slope y Seep) y Excel 2013.

En el capítulo 5 se realiza el análisis y discusión de los resultados para interpretar los hallazgos relacionados con el comportamiento de taludes de suelo no saturado expuestos a precipitaciones pluviales y los objetivos propuestos, así como la correspondencia de la hipótesis de trabajo con las teorías o supuestos teóricos, para evaluar si los hallazgos confirman los supuestos planteados. El objetivo general se alcanzó dado que se propuso y ejemplifico la metodología probabilística para explicar y predecir el comportamiento de taludes de suelo no saturado. Se analizan y discuten las condiciones de borde para el análisis de flujo transitorio, el nivel de agua freática y presiones de poro intersticiales iniciales, la geometría del talud, el análisis de flujo transitorio y la estabilidad del talud, además de la confiabilidad en el talud y la condición última del talud (presiones de poro finales plausibles). Mostrando cómo se encontró la solución al problema planteado, así como el alcance y las limitaciones de la metodología numérica.

En el apartado de conclusiones y trabajo futuro, se presenta una breve síntesis junto con las principales conclusiones derivadas de este trabajo de investigación, asimismo se proponen futuras líneas de investigación. Seguido de las referencias bibliográficas y anexos.

MECÁNICA DE SUELOS NO SATURADOS

1

Introducción

En el capítulo se discute el estado del arte de la mecánica de suelos no saturados, destacando las diferencias con la mecánica de suelos clásica que considera al suelo seco o totalmente saturado, abordando principalmente los tópicos fundamentales para desarrollar el trabajo de investigación planteado, entre estos temas, la clasificación de los suelos no saturados de acuerdo a su origen, los problemas geotécnicos más relevantes donde está involucrado el comportamiento de los suelos no saturados enfocado principalmente hacia el análisis de la estabilidad de taludes, las fases que lo integran (gaseosa, líquida, sólida y la membrana contráctil) y las zonas de suelos no saturados (capilar, zona de dos fases y suelo seco),

A su vez, también las principales relaciones gravimétricas y volumétricas, el concepto de succión y sus componentes, la interpretación de la curva característica suelo-agua y los modelos para estimar esta relación en función de la succión mátrica (matricial). La conductividad hidráulica y los métodos para estimarla. Por último, se abordan los modelos de esfuerzo cortante, flujo estacionario y no estacionario, tanto para suelos saturados como no saturados, además se muestran algunas soluciones numéricas planteadas para resolver la ecuación diferencial parcial de flujo.

1.1 Generalidades de los suelos no saturados.

En la literatura especializada se usa de forma indistinta los términos suelo no saturado, suelo parcialmente saturado o zona vadosa, para fines de este trabajo se usa el término de suelo no saturado. El estudio de la mecánica de suelos se puede separar en suelos saturados y no saturados, la frontera física de esta separación es el nivel de agua freática, por debajo del nivel freático el suelo está saturado y por encima se encuentra sin saturar (Fredlund, 1996). El comportamiento del suelo saturado es gobernado por el esfuerzo efectivo ($\sigma - u_w$), mientras que el suelo no saturado por el esfuerzo normal neto ($\sigma - u_a$) y la succión mátrica ($u_a - u_w$) (Jenning & Burland, 1962; Fredlund & Morgenstern, 1977); además la presión de poro del agua en el suelo no saturado es negativa con relación a la presión atmosférica, en los suelos saturados la presión es positiva (figura 1.1).

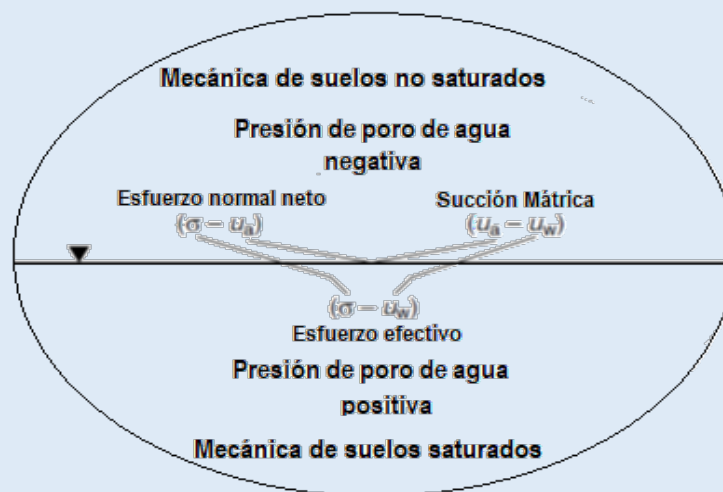


Figura 1.1 Visión generalizada del estudio de la mecánica de suelos (Fredlund, 1996).

Los suelos no saturados pueden clasificarse por su origen en naturales o artificiales (Barrera, 2002). Los suelos naturales pueden ser sedimentarios (eólicos, aluviales, coluviales) o residuales (lateríticos y saprolíticos), la figura 1.2 muestra esta clasificación. Los suelos artificiales incluyen los suelos compactados utilizados en obras de tierra (pavimentos, presas, terraplenes, etc.).

En la figura 1.3 se muestran los principales problemas de los suelos no saturados (Fredlund & Rahardjo, 1993). Los fenómenos más característicos del comportamiento del suelo no saturado se relacionan con sus deformaciones volumétricas al modificar el grado de saturación. Estas deformaciones pueden ser tanto positivas, en cuyo caso se produce un colapso, como negativas, en cuyo caso se produce un hinchamiento. Tanto el colapso como el hinchamiento (expansión) pueden ser considerados como procesos de inestabilidad estructural, debido a que inducen discontinuidades en el comportamiento deformacional del suelo al variar las

condiciones ambientales (ejemplo cambios de humedad), sin modificación del estado tensional exterior (Barrera, 2002).

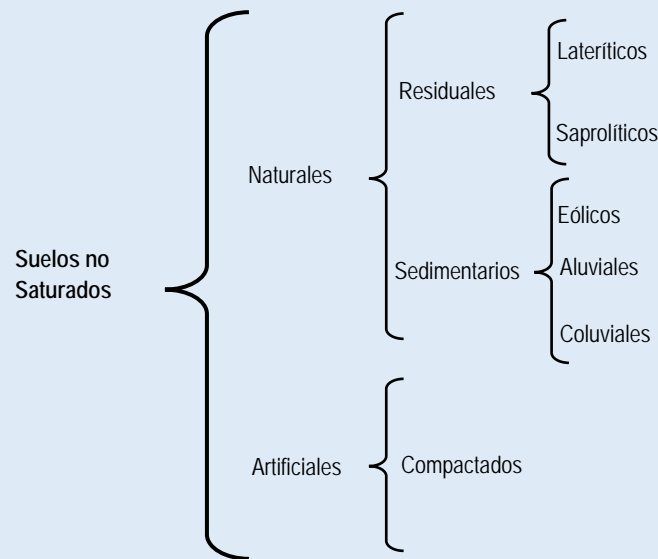


Figura 1.2 Clasificación de los suelos no saturados por su origen.

El análisis de la estabilidad de taludes bajo condiciones cambiantes del clima, incluye el estudio de la infiltración y el esfuerzo cortante, estos análisis deben considerar los posibles cambios ambientales (lluvias y evaporación), que ocasionan aumentos y descensos del nivel freático, y por tanto, cambios en las presiones de poros. Los cambios en la presión de poros influyen en la estabilidad del talud y en las deformaciones laterales. Los conocimientos de la influencia de nuevas variables, como la succión, los fenómenos de histéresis respecto a los cambios de humedad, los fenómenos acoplados hidro-mecánicos y los problemas de flujo no lineales, son indispensables para la solución de los problemas geotécnicos.

Siendo de suma importancia la interacción de la superficie del terreno con los fenómenos hidro-meteorológicos en el comportamiento de los suelos no saturados, las soluciones requieren condiciones de borde, debido a la naturaleza dinámica de las condiciones del clima, se complica cuantificar las condiciones de flujo en la superficie del terreno. No obstante, el clima debe ser cuantificado de la mejor forma posible para establecer modelos cercanos a la realidad.

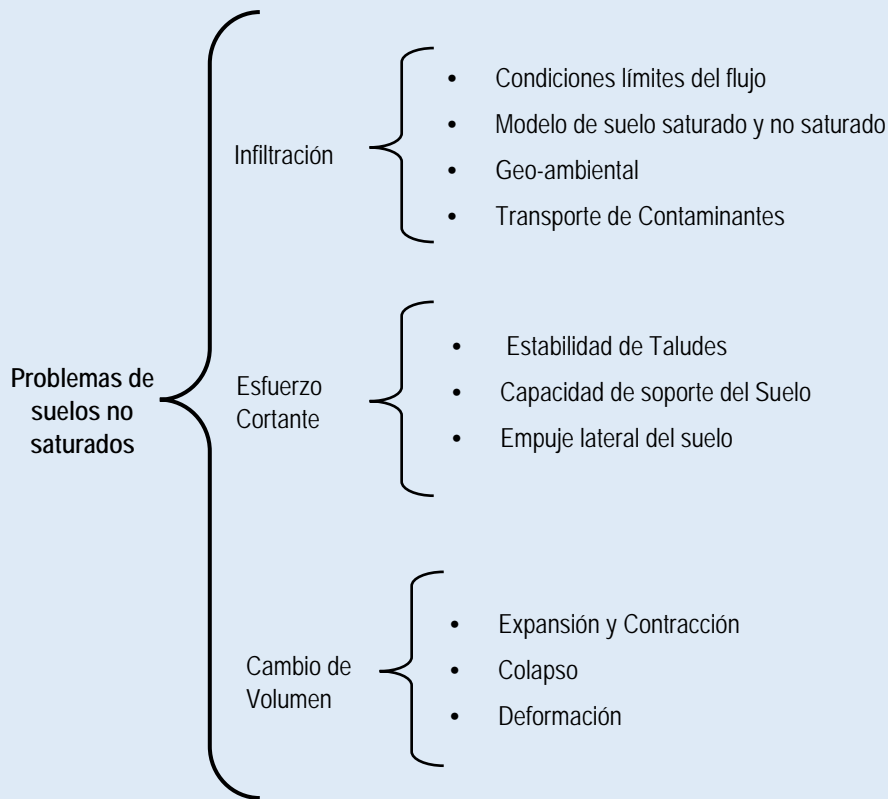


Figura 1.3 Principales problemas de los suelos no saturados.

1.2 Fases componentes de un suelo no saturado.

El suelo es una mezcla multifásica, los suelos saturados y los suelos secos, constituyen un sistema de dos fases: partículas sólidas-agua y partículas sólidas-aire, respectivamente. Fredlund y Morgenstern (1977) proponen que el suelo no saturado está conformado por cuatro fases (aire, membrana contráctil o interfase aire-agua, agua, sólidos). La membrana contráctil actúa como una película delgada entretejida a través de los huecos del suelo, formando un contorno fijo entre el aire y el agua (Fredlund, et al., 2012), su espesor es muy pequeño y se considera como parte de la fase acuosa (figura 1.4), por lo que es innecesario hacer la subdivisión de la membrana contráctil para establecer las relaciones gravimétricas y volumétricas del suelo no saturado.

La membrana contráctil desempeña un papel importante para estimar el estado de esfuerzos del suelo (Fredlund, et al., 2012). Empero, comúnmente el suelo no saturado se considera un sistema trifásico: fases gaseosa, líquida y sólida, generadas por la interacción de partículas sólidas, agua y aire (Yoshimi & Osterberg, 1963), en la figura 1.5 se muestran. La fase líquida constituida fundamentalmente por agua y las sales disueltas en ella (Barrera, 2002), el agua se puede clasificar en tres tipos: el agua higroscópica, es la adsorbida por la partícula y no puede ser separada por acciones hidrodinámicas; el agua capilar, permanece en el suelo por la acción de las fuerzas capilares; y el agua gravitacional, es aquella que puede perder el suelo en condiciones

de drenaje libre por gravedad. El agua capilar y el agua gravitacional componen el agua libre. Esta fase se idealiza incompresible.

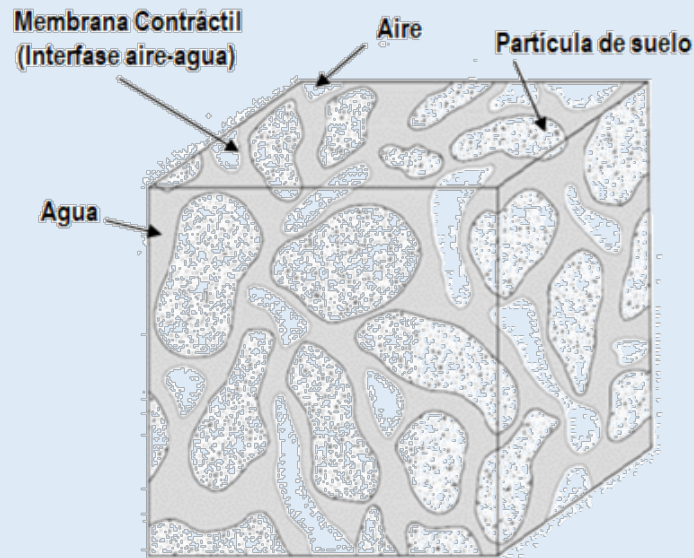


Figura 1.4 Elemento de suelo no saturado (Fredlund & Morgenstern, 1977).

Las partículas de suelo que integran la fase sólida tienen como propiedades principales: granulometría, forma, textura, composición química, cargas eléctricas y capacidad de cambio catiónico; estas propiedades son en gran medida responsables de muchos de los comportamientos del suelo. Las partículas forman arreglos geométricos conocidos como estructura del suelo, ésta es determinante en la respuesta del suelo e influye en el estado de esfuerzos que se desarrollan en los contactos entre partículas, el aire y el agua, además controla la componente capilar (mátrix) de la succión (Alonso, et al., 1987). La fase sólida, también llamada esqueleto mineral, se considera incompresible.

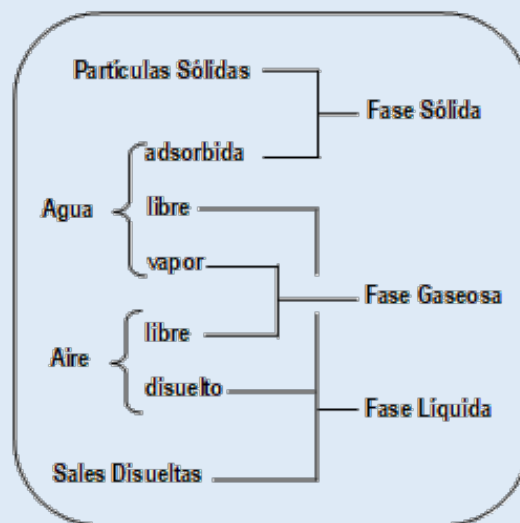


Figura 1.5 Componentes principales de cada una de las fases del suelo no saturado (Yoshimi & Osterberg, 1963).

La fase gaseosa se integra principalmente por el aire libre y el vapor de agua. El aire es compresible, contrariamente a la incompresibilidad con que comúnmente se trata al agua. Para el intervalo de presiones y temperaturas usuales en el suelo, se considera que el aire se comporta como un gas ideal.

1.3 Relaciones gravimétricas y volumétricas del suelo.

Para establecer las relaciones gravimétricas y volumétricas de los suelos no saturados se usa un arreglo multifásico con tres fases, fase gaseosa, líquida y sólida (figura 1.6). Las relaciones principales se mencionan a continuación.

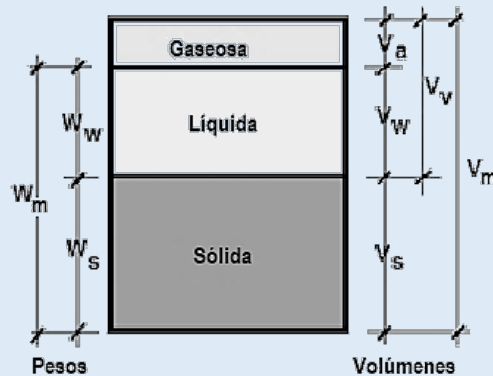


Figura 1.6 Modelo simplificado para suelos no saturados y simbología.

Peso específico.

γ_0 : peso específico del agua destilada a 4°C, presión atmosférica y a nivel del mar.

γ_w : peso específico del agua en condiciones reales de trabajo, en la práctica se considera igual a γ_0 .

γ_m : peso específico de la masa del suelo.

γ_s : peso específico de la fase sólida del suelo.

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_w + V_a} \quad (1.1)$$

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (1.2)$$

Pesos específico relativo.

Surge de comparar el peso específico de una sustancia con el correspondiente a γ_0

S_m : peso específico relativo de la masa del suelo.

S_s : densidad de sólidos o peso específico relativo de la fase sólida.

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_0} = \frac{W_m}{\gamma_0 V_m} \quad (1.3)$$

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} = \frac{W_s}{\gamma_0 V_s} \quad (1.4)$$

Relación de vacíos.

Es la relación del volumen de vacíos y el volumen de los sólidos, varía de cero a infinito.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (1.5)$$

Porosidad.

Es la relación que existe entre el volumen de vacíos y el volumen total de la muestra. Sus valores oscilan en 0% y 100%. Un valor nulo implica la existencia única de sólidos, mientras que un valor del 100% se refiere a un espacio vacío.

$$n(\%) = \frac{V_v}{V_m} \times 100 \quad (1.6)$$

Grado de saturación.

Indica la proporción de vacíos llenos de agua del suelo, varía en 0% y 100%. Permite definir claramente el valor de entrada de aire en la curva característica del suelo-agua (swcc). El valor de 0% indica que el suelo está seco y el 100% que está saturado.

$$G_w(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad (1.7)$$

Contenido de agua gravimétrico o humedad del suelo.

Comúnmente en el estudio de los suelos así se determina la cantidad de agua, varía de cero a infinito, no obstante, por expresarse en términos de la masa, resulta inadecuada su aplicación cuando se consideran variaciones volumétricas del suelo con el peso de los sólidos constante.

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (1.8)$$

Contenido de agua volumétrico o humedad relativa.

En la mecánica de suelos no saturados es la manera que se usa con mayor frecuencia para determinar el contenido de agua del suelo, principalmente para graficar los datos swcc y analizar el flujo transitorio, debido a que se consideran las variaciones volumétricas del mismo. Varía de 0% a valores cercanos al 100%, el 0% indica que el suelo está seco.

$$\theta(\%) = \frac{V_w}{V_m} \times 100 \quad (1.9)$$

1.4 Zonas de suelo saturado y no saturado.

La Figura 1.7 muestra el esquema para representar los estados del suelo dependiendo de las fases presentes (Fredlund, 2000).

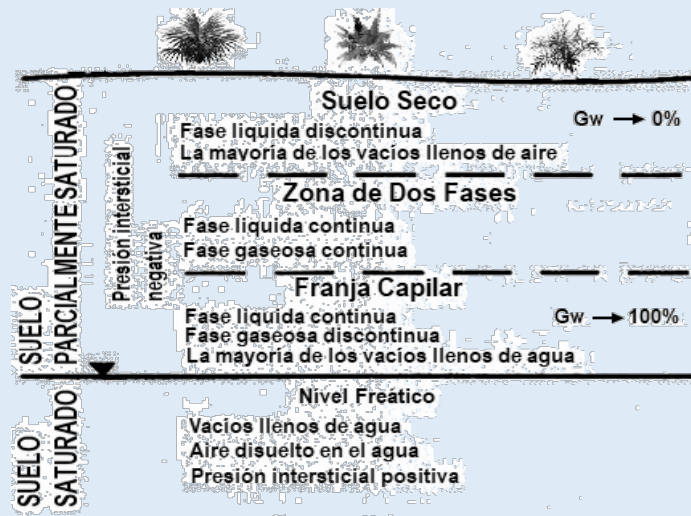


Figura 1.7 Zonas de suelo saturado y no saturado (Fredlund, 2000).

El suelo en estado saturado se encuentra por debajo del nivel freático, los espacios vacíos están ocupados completamente por agua, el agua en los poros se encuentra con una presión positiva. El suelo que se encuentra por encima del nivel freático corresponde al suelo no saturado, por su grado de saturación se divide en suelo seco, zona de dos fases y franja capilar. En la tabla 1.1 se muestran los grados de saturación de esta clasificación así como los términos equivalentes usados en el campo y en el laboratorio (Fredlund, et al., 2012). La zona de suelo seco es la que se encuentra más cerca de la superficie del terreno, la mayor parte de los vacíos se encuentran llenos de aire, pudiendo existir una fase líquida pero en estado discontinuo en forma de pequeñas gotas de agua aisladas.

Tabla 1.1. Terminología usada comúnmente para describir el grado de saturación en el campo y el laboratorio (Fredlund, et al., 2012).

Grado de Saturación Gw(%)	Descripción en el campo	Descripción en el laboratorio
100	Saturado	Saturado
90-100	Franja Capilar	Zona Capilar
15-90	Zona de Dos fases	Zona de Transición
0-15	Zona de Suelo seco	Zona Residual

La franja capilar es la más cercana al nivel freático, la mayoría de los vacíos se encuentran llenos de agua de manera continua, pero puede existir una fase gaseosa discontinua en forma de burbujas de aire, el grado de saturación del suelo es cercano al 100%, sin embargo, el suelo no se considera saturado y el agua que ocupa los vacíos se encuentra con una presión negativa, además se rige por el fenómeno de capilaridad.

Entre la zona del suelo seco y la franja capilar, existe una zona intermedia denominada por Fredlund (2000) como zona de dos fases (dos fases de fluidos), que corresponde a la zona del suelo no saturado, propiamente dicho. El agua y el aire se encuentran ocupando los poros, ambos de manera continua. La presión en los poros del suelo es negativa, pero es debida a la diferencia de presión entre ambas fases, es decir, a la presión del agua en los poros (u_w) y a la presión del aire en los poros (u_a). La mecánica de suelos no saturados se ha desarrollado para esta zona intermedia, donde hay continuidad de las fases líquidas y gaseosa, no obstante, los modelos propuestos se pueden extender para los tres casos (Fredlund & Rahardjo, 1993).

En las zonas de suelos no saturados que contienen una fase de aire continua (suelo seco y zona de dos fases) la presión de aire de poros será cero (igual a la presión atmosférica), debido a que la fase de aire continua está abierta a la atmósfera y la presión de agua de poros será negativa (Barrera, 2002), aunque generalmente se considera para el análisis de taludes la presión de poro del aire igual a la atmosférica en las tres zonas.

1.5 Succión en el suelo.

Existen diversas definiciones del término succión, a principios del siglo XX Buckingham (1907), introdujo el término para el estudio del sistema agua-suelo-plantas, ya en el ámbito de la mecánica de suelos no saturados fue usado por Crony & Coleman (1948), algunas de las definiciones que se han presentado para el concepto de succión son las siguientes: Buckingham (1907), "la cantidad que mide la atracción entre el agua y el suelo en cualquier punto dado; Aitchison (1965) "la succión equivalente derivada de las mediciones de la presión parcial de vapor de agua en equilibrio con una solución idéntica en composición con el agua del suelo, en relación con la presión parcial de vapor de agua en equilibrio con el agua libre"; Ridley (1993), "la energía

requerida para remover una molécula de agua de la matriz de suelo por medio de la evaporación" (Ochoa, 2012); Lee & Wray (1995), "la cantidad de energía asociada a la capacidad del suelo para retener agua" (Ochoa, 2012); la Sociedad Internacional de la Ciencia del Suelo, "la cantidad de trabajo que debe realizarse por cantidad unitaria de agua pura, a fin de transportar reversible e isotérmicamente una cantidad infinitesimal de agua pura, a una elevación especificada, bajo presión atmosférica en el punto bajo consideración" (Hillel, 1998); Baltodano (2006) "la capacidad de un suelo no saturado para atraer o retener agua en términos de presión"; Bakkari A. (2007), "es una medida de la atracción entre el suelo y el agua".

La succión del suelo se cuantifica en términos de la humedad relativa de agua y se denomina comúnmente succión total (ψ) y a su vez se divide en dos componentes, osmótica (π) y mátrica ($u_a - u_w$) (Fredlund & Rahardjo, 1993). La ecuación de la succión es:

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (1.10)$$

donde:

u_a : presión de poros de aire,

u_w : presión de poros de agua.

La succión matricial comúnmente se asocia con el fenómeno capilar causado por la tensión superficial de agua, resultado de las fuerzas intermoleculares que actúan en la piel contráctil (interfaz aire-agua) (Fredlund & Rahardjo, 1993); principalmente depende del tamaño y distribución de las partículas, del tamaño de los poros y del grado de saturación (Dineen, 1997), cuando el grado de saturación disminuye la succión matricial se incrementa, debido a que el menisco se retrae en espacios de poros pequeños y el radio de curvatura del menisco se reduce.

La succión osmótica se asocia con las sales disueltas en el agua del suelo, la disminución de la humedad relativa debida a la presencia de sal en el agua del suelo se denomina succión osmótica (Fredlund & Rahardjo, 1993). No obstante, la succión osmótica puede ser ignorada en la práctica siempre y cuando la solución del suelo sea lo suficientemente diluida (Hillel, 1998), en una gran parte de los problemas geotécnicos de suelos no saturados no se considera el contenido de sales en el suelo, por lo que se puede omitir la succión osmótica en la cuantificación de la succión total. Krahn & Fredlund (1972), midieron para dos tipos de suelo la succiones total, mátrica y osmótica, en la figura 1.8 se muestran los resultados para un arcilla compactada, se observa que la succión total y la mátrica son muy parecidas, específicamente para altos contenidos de agua.

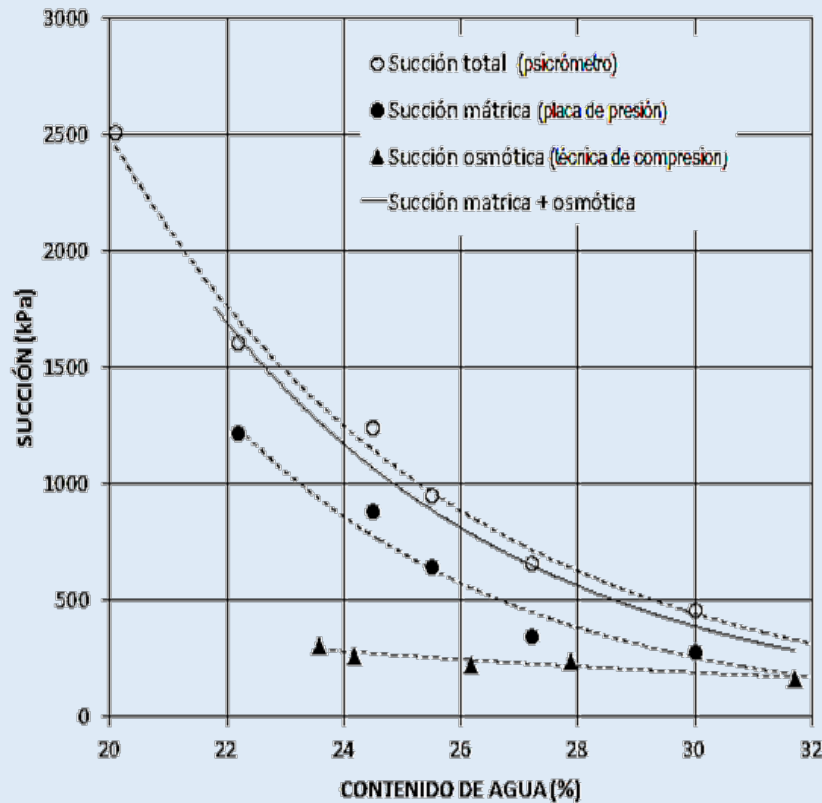


Figura 1.8 Medidas de la succión total, mátrica y osmótica en una arcilla compactada (Krahn & Fredlund, 1972).

La presión de aire de poros en suelos no saturados se considera en la mayoría de los casos igual a cero (presión atmosférica), sin embargo, en algunos casos de infiltración puede quedar aire atrapado y la presión de poros de aire es diferente de cero (Alonso, et al., 1987).

1.6 Curva Característica suelo-agua (swcc).

El uso de la curva característica es indispensable en la solución de problemas de ingeniería geotécnica para proporcionar soluciones más apegadas a la realidad. Con la curva característica suelo-agua se pueden estimar la conductividad hidráulica, el flujo de agua, la resistencia al corte y los cambios volumétricos de un suelo no saturado (Fredlund, 1999). La curva característica suelo-agua expresa la relación del contenido volumétrico de agua con la succión mátrica del suelo (Vanapalli & Fredlund, 2000; Leong, et al., 2001; Ng & Menzies, 2007). En ocasiones, en lugar del contenido volumétrico de agua se usa el contenido de agua gravimétrico o el grado de saturación. Especialmente la distribución del tamaño de poros rige la relación entre contenido de agua y la succión (Alonso & Lloret, 1985; Alonso, et al., 1987; Satyanaga, 2015).

La curva característica para un suelo que se humedece es diferente a la de secado, con el mismo contenido de agua la succión en los procesos de humectación es menor que en el proceso de secado, asimismo, se puede decir que con un valor de succión dado, el suelo tiene un contenido de agua más bajo en la trayectoria de humedecimiento que en la trayectoria de secado; el comportamiento histerético se predice con frecuencia con modelos empíricos o teóricos; Pedroso & Williams, (2010), propusieron un modelo para predecir la swcc incluyendo el comportamiento histerético del suelo, sin embargo, aún no ha sido implementado dentro de los softwares comerciales de geotecnia, es una práctica común determinar experimentalmente la curva de secado, mientras que normalmente se hace menos esfuerzo para medir la curva de humedecimiento (Angerer & Birle, 2016). En la figura 1.9 se ilustra el fenómeno de histéresis de la curva característica suelo-agua, la histéresis está relacionado con la distribución no uniforme del tamaño de los poros, el ángulo de contacto y el aire atrapado (Fredlund & Rahardjo, 1993; Hillel, 1998; Rahimi, 2015).

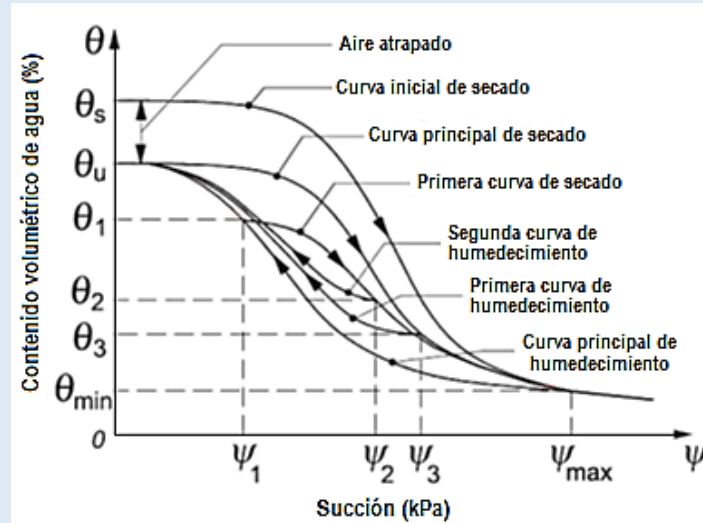


Figura 1.9 Fenómeno de histéresis swcc (Pham, et al., 2005).

La succión en los suelos varía de valores cercanos a cero a valores del orden de 1 000 000 kPa (Ng & Menzies, 2007). El valor cercano a cero corresponde al caso donde la presión intersticial (presión de poro del agua) es cero y el límite superior corresponde a un suelo seco. Los datos de succión en la curva swcc se trazan en un eje con escala logarítmica, el límite inferior de succión para la mayoría de los suelos es aproximadamente de 0.1 kPa. A partir de la swcc se deben definir los siguientes parámetros: contenido de agua saturada (θ_s), valor de entrada de aire (Ψ_{ev}), la succión y el contenido de agua correspondiente al punto de inflexión, la pendiente de la recta que pasa por el punto de inflexión (n_{inf} , velocidad de des-adsorción o secado), succión residual (Ψ_r) y contenido de agua residual (θ_r).

Donde:

Ψ_{ev} : valor de la succión en la que el aire comienza a desplazar el agua de los poros, iniciando por los poros más grandes.

Ψ_r : valor de la succión en la que la fase líquida del suelo inicia a ser discontinua y adopta la forma de películas delgadas alrededor de las partículas del suelo.

θ_r : contenido de agua donde se requieren valores altos de succión para remover el agua adicional de la masa de suelo.

θ_s : contenido de agua del suelo correspondiente al estado saturado del suelo.

En la figura 1.10 se muestra una gráfica representativa de la curva característica del proceso de desaturación (perdida de humedad), en ésta se pueden identificar tres zonas (Fredlund, 1999; Vanapalli & Fredlund, 2000): zona capilar, zona de transición y zona residual.

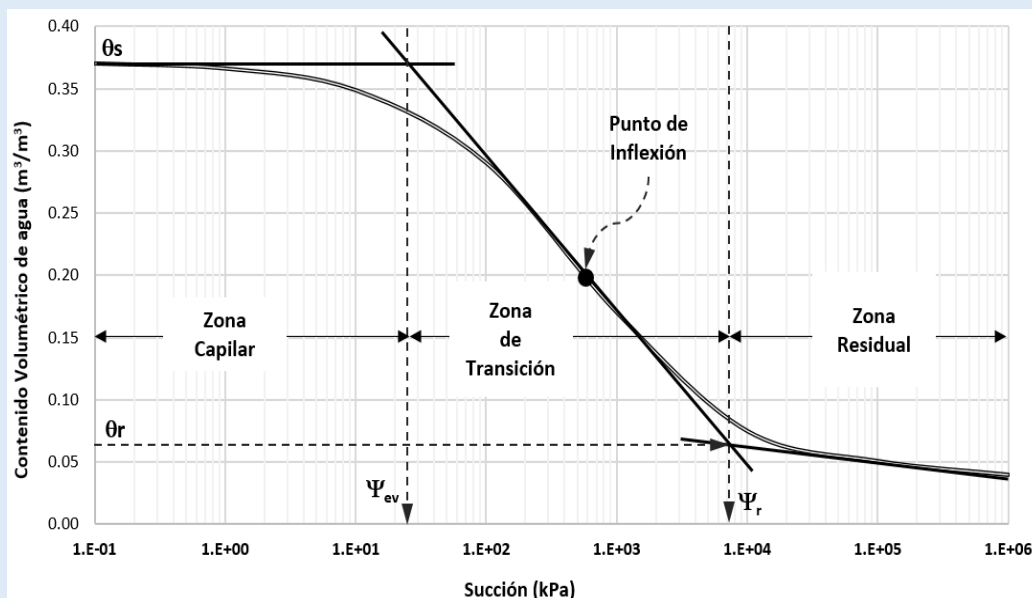


Figura 1.10 Gráfica representativa swcc en un proceso de desaturación (Fredlund, et al., 2001).

La zona capilar se limita al valor de la succión donde el aire empieza a desplazar el agua de los poros (Ψ_{ev}) (Fredlund, 1999); en la zona de transición están presentes de manera continua las fases líquida y gaseosa; la zona residual se caracteriza por succiones muy altas, la presencia de agua es escasa, por lo mismo no fluye entre los poros y solo por evaporación es removida.

La relación entre el contenido de agua y la succión mátrica, se puede determinar con procedimientos directos que incluyen placas de presión, membranas de presión y tensiómetros o procedimientos indirectos que incluyen papel de filtro, bloques porosos y sensores de disipación de calor (Zapata, et al., 2000); sin embargo, el alto costo, la dificultad de las pruebas y el consumo de tiempo impiden que la tecnología del suelo no saturado se

aplique a la práctica cotidiana (Satyanaga, 2015). Como alternativa, también se puede estimar mediante modelos matemáticos basados en las propiedades índices de los suelos (relaciones gravimétricas y volumétricas, granulometría, límite líquido, límite plástico). Johari, et al. (2011) clasificaron los algoritmos matemáticos para predecir el swcc de un suelo en los siguientes cinco grupos o categorías:

1. El primer grupo incluye a los modelos de ajuste, son ecuaciones que definen la curva característica con base en los datos obtenidos de pruebas de laboratorio siguiendo un procedimiento de ajuste para determinar los parámetros desconocidos, estos parámetros proporcionan una amplia flexibilidad para la representación de distintos tipos de suelo (Van Genuchten, 1980; Brooks & Corey, 1964)
2. El segundo grupo abarca los modelos donde los contenidos de agua a diferentes succiones se correlaciona con propiedades específicas del suelo, tales como D_{10} (tamaño del tamiz que pasa el 10% del suelo) y porosidad. Este proceso generalmente requiere una regresión numérica seguida de un procedimiento de ajuste de la curva. (Hutson & Cass, 1987; Aubertin, et al., 1998; Aubertin, et al., 2003).
3. El tercer grupo de modelos, los investigadores plantean una correlación de los parámetros de una ecuación analítica con las propiedades del suelo, como la distribución del tamaño del grano (granulometría), la densidad seca, utilizando un análisis de regresión (Cresswell & Paydar, 1996; Tomasella & Hodnett, 1998; Zapata, et al., 2000; Perera, et al., 2005; Chin, et al., 2010; Li, et al., 2014a).
4. El cuarto grupo contiene a los modelos físico-empíricos, este enfoque convierte la distribución del tamaño de grano en una distribución de tamaño de poro, que a su vez está relacionada con una distribución del contenido de agua y asociados a la presión de los poros (Fredlund, et al., 1997; Pereira & Fredlund, 2000; Fredlund, et al., 2002; Fredlund & Pham, 2006).
5. El quinto grupo incluye los métodos de Inteligencia Artificial (IA), como las redes neuronales y la programación genética, que se usan para predecir la curva característica suelo-agua (Cheng, et al., 2002; Xie, et al., 2006; Muttill & Chau, 2006; Johari, et al., 2006; Johari, et al., 2011; Ahangar-Asr, et al., 2012).

Leong & Rahardjo (1997), propusieron un modelo de ajuste con siete parámetros que engloban a la mayoría de los modelos listados en la tabla 1.2, también los compararon y concluyeron que la ecuación de Fredlund & Xing (1994) era la mejor y podía utilizarse en muchos de tipos de suelo en toda la gama de succión mátrica, a esa misma conclusión llegaron (Zhai & Rahardjo, 2012).

Tabla 1.2 Modelos de ajuste de SWCC.

Autor y Ecuación	Simbología (descripción de los parámetros)
<p>Van Genuchten & Burdine (1953)</p> $\theta_w = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left\{ \frac{1}{\left[1 + (a_{vb}\Psi)^{n_{vb}} \right]^{m_{vb}}} \right\} \quad (1.11)$	<p>a_{vb}: parámetro de ajuste que depende del valor de entrada del aire del suelo n_{vb}: parámetro de ajuste que depende de la velocidad de desaturación del suelo una vez excedido el valor de entrada de aire m_{vb}: parámetro de ajuste que se relaciona con el contenido de agua residual del suelo. Se considera como $m_{vb} = 1-2/n_{vb}$ θ_s: contenido volumétrico de agua saturado θ_r: contenido volumétrico de agua residual Ψ: succión del suelo</p>
<p>Garnerd (1958)</p> $\theta_w = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left[\frac{1}{1 + a_g \Psi^{n_g}} \right] \quad (1.12)$	<p>a_g: parámetro de ajuste que depende del valor de entrada del aire del suelo n_g: parámetro de ajuste que depende de la velocidad de desaturación del suelo una vez excedido el valor de entrada de aire θ_s: contenido volumétrico de agua saturado θ_r: contenido volumétrico de agua residual Ψ: succión del suelo</p>
<p>Brooks & Corey (1964)</p> $\theta_w = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left[\frac{a_c}{\Psi} \right]^{n_c} \quad (1.13)$ <p>(1.14)</p>	<p>a_c: presión de aire n_c: índice del tamaño de los poros del suelo θ_s: Contenido volumétrico de agua saturado θ_r: Contenido volumétrico de agua residual Ψ: Succión del suelo</p>
<p>Van Genuchten & Mualem (1976)</p> $\theta_w = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left\{ \frac{1}{\left[1 + (a_{vm}\Psi)^{n_{vm}} \right]^{m_{vm}}} \right\} \quad (1.15)$	<p>a_{vm}: parámetro de ajuste que depende del valor de entrada del aire del suelo n_{vm}: parámetro de ajuste que depende de la velocidad de desaturación del suelo una vez excedido el valor de entrada de aire m_{vm}: parámetro de ajuste que se relaciona con el contenido de agua residual del suelo. Se considera como $m_{vm} = 1-1/n_{vm}$ θ_s: Contenido volumétrico de agua saturado θ_r: Contenido volumétrico de agua residual Ψ: Succión del suelo</p>

Continuación de la tabla 1.2 Modelos de ajuste de SWCC.

Autor y Ecuación	Simbología (descripción de los parámetros)
<p>Van Genuchten (1980)</p> $\theta_w = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left\{ \frac{1}{\left[1 + (a_{vg}\Psi)^{n_{vg}} \right]^{m_{vg}}} \right\} \quad (1.16)$	<p>a_{vg}: parámetro de ajuste que depende del valor de entrada del aire del suelo n_{vg}: parámetro de ajuste que depende de la velocidad de desaturación del suelo una vez excedido el valor de entrada de aire m_{vg}: parámetro de ajuste que se relaciona con el contenido de agua residual del suelo. Se considera como $m_{vg} = 1-1/n_{vg}$ o $m_{vg} = 1-1/(2n_{vg})$ θ_s: Contenido volumétrico de agua saturado θ_r: Contenido volumétrico de agua residual Ψ: Succión del suelo</p>
<p>Fredlund & Xing (1994)</p> $\theta_w = \theta_s \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\Psi}{\Psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{\Psi_r}\right)} \right] \left\{ \frac{1}{\left[\ln\left(e + \frac{\Psi}{a_f}\right)^{n_f} \right]^{m_f}} \right\} \quad (1.17)$	<p>a_f: parámetro de ajuste que depende del valor de entrada del aire del suelo n_f: parámetro de ajuste que depende de la velocidad de desaturación del suelo una vez excedido el valor de entrada de aire m_f: parámetro de ajuste que se relaciona con el contenido de agua residual del suelo. θ_s: Contenido volumétrico de agua saturado θ_r: Contenido volumétrico de agua residual e: valor de Euler. Ψ_r: Succión residual del suelo. Ψ: Succión del suelo.</p>
<p>Pham & Fredlund (2008)</p> $w = \left\{ [w_{sat} - S_1 \log(\Psi) - w_r] \frac{a}{\Psi^b + a} + w_r \right\} * \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\Psi}{\Psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{\Psi_r}\right)} \right] \quad (1.18)$	<p>a: parámetro de ajuste b: parámetro de ajuste S_1: pendiente de la curva en la porción de succión baja w_s: Contenido gravimétrico de agua correspondiente una succión de 1kPa w_r: Contenido gravimétrico de agua residual Ψ_r: Succión residual del suelo (se puede aproximar a $(2.7a)^b$) Ψ: Succión del suelo</p>

A diferencia de los modelos de la tabla 1.2, Gitirana & Fredlund (2004) propusieron tres ecuaciones de ajuste basadas en la ecuación general de la hipérbola, la primera identifica un modelo unimodal con un punto de flexión, la segunda es para un modelo unimodal con dos puntos de flexión y la tercera para un modelo bimodal, en la figura 1.11 se muestran los modelos y sus ecuaciones son las siguientes:

$$w = f_{n+1} + \sum_{i=1}^n \frac{f_i - f_{i+1}}{1 + \left(\frac{\psi}{\sqrt{(\psi_i)(\psi_{i+1})}} \right)^{d_i}} \quad (1.19)$$

$$f_i = \frac{\tan \phi_i (1 + r_i^2) + \ln(\psi/\psi_i)}{(1 - r_i^2 \tan^2 \phi_i)} + (-1)^i \left[\frac{1 + \tan^2 \phi_i}{1 - r_i^2 \tan^2 \phi_i} \right] \sqrt{r_i^2 \ln^2(\psi/\psi_i) + \frac{a^2 (1 - r_i^2 \tan^2 \phi_i)}{1 + \tan^2 \phi_i}} + w_i \quad (1.20)$$

donde:

$$d_i = 2 \exp \left[\frac{1}{\ln(\psi_{i+1}/\psi_i)} \right],$$

$$r_i = \tan \left(\frac{\lambda_{i-1} + \lambda_i}{2} \right),$$

$$\phi_i = -\frac{\lambda_{i-1} + \lambda_i}{2},$$

$$\lambda_i = \arctan \left[\frac{w_i - w_{i+1}}{\ln(\psi_{i+1}/\psi_i)} \right],$$

$$\lambda_0 = 0,$$

ψ : succión mátrica,

w : contenido gravimétrico de agua.

a) Unimodal con un punto de flexión:

$$w = f_1, \psi_1 = \psi_b: \text{succión correspondiente al } w_{sat}, \psi_2 = 10^6 \text{ kPa}, w_1 = w_{sat}, w_2 = 0.$$

b) Unimodal con dos puntos de flexión:

$$n=1, \psi_1 = \psi_b: \text{succión correspondiente al } w_{sat}, \psi_2 = \psi_{res}, \psi_3 = 10^6 \text{ kPa}, w_1 = w_{sat},$$

$$w_2 = w_{res}, w_3 = 0.$$

c) Bimodal:

$$n=3, \psi_1 = \psi_b: \text{succión correspondiente al } w_{sat}, \psi_2 = \psi_{res1}, \psi_3 = \psi_{b2}, \psi_4 = \psi_{res2},$$

$$\psi_5 = 10^6 \text{ kPa}, w_1 = w_{sat}, w_2 = w_{res1}, w_3 = w_b, w_4 = w_{res2}, w_5 = 0.$$

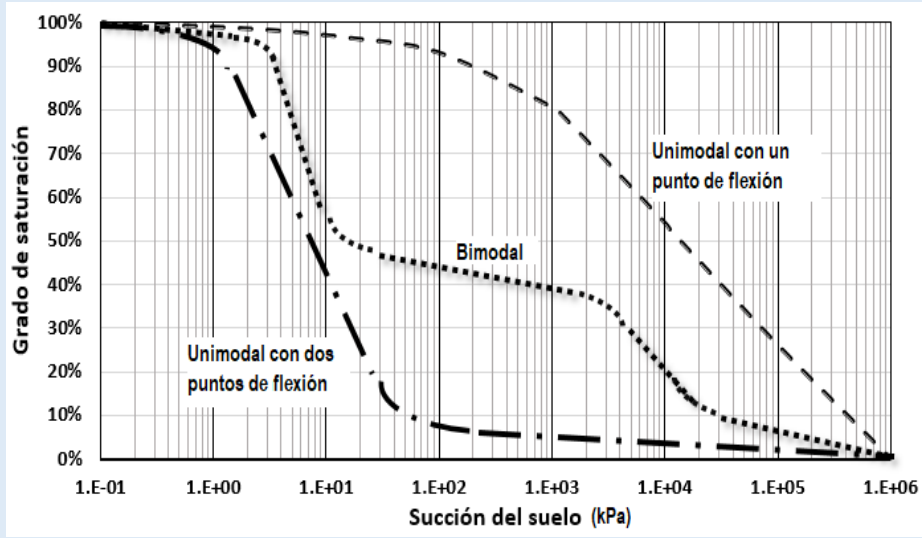


Figura 1.11 Gráficas representativas de los modelos propuestos por Gitirana & Fredlund (2004).

Li, et al. (2014a), propusieron un modelo unimodal y bimodal basado en una estructura de porosidad dual (macro y micro-poros), además desarrollaron correlaciones con la curva granulométrica del suelo y la relación de vacíos, las ecuaciones son las siguientes:

a) Unimodal:

$$w = w_b \frac{(\psi_a \psi_r)^{0.5i}}{\psi^i + (\psi_a \psi_r)^{0.5i}} + w_r \frac{(4\psi_r)^{0.8}}{\psi^{0.8} + (4\psi_r)^{0.8}} \quad (1.21)$$

donde:

$$i = \frac{2}{\log\left(\frac{\psi_r}{\psi_a}\right)}$$

a) Bimodal:

$$w = (0.75w_s - 3w_r) \frac{(\psi_a \psi_t)^{0.5j}}{\psi^j + (\psi_a \psi_t)^{0.5j}} + (0.25w_s - w_r) \frac{(4\psi_t)^{0.8}}{\psi^{0.8} + (4\psi_t)^{0.8}} + 3w_r \frac{(\psi_{a2} \psi_r)^{0.5k}}{\psi^k + (\psi_{a2} \psi_r)^{0.5k}} + w_r \frac{(4\psi_r)^{0.8}}{\psi^{0.8} + (4\psi_r)^{0.8}} ; j = \frac{2}{\log\left(\frac{\psi_t}{\psi_a}\right)} ; k = \frac{2}{\log\left(\frac{\psi_r}{\psi_{a2}}\right)} \quad (1.22)$$

donde:

w_s : contenido gravimétrico de agua saturado,

w_r : contenido gravimétrico de agua residual almacenada en los microporos de suelo,

w_b : contenido gravimétrico de agua cuando el agua empieza a drenarse de los macroporos,

ψ_a : valor de la succión en la que el aire comienza a desplazar el agua de los poros en un SWCC unimodal; el primer valor de entrada de aire en un SWCC bimodal o multimodal,

ψ_r : succión correspondiente al contenido de agua residual en un SWCC unimodal; la segunda succión residual en un SWCC bimodal,

ψ_{a2} : valor de entrada de aire para el agua almacenada en micro-poros.

ψ_t : succión residual para el agua almacenada en macro-poros

Satyanaga, et al. (2013), desarrollaron un algoritmo matemático para poder correlacionar sus parámetros con las propiedades físicas de suelo, entre ellas la distribución granulométrica con características bimodales, los parámetros de los modelos propuestos se muestran en la figura 1.12 y las ecuaciones propuestas son las siguientes:

a) Unimodal:

$$\theta_w = \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{\psi_r}\right)} \right] \left[\theta_r + \left\{ (\theta_s - \theta_r) \left(1 - (\beta) \operatorname{erfc} \left(\frac{\ln\left(\frac{\psi_a - \psi}{\psi_a - \psi_m}\right)}{\sigma} \right) \right) \right\} \right] \quad (1.23)$$

donde:

$\beta = 0$ cuando $\psi \leq \psi_a$; $\beta = 1$ cuando $\psi > \psi_a$

θ_w : contenido volumétrico de agua

θ_s : contenido volumétrico saturado de agua

ψ : succión mátrica (kPa)

ψ_a : succión correspondiente al valor de la entrada de aire

ψ_m : succión correspondiente al punto de inflexión de la curva

σ : desviación estándar geométrica de la SWCC

θ_r : contenido volumétrico de agua residual

ψ_r : succión correspondiente al contenido volumétrico de agua residual

$erfc$: función de error complementario = $\int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{x^2}{2}\right) dx$

b) Bimodal

$$\theta_w = \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{\psi_r}\right)} \right] \left[\theta_r + (\theta_{s1} - \theta_{s2}) \left(1 - (\beta_1) \operatorname{erfc} \left(\frac{\ln\left(\frac{\psi_{a1} - \psi}{\psi_{a1} - \psi_{m1}}\right)}{\sigma_1} \right) \right) + (\theta_{s2} - \theta_r) \left(1 - (\beta_2) \operatorname{erfc} \left(\frac{\ln\left(\frac{\psi_{a2} - \psi}{\psi_{a2} - \psi_{m2}}\right)}{\sigma_2} \right) \right) \right] \quad (1.24)$$

donde:

$\beta_1 = 0$ cuando $\psi \leq \psi_a$; $\beta_1 = 1$ cuando $\psi > \psi_a$

$\beta_2 = 0$ cuando $\psi \leq \psi_a$; $\beta_2 = 1$ cuando $\psi > \psi_a$

θ_w : contenido volumétrico de agua

ψ : succión mátrica (kPa)

Los subíndices 1 y 2, representan la sub-curva 1 (asociada con los macro-poros) y la sub-curva 2 (asociada con los micro-poros), respectivamente.

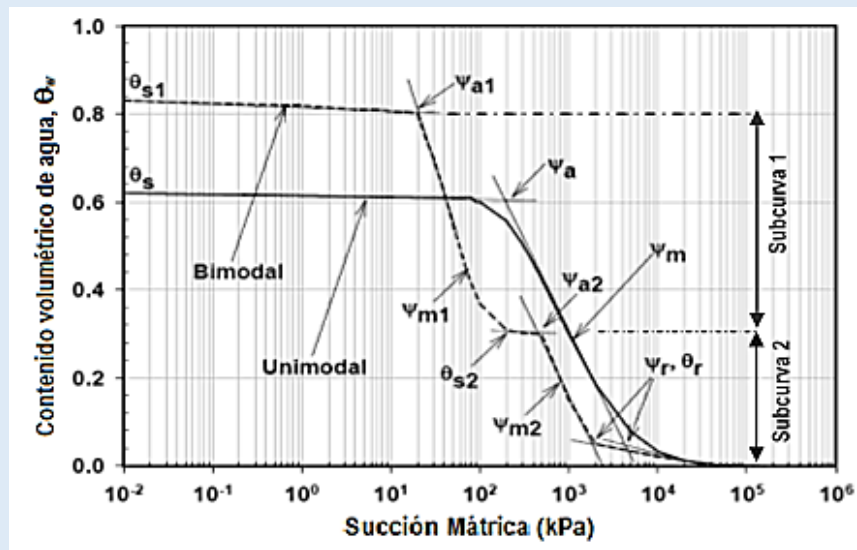


Figura 1.12 Gráficas representativas de los modelos propuestos por Satyanaga, et al. (2013).

Los datos de la curva característica del suelo-agua (swcc) suelen ajustarse a la curva con una ecuación cuyos parámetros se obtuvieron mediante procedimientos de optimización. Debido a la interdependencia de los parámetros en la ecuación swcc, los parámetros no son únicos y, por lo tanto, es difícil relacionar los parámetros con otras propiedades del suelo. Esto es más notorio para las ecuaciones bimodales de swcc que tienen más parámetros de ajuste. Para superar esta limitación, Wijaya & Leong (2016), propusieron una ecuación (unimodal y bimodal), la nueva ecuación utiliza parámetros que se pueden obtener gráficamente y no son necesarios procedimientos de ajuste, dando como resultado parámetros únicos.

Una de las dificultades para usar los modelos de ajuste es la determinación de los parámetros indicados a partir de pruebas de laboratorio, sin embargo, algunos investigadores han desarrollado correlaciones en función de valores índice de distintos suelos, para librar este obstáculo, por ejemplo, las propuestas para el modelo Fredlund & Xing (1994) por Zapata, et al. (2000), éstos investigadores usaron los datos de 190 tipos de suelo, los suelos se dividieron en dos categorías: 70 tipos de suelos con un índice de plasticidad (IP) mayor que cero y 120 tipos de suelos con un IP igual a cero. En los suelos con un índice plástico mayor que cero se utilizó el porcentaje que pasa el tamiz #200, además de los límites de Atterberg; en los suelos con un índice de plasticidad igual a cero se empleó el valor del diámetro D_{60} . Las expresiones que propusieron son las siguientes:

Para suelos con $IP > 0$.

$$a_f = 0.00364(wIP)^{3.35} + 4(wIP) + 11 \quad (1.25)$$

$$m_f = 0.0514(wIP)^{0.465} + 0.50 \quad (1.26)$$

$$n_f = m_f \left[-2.313(wIP)^{0.14} + 5 \right] \quad (1.27)$$

$$\psi_r = a_f \left[32.44e^{0.0186(wIP)} \right] \quad (1.28)$$

Cuando no se conoce el contenido de agua volumétrico saturado, se puede usar la siguiente ecuación:

$$\theta_s = 0.0143(wIP)^{0.75} + 0.36 \quad (1.29)$$

Para suelos con $IP = 0$.

$$a_f = 0.8627(D_{60})^{-0.751} \quad (1.30)$$

$$n_f = 7.5 \quad (1.31)$$

$$m_f = 0.1772 \ln(D_{60}) + 0.7734 \quad (1.32)$$

$$\psi_r = a_f \left[\frac{1}{D_{60} + 9.7e^{-4}} \right] \quad (1.33)$$

Cuando no se conoce el contenido de agua volumétrico saturado, se puede usar $\theta_s = 0.36$.

donde:

a_f : parámetro de ajuste relacionado con el punto de inflexión de la curva característica.

m_f : parámetro de ajuste para valores de succiones altas y bajas de la curva característica, en función de la curvatura.

n_f : parámetro de ajuste que depende de la pendiente de la curva característica en el punto de inflexión.

ψ_r : valor de la succión residual.

w : porcentaje de suelo que pasa el tamiz No. 200 en la curva granulométrica.

IP: índice de plasticidad obtenido en el laboratorio.

wIP: valor del índice de plasticidad ponderado. ($0.1 \leq wIP \leq 50$).

D_{60} : diámetro correspondiente al tamaño de grano correspondiente al 60% en la curva granulométrica.

Otro esfuerzo en ese mismo sentido, es el de Perera, et al. (2005), en este trabajo se usó un valor de índice de plasticidad ponderado (es el producto de P_{200} multiplicado por el índice plástico del suelo), con base en el índice plástico ponderado se clasificaron los suelos en plásticos y no plásticos, los suelos no plásticos tienen un índice menor a uno, las correlaciones propuestas se han usado para analizar el comportamiento de suelos no saturados en el estudio de los suelos que conforman la estructura de los pavimentos. La mayoría de las correlaciones de los parametros de ajuste con las propiedades índice del suelo son para modelos unimodales, Li, et al. (2014a), correlacionaron la distribución del tamaño de las partículas, la relación de vacíos y la densidad de los sólidos, con los parametros de su propio modelo para suelos arcillosos, arenas y gravas, cuyas expresiones son:

$$w_s = \frac{e}{S_s} \quad (1.34)$$

$$w_r = 0.03e + 0.005 \log C_u \quad (1.35)$$

$$\psi_a = \frac{1.4e}{3.6d_{30} C_u^{0.25}} \quad (1.36)$$

$$\psi_r = \frac{4C_u^{0.4}}{d_{10}^{0.57}} \quad (1.37)$$

$$\psi_t = 1.7C_u^{0.39} \psi_a \quad (1.38)$$

$$\psi_{a2} = \frac{0.11d_{10}^{0.7}\psi_r}{d_{30}^{1.2}} \quad (1.39)$$

donde:

e : relación de vacíos,

s_s : densidad de sólidos del suelo,

d_{10} : diámetro de la partícula que pasa el 10% en la curva granulométrica,

d_{30} : diámetro de la partícula que pasa el 30% en la curva granulométrica,

C_u : coeficiente de uniformidad calculado con los datos de la curva granulométrica.

Dentro de los modelos con fundamentos físico-empíricos se encuentra el de Fredlund, et al. (1997), ellos estimaron la curva característica suelo-agua a partir de la curva granulométrica del suelo y relaciones masa-volumen del suelo. La curva granulométrica del suelo se dividió en grupos de partículas de tamaño uniforme, asumiendo una porosidad y una curva característica para cada grupo, para utilizar la curva granulométrica se debe ajustar para que sea continua y presente una definición clara de los valores en sus extremos. El modelo se basa en tres supuestos, el primero supuesto asume que un suelo de partículas homogéneas y uniformes, tiene únicamente una curva característica; el segundo que el modelo de capilaridad es el más adecuado para estimar el valor de entrada de aire de cada conjunto uniforme de partículas y por último que la curva característica para un suelo compuesto por más de un tamaño de partículas se representa como la sumatoria de las curvas características correspondientes a cada tamaño de partículas. Adicionalmente usaron el modelo de Fredlund & Xing (1994) para ajustar las curvas características de los suelos de diferentes tamaños de partículas.

Los modelos antes mencionados se pueden catalogar como modelos porosos simplificados, los cuales se han desarrollado para estudiar diversos fenómenos, la conductividad hidráulica y los cambios de volumen, el flujo de agua, la evaporación y la condensación capilar, la distribución de tamaños de poros del suelo; sin embargo, no explican y predicen totalmente el comportamiento del suelo no saturado, especialmente el colapso del suelo en trayectorias de humedecimiento. Los modelos micro-mecánicos aunque son complejos permiten incluir la histéresis del suelo, observar con detalle la influencia del agua sobre el comportamiento volumétrico y la deformación, además de simular la distribución de los poros y la estructura sólida del suelo (modelos sólido-porosos).

Rojas (2013), propone un modelo capaz de estimar la distribución del agua en los poros del suelo y determinar la curva característica tanto en condiciones de humedecimiento como de secado, para incluir el comportamiento histerético. Va encaminado a obtener los parámetros requeridos para determinar el parámetro χ de Bishop (1959) utilizado en la expresión para calcular el esfuerzo cortante efectivo, su principal desventaja reconocida por el mismo investigador, es la necesidad de equipos de cómputo de alto desempeño, de no contar con ellos el software para el modelo se ejecuta muy lentamente. No obstante, el mismo investigador desarrolló un modelo sólido-poroso probabilista para reducir los requerimientos computacionales y aumentar la velocidad de simulación (Rojas, et al., 2013; Rojas, 2013). El modelo sólido-poroso considera micro-poros, macro-poros y sus conexiones, en su estado saturado y no saturado; además de un comportamiento elasto-plástico para simular el colapso del suelo en trayectorias de humedecimiento.

1.7 Conductividad hidráulica (permeabilidad del suelo).

La conductividad hidráulica representa la mayor o menor facilidad con la que el suelo deja pasar el agua a través de él por unidad de área transversal a la dirección del flujo, los vacíos de un suelo saturado siempre están llenos de agua dando como resultado una conductividad hidráulica constante siendo función de la relación de vacíos, puede calcularse mediante la ley de Darcy y la ecuación de Hagen-Poiseuille (Rahimi, 2015). En los suelos no saturados, los vacíos o poros se llenan tanto de agua como de aire, por lo que la permeabilidad no es sólo una función de la relación de vacíos sino también de la cantidad de agua presente en los poros (Fredlund & Rahardjo, 1993), cuando la succión aumenta en un suelo no saturado, la cantidad de agua y la conductividad hidráulica disminuyen.

La conductividad hidráulica del suelo no saturado no es constante sino una función de la succión o del contenido de agua, se puede obtener con pruebas de laboratorio o en campo, sin embargo, se requiere mucho tiempo y recursos, por lo que se opta por métodos predictivos, estos han dado buenos resultados (Agus, et al., 2005) y se dividen en cuatro categorías (Fredlund, et al., 2012; Zhang & Fredlund, 2015; López Acosta & Mendoza, 2016) :

- Modelos empíricos o experimentales. Son aquéllos que plantean una relación entre la curva característica del suelo y la función de conductividad hidráulica (Gardner, 1958; Brooks & Corey, 1964).
- Modelos estadísticos. Se basan en modelos físicos que representan el conjunto de canales (tubos capilares) de los diferentes tamaños de poros a través de los cuales puede fluir el agua. El modelo comúnmente usado es el de Childs & Collis-George (1950), una gran parte de las ecuaciones derivadas de esta forma utilizan un procedimiento de integración a lo largo de SWCC, partiendo de condiciones saturadas del suelo (Van Genuchten & Burdine 1953; Van Genuchten & Mualem 1976).

- Modelos de correlación. Se supone que hay una correspondencia entre la curva característica y la función de conductividad hidráulica. Estas correlaciones hacen uso de un parámetro que está en función de las propiedades del suelo para relacionar la curva característica con la función de conductividad de un suelo particular (Leong & Rahardjo, 1997).
- Modelos de regresión. Con los valores de conductividad hidráulica y succión, obtenidos por medio de pruebas de laboratorio o por alguna técnica de estimación, por ejemplo el modelo de Fredlund & Xing (1994), se realiza un análisis de regresión para generar una ecuación continua de la conductividad hidráulica.

En la tabla 1.3 se muestran algunos de estos modelos para estimar la conductividad hidráulica de los suelos no saturados.

Tabla 1.3 Modelos para estimar la conductividad hidráulica.

Autor y Ecuación	Simbología (descripción de los parámetros)
<p>Van Genuchten & Burdine (1953)</p> $k(\psi) = k_s \frac{\left\{ 1 - (a_{vb}\psi)^{n_{vb}-2} \left[1 + (a_{vb})^{n_{vb}} \right]^{-m_{vb}} \right\}^2}{\left[1 + (a_{vb}\psi)^{n_{vb}} \right]^{2m_{vb}}}$ <p>(1.40)</p>	<p>$k(\psi)$: función de conductividad hidráulica. k_s : Conductividad hidráulica saturada. a_{vb}: parámetro de ajuste que depende del valor de entrada del aire del suelo. n_{vb}: parámetro de ajuste que depende de la velocidad de desaturación del suelo una vez excedido el valor de entrada de aire. m_{vb}: parámetro de ajuste que se relaciona con el contenido de agua residual del suelo. Se considera como $m_{vb} = 1-2/n_{vb}$ Ψ: Succión del suelo</p>
<p>Gardner (1958)</p> $k(\psi) = \frac{k_s}{1 + a_g \left(\frac{\psi}{\rho_w g} \right)^{n_g}}$ <p>(1.41)</p>	<p>$k(\psi)$: función de conductividad hidráulica. k_s : Conductividad hidráulica saturada. a_g: parámetro de ajuste que depende del valor de entrada del aire del suelo. n_g: parámetro de ajuste que depende de la velocidad de desaturación del suelo una vez excedido el valor de entrada de aire. ρ_w : densidad del agua. g: aceleración de la gravedad. Ψ: Succión del suelo.</p>

Continuación de la tabla 1.3 Modelos para estimar la conductividad hidráulica.

Autor y Ecuación	Simbología (descripción de los parámetros)
<p>Brooks & Corey (1964)</p> $k(\psi) = \begin{cases} k_s & \psi \leq \psi_{aev} \\ k_s \left(\frac{\psi_{aev}}{\psi} \right)^{2+3\lambda} & \psi > \psi_{aev} \end{cases} \quad (1.42)$	<p>$k(\psi)$: función de conductividad hidráulica. k_s : Conductividad hidráulica saturada. λ : índice de distribución de poros. ψ_{aev} : succión correspondiente al valor de entrada del aire. Ψ: Succión del suelo.</p>
<p>Van Genuchten & Mualem (1976)</p> $k(\psi) = k_s \frac{\left\{ 1 - (a_{vm}\psi)^{n_{vm}-1} \left[1 + (a_{vm}\psi)^{n_{vm}} \right]^{-m_{vm}} \right\}^2}{\left[1 + (a_{vb}\psi)^{n_{vm}} \right]^{2m_{vm}}} \quad (1.43)$	<p>$k(\psi)$: función de conductividad hidráulica. k_s : Conductividad hidráulica saturada. a_{vm}: parámetro de ajuste que depende del valor de entrada del aire del suelo. n_{vm}: parámetro de ajuste que depende de la velocidad de desaturación del suelo una vez excedido el valor de entrada de aire. m_{vm}: parámetro de ajuste que se relaciona con el contenido de agua residual del suelo. Se considera como $m_{vm} = 1-1/n_{vm}$ Ψ: Succión del suelo.</p>
<p>Van Genuchten (1980)</p> $k(\psi) = k_s \frac{\left\{ 1 - (a_{vm}\psi)^{n_{vg}-1} \left[1 + (a_{vg}\psi)^{n_{vg}} \right]^{-m_{vg}} \right\}^2}{\left[1 + (a_{vg}\psi)^{n_{vg}} \right]^{m_{vg}/2}} \quad (1.44)$	<p>$k(\psi)$: función de conductividad hidráulica. k_s : Conductividad hidráulica saturada. a_{vg}: parámetro de ajuste que depende del valor de entrada del aire del suelo. n_{vg}: parámetro de ajuste que depende de la velocidad de desaturación del suelo una vez excedido el valor de entrada de aire. m_{vg}: parámetro de ajuste que se relaciona con el contenido de agua residual del suelo. Se considera como $m_{vg} = 1-1/n_{vg}$ Ψ: Succión del suelo.</p>
<p>Fredlund & Xing (1994)</p> $k(\psi) = k_s \frac{\int_{\ln\psi}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln\psi_{aev}}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) dy} \quad (1.45)$	<p>$k(\psi)$: función de conductividad hidráulica. k_s : Conductividad hidráulica saturada. b: límite superior de integración (1 000 000 kPa). ψ_{aev} :succión correspondiente al valor de entrada del aire. y: variable que representa al $\ln(\Psi)$ θ': derivada de la función del almacenamiento del suelo. e: número de Euler. θ_s: Contenido volumétrico de agua saturado. Ψ: Succión del suelo.</p>

Continuación de la tabla 1.3 Modelos para estimar la conductividad hidráulica.

Autor y Ecuación	Simbología (descripción de los parámetros)
<p>Leong & Rahardjo (1997)</p> $k(\psi) = k_s [\Theta_d(\psi)]^q$ <p>(1.46)</p> $\Theta_d(\psi) = \frac{\theta}{\theta_s}$	<p>$k(\psi)$: función de conductividad hidráulica. k_s : Conductividad hidráulica saturada. $\Theta_d(\psi)$: contenido de agua volumétrico adimensional. q: parámetro de ajuste basado en correlaciones. Ψ: Succión del suelo.</p>
<p>Li, et al. (2014a)</p> $k(\psi) = \left(\frac{k_s}{k_t}\right)^q \left(\frac{k_t}{k_r}\right)^z$ <p>(1.47)</p> $q = \frac{(\psi_a \psi_t)^{0.5h}}{\psi^h + (\psi_a \psi_t)^{0.5h}} ; z = \frac{(\psi_t \psi_r)^{0.5j}}{\psi^j + (\psi_t \psi_r)^{0.5j}}$ $h = \frac{2}{\log\left(\frac{\psi_t}{\psi_a}\right)} ; j = \frac{2}{\log\left(\frac{\psi_r}{\psi_t}\right)}$	<p>$k(\psi)$: función de conductividad hidráulica. k_s : Conductividad hidráulica saturada. k_t : Valor de la conductividad hidráulica en el punto de flexión. k_r : Conductividad hidráulica correspondiente al valor de succión residual. ψ_a : Valor de la succión en la que el aire comienza a desplazar el agua de los poros. ψ_r : Succión correspondiente al contenido de agua residual. Ψ: Succión del suelo.</p>

Rahimi (2015), analizo doce modelos de estimación de conductividad hidráulica para investigar qué factores son más relevantes, concluyó que el rango de datos de swcc medido es el más importante, para la swcc debería medirse en un amplio rango de succiones para obtener una estimación fiable de la permeabilidad insaturada de los suelos; no obstante, cuando el rango de datos de swcc es incompleto, la ecuación de Fredlund & Xing (1994) es la más adecuada. También concluyó que los modelos basados en Burdine (1953) están en menor concordancia con los resultados experimentales y son menos capaces de reflejar cambios en la curva swcc. La sensibilidad de los modelos Childs & Collis-George (1950) y Mualem (1976) fue mayor que la de los modelos basados en Burdine. Esto significa que estos dos modelos pueden reflejar mejor la variación en las curvas swcc. Las diferencias entre los modelos Childs & Collis-George y Mualem eran marginales. Por lo tanto, se puede concluir que los modelos basados en las ecuaciones de Childs & Collis-George y Mualem son mejores para estimar la permeabilidad de los suelos no saturados.

1.8 Infiltración

La infiltración es el proceso por el cual el agua ingresa a través de la superficie del suelo hacia sus capas inferiores, para la solución de los problemas geotécnicos interesa conocer la cantidad de flujo de agua que

circula a través de un medio poroso y su dirección, además de determinar las presiones de poro y la distribución de las cargas hidráulicas en el suelo. Los principios de la conservación de la energía, la conservación de la masa y de la cantidad de movimiento son fundamentales para estudiar el movimiento de fluidos, por consiguiente son aplicables al flujo de agua. Considerando un punto arbitrario de un fluido dentro de un medio poroso, la energía total se compone de energías de gravedad, presión y cinética. La energía total debe definirse en forma relativa a una posición de referencia, y puede expresarse como energía por unidad de peso de fluido. La ecuación de Bernoulli (Bernoulli, 1738) describe esta relación:

$$h_w = y + \frac{u_w}{\rho_w g} + \frac{v_w^2}{2g} \quad (1.48)$$

donde:

h_w : carga o potencial hidráulico,

u_w : presión de poro de agua,

y : elevación del punto por sobre la referencia,

v_w : velocidad media del flujo en un medio poroso,

g : aceleración de la gravedad,

ρ : densidad del agua.

La energía total se denomina potencial o carga hidráulica, o simplemente carga total (presión total). La carga total resulta función de las componentes de gravedad, la presión de poro de agua y velocidad media del flujo. La expresión de Bernoulli se simplifica tomando en cuenta que la velocidad media del flujo en un medio poroso es muy pequeña por lo tanto el tercer término tiende a cero, quedando:

$$h_w = y + \frac{u_w}{\rho_w g} \quad (1.49)$$

Tanto para suelos saturados como para los no saturados, el agua fluye desde un punto de carga total alta (energía alta) hacia un punto de carga total baja (energía Baja), independiente de si la presión de poro de agua es positiva o negativa (Freeze & Cherry, 1979). El flujo de agua en suelos saturados se describe mediante la ley de Darcy (Darcy, 1856). La velocidad media del fluido a través del medio poroso es proporcional al gradiente de carga hidráulica:

$$v_w = -k_w \frac{\partial h_w}{\partial y} \quad (1.50)$$

donde:

v_w : velocidad media del agua,

k_w : conductividad hidráulica saturada en la dirección del flujo,

$\frac{\partial h_w}{\partial y}$: gradiente hidráulico en la dirección y (dirección del flujo).

La ley de Darcy supone una relación lineal entre el gradiente hidráulico y la velocidad media, solo es válida en condición de flujo laminar (Freeze & Cherry, 1979). El signo negativo de la ecuación (1.50) indica que el agua fluye en la dirección que disminuye la carga total. La ley de Darcy también se puede utilizar en el movimiento de fluidos a través de suelos no saturados. El análisis del flujo en suelos no saturados ha sido realizado por varios autores (Buckingham, 1907; Richards, 1931; Childs & Collis-George, 1950; Fredlund & Rahardjo, 1993). El valor de la conductividad hidráulica en suelos no saturados, no es constante, está en función del contenido de agua, del grado de saturación o de la succión matricial.

El flujo de agua en medios porosos en suelos saturados y no saturados se puede clasificar como se muestra en la figura 1.13 (López Acosta & Mendoza, 2016). El flujo unidimensional, bidimensional y tridimensional, se denominan en función del número de dimensiones que se incluyen en el análisis. El flujo laminar y turbulento se rige por el número de Reynolds (Reynolds, 1883), en el flujo laminar las partículas de agua se mueven en trayectorias definidas que no intersecan la trayectoria de otras partículas, constituyendo capas o láminas paralelas, en el flujo turbulento las partículas del fluido se mueven de forma caótica, en todas direcciones, entrecruzándose al azar.

El flujo estacionario ocurre bajo condiciones constantes en el tiempo y en el caso del flujo transitorio sus condiciones varían respecto al tiempo. El flujo confinado se presenta en un medio donde todas las fronteras de flujo están totalmente definidas es decir son conocidas y, el agua está obligada a transitar a través del espacio permeable limitado por las líneas de flujo y equipotenciales de frontera. En los problemas de flujo no confinado una de las líneas de frontera no se conoce y debe determinarse como parte de la solución, el agua fluye a través del espacio permeable limitado por una línea de flujo y una línea equipotencial, y al menos una de sus otras fronteras es una línea de corriente superior o una línea de superficie libre.

Flujo estacionario (establecido)

Tomando un elemento de volumen diferencial de un medio poroso como el mostrado en la figura 1.14, la ley de conservación de masa para flujo estacionario a través de medios porosos establece que el flujo de agua que ingresa dentro del elemento diferencial es igual al flujo de agua que egresa, implicando que no habrá variaciones en el agua almacenada y que el nivel piezométrico se mantendrá constante. Esto último indica que el flujo es independiente del tiempo.

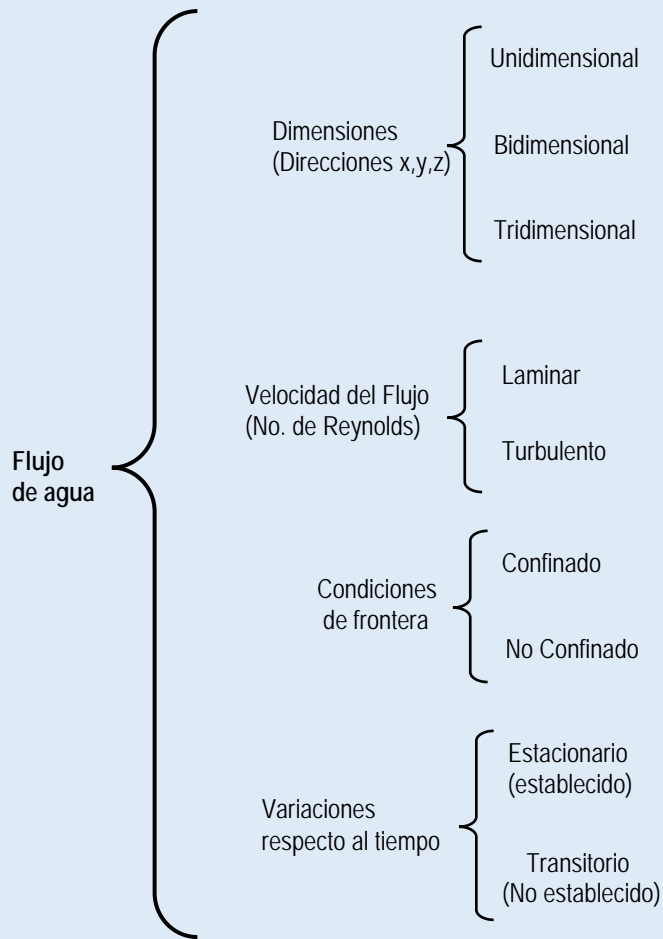


Figura 1.13 Clasificación del flujo de agua en un medio poroso.

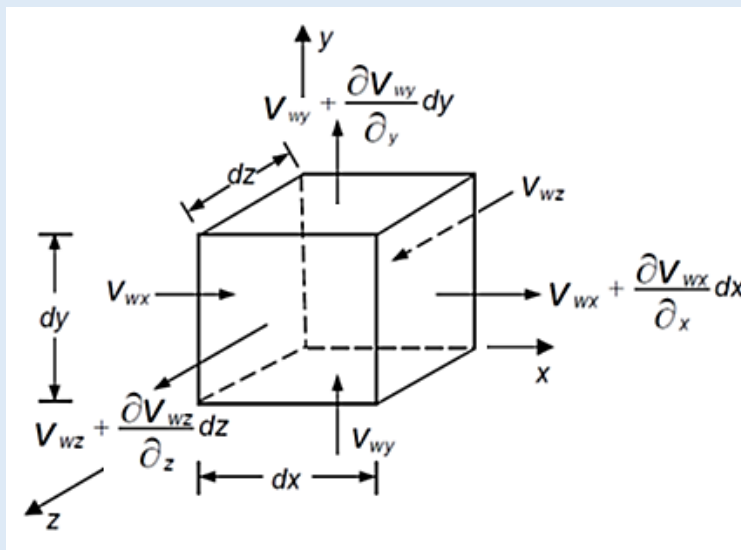


Figura 1.14 Elemento de volumen infinitesimal para el análisis del flujo dentro de un medio poroso (Fredlund, et al., 2012).

La ecuación de flujo es la siguiente:

$$\left(v_{wx} + \frac{\partial v_{wx}}{\partial x} dx - v_{wx} \right) dydz + \left(v_{wy} + \frac{\partial v_{wy}}{\partial y} dy - v_{wy} \right) dx dz + \left(v_{wz} + \frac{\partial v_{wz}}{\partial z} dz - v_{wz} \right) dx dy = 0 \quad (1.51)$$

La ecuación anterior se reduce:

$$\left(\frac{\partial v_{wx}}{\partial x} + \frac{\partial v_{wy}}{\partial y} + \frac{\partial v_{wz}}{\partial z} \right) dx dy dz = 0 \quad (1.52)$$

Aplicando la ley de Darcy (1856), se obtiene:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_{wx} \frac{\partial h_w}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_{wy} \frac{\partial h_w}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_{wz} \frac{\partial h_w}{\partial z} \right) = 0 \quad (1.53)$$

Considerando que el suelo isotrópico, homogéneo y saturado, la ecuación (1.51) se simplifica a la ecuación de continuidad de Laplace:

$$\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h_w}{\partial z^2} = 0 \quad (1.54)$$

Para suelos no saturados e isotrópicos, la ecuación (1.51) se simplifica a:

$$k_w \left(\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h_w}{\partial z^2} \right) + \frac{\partial k_w}{\partial x} \frac{\partial h_w}{\partial x} + \frac{\partial k_w}{\partial y} \frac{\partial h_w}{\partial y} + \frac{\partial k_w}{\partial z} \frac{\partial h_w}{\partial z} = 0 \quad (1.55)$$

donde:

$$k_w = f(\psi) : \text{Conductividad hidráulica función de la succión mátrica.}$$

Flujo transitorio (no establecido)

El flujo transitorio provoca cambios de la carga hidráulica dentro del suelo con relación al tiempo, es decir varía la cantidad de agua almacenada y el nivel piezómetro, para suelos saturados la ecuación de flujo transitorio se puede escribir:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_{wx} \frac{\partial h_w}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_{wy} \frac{\partial h_w}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_{wz} \frac{\partial h_w}{\partial z} \right) = \frac{dh_w}{dt} \quad (1.56)$$

La conductividad hidráulica de cada una de las direcciones corresponde al estado saturado, considerando el suelo isotrópico y homogéneo, la ecuación (1.54) se simplifica:

$$k_s \left(\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h_w}{\partial z^2} \right) = \frac{dh_w}{dt} \quad (1.57)$$

donde:

k_s : Conductividad hidráulica saturada.

La expresión para flujo transitorio en suelos no saturado usualmente se escribe en función del cambio de la cantidad volumétrica de agua con respecto al tiempo, la ecuación es la siguiente:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_{wx} \frac{\partial h_w}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_{wy} \frac{\partial h_w}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_{wz} \frac{\partial h_w}{\partial z} \right) = \frac{d\theta}{dt} \quad (1.58)$$

La conductividad hidráulica no saturada está en función de la succión mátrica, combinando la ecuación (1.56) con la ecuación de Bernoulli (sustituyendo $u_w / \rho g = \psi$), considerando el suelo homogéneo e isotrópico y escribiendo la ecuación en términos de la succión mátrica, la expresión es la siguiente:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_w \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left[k_w \left(\frac{\partial \psi}{\partial y} + 1 \right) \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_w \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) = \frac{d\theta}{d\psi} \frac{d\psi}{dt} \quad (1.59)$$

donde:

ψ : succión mátrica del suelo.

La deducción de la ecuación (1.57) la hizo por primera ocasión Richards para modelar el flujo transitorio en un medio poroso no saturado (Richards, 1931), dado que la ecuación es de naturaleza no lineal, las soluciones analíticas no resultan posibles, salvo para algunos casos específicos (Tracy, 2016; De Luca & Cepeda, 2016). Consecuentemente, las aproximaciones numéricas son las que se utilizan en la solución de la ecuación (Fredlund, et al., 2012), principalmente usando los métodos de diferencias finitas y elementos finitos (Celia, et al., 1990).

Para resolver los problemas de flujo transitorio, es necesario conocer el tamaño y la geometría de la región de flujo, la ecuación de flujo para la región considerada, las condiciones de borde en la región, las condiciones iniciales dentro de la región, la distribución espacial de los parámetros hidrogeológicos que controlan el flujo, y el método matemático de solución. Si se plantea un problema de flujo estacionario, se elimina el requerimiento de condiciones iniciales dentro de la región (Russo, et al., 2001; Gottardi & Venutelli, 2001).

Lam, et al. (1987), propusieron una expresión para el flujo transitorio bidimensional en función de la curva característica suelo-agua. El modelo propuesto describe el flujo de agua de suelo saturados y no saturados, en la zona insaturada, la fase de aire se supone continua y con presiones menores a la atmosférica. Por lo tanto, solo se considera el flujo de agua. Tanto para el suelo saturado como para el no saturado, la velocidad del flujo está definida por la ley de Darcy y la ecuación propuesta es la siguiente:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_{wx} \frac{\partial h_w}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_{wy} \frac{\partial h_w}{\partial y} \right) = \rho_w g m_2^w \frac{\partial h_w}{\partial t} \quad (1.60)$$

donde:

m_2^w : pendiente de la curva característica suelo-agua.

El término m_2^w representa la velocidad a la que un suelo absorberá o liberará agua cuando haya un cambio en la succión matricial. También incorporaron condiciones de suelo anisotrópico, donde la dirección del mayor valor de conductividad hidráulica está inclinado en un ángulo arbitrario (α) al eje x, dando como resultado:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_{wxx} \frac{\partial h_w}{\partial x} + k_{wxy} \frac{\partial h_w}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_{wyx} \frac{\partial h_w}{\partial x} + k_{wyy} \frac{\partial h_w}{\partial y} \right) = \rho_w g m_2^w \frac{\partial h_w}{\partial t} \quad (1.61)$$

donde:

$$k_{wxx} = k_1 \cos^2 \alpha + k_2 \sin^2 \alpha ,$$

$$k_{wyy} = k_1 \sin^2 \alpha + k_2 \cos^2 \alpha ,$$

$$k_{wxy} = k_{wyx} = (k_1 - k_2) \sin \alpha \cos \alpha ,$$

k_1 : mayor valor de conductividad hidráulica,

k_2 : menor valor de conductividad hidráulica.

Asimismo resolvieron las ecuaciones diferenciales con el método de elemento finito con el enfoque de Galerkin con residuos ponderados, la solución se implementó en dos ejemplos usando el software TRASEE, la información básica requerida por el TRASEE incluía las dimensiones espaciales, la definición de las condiciones de contorno y la definición de las propiedades del suelo. La formulación matemática para elementos triangulares dio como resultado la siguiente expresión:

$$\int_A \{B\}^T [K] \{B\} dA \{h^n\} + \int_A \{L\}^T \lambda \{L\} \frac{\partial \{h^n\}}{\partial t} dA - \int_S \{L\}^T q ds = 0 \quad (1.62)$$

donde:

$$\{B\} = \frac{1}{2A} \begin{Bmatrix} y_2 - y_3 & y_3 - y_1 & y_1 - y_2 \\ x_3 - x_2 & x_1 - x_3 & x_2 - x_1 \end{Bmatrix}, \text{ con } x_i, y_i \text{ coordenadas cartesianas de los nodos de}$$

los elementos,

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} \\ k_{yx} & k_{yy} \end{bmatrix}, \text{ con } k_{xx}, k_{xy}, k_{yx}, k_{yy}, \text{ componentes del tensor de conductividad}$$

hidráulica,

$$\{h^n\} = \begin{bmatrix} h_1 \\ h_2 \\ h_3 \end{bmatrix}, \text{ con } h_i \text{ carga total en los nodos de cada elemento,}$$

$$\{L\}^T = \{L_1 \quad L_2 \quad L_3\}, \text{ con } L_i \text{ coordenadas del \u00e1rea del elemento,}$$

$$\lambda = \rho_w g m_2^w$$

q : flujo a trav\u00e9s del per\u00edmetro del elemento,

A : \u00e1rea del elemento.

S : per\u00edmetro del elemento,

t : tiempo.

La integraci\u00f3n num\u00e9rica de la ecuaci\u00f3n (1.60) se puede simplificar con:

$$[D][h^n] + [E][\dot{h}^n] = [F] \tag{1.63}$$

donde:

$$[D] = [B]^T [K] [B] A,$$

la matriz de rigidez:

$$[E] = \frac{\lambda A}{12} \begin{bmatrix} 2 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 1 \\ 1 & 1 & 2 \end{bmatrix},$$

la matriz de capacitancia:

$$[F] = \frac{ql}{2} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ o } \frac{ql}{2} \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 1 \end{bmatrix} \text{ o } \frac{ql}{2} \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix},$$

$[\dot{h}^n]$: vector de flujo que refleja las condiciones de contorno y es la derivada de la carga hidr\u00e1ulica total con respecto al tiempo.

Para el flujo transitorio, la derivada con respecto al tiempo de la ecuaci\u00f3n (1.61) puede calcularse aproximadamente por un procedimiento de diferencias finitas. Por consiguiente, la relaci\u00f3n entre las cargas hidr\u00e1ulicas nodales de un elemento en dos tiempos sucesivos puede expresarse mediante las siguientes ecuaciones:

$$\left([D] + \frac{2[E]}{\Delta t} \right) [h^n]_{t+\Delta t} = \left(\frac{2[E]}{\Delta t} - [D] \right) [h^n]_t - 2[F] \tag{1.64}$$

$$\left([D] + \frac{2[E]}{\Delta t} \right) [h^n]_{t+\Delta t} = \frac{[E]}{\Delta t} [h^n]_t - [F] \quad (1.65)$$

La ecuación (1.62) se deriva utilizando la aproximación de diferencia central, y la ecuación (1.63) se deriva usando la aproximación de diferencia hacia atrás. Después de establecer las matrices para cada elemento, las ecuaciones algebraicas para todo el sistema pueden construirse y resolverse para la carga hidráulica total nodal. Sin embargo, debido a la no linealidad de la ecuación de flujo, se requiere un procedimiento iterativo para obtener las cargas hidráulicas totales nodales correctas, lo cual implica una serie de aproximaciones sucesivas, la tasa de convergencia depende en gran medida del grado de no linealidad de la función de la conductividad hidráulica y la discretización espacial del problema. En general, la solución convergerá a una tolerancia de menos de 1% en 10 iteraciones.

Continuado con la solución, después de obtener las cargas hidráulicas totales nodales del sistema, se puede calcular la presión de los poros, los gradientes, las velocidades y cantidades de flujo con las siguientes ecuaciones, la ecuación para la presión del agua del poro nodal:

$$[u_w]_t = ([h^n]_t - [Z^n]) \rho_w g \quad (1.66)$$

donde:

$[Z^n]$: elevación de los nodos de los elementos.

La ecuación para el gradiente los elementos es:

$$\begin{bmatrix} i_x \\ i_y \end{bmatrix} = [B] [h^n]_t \quad (1.67)$$

La ecuación de velocidad del flujo es:

$$\begin{bmatrix} v_x \\ v_y \end{bmatrix} = [K]_t [B] [h^n]_t \quad (1.68)$$

La ecuación de la cantidad del flujo es:

$$[q_{ij}]_t = [D]_t (h_j^n - h_i^n) \quad (1.69)$$

donde:

$[q_{ij}]_t$: cantidad de flujo del nodo i que contribuye al nodo j.

En fechas recientes los modelos han incluido el comportamiento histerético del suelo, por ejemplo, Yang, et al. (2011), estudiaron numéricamente el efecto de la histéresis en el comportamiento hidráulico de los suelos no saturados, combinaron la ecuación de Richards con la curva característica suelo-agua con efectos histeréticos

para describir el flujo. Además utilizan una curva de exploración lineal para describir el comportamiento hidráulico dentro del bucle histerético principal e implementaron el enfoque propuesto con el método de diferencias finitas. Una comparación del modelo histórico propuesto con el modelo tradicional no histórico se lleva a cabo primero. Concluyeron que los resultados muestran que la histéresis hidráulica no puede descuidarse en el análisis de filtración en los suelos que exhiben una histéresis hidráulica significativa, debido a que se presenta un rango más amplio de variaciones en la succión y una velocidad de infiltración promedio relativamente mayor.

Por otro lado otros investigadores tratan de mejorar los algoritmos, como Zambra, et al. (2012), que construyeron un esquema de volumen finito con muy alta precisión (en el espacio y el tiempo) para resolver la ecuación de Richards no lineal. El esquema se basa en un procedimiento de predictor-corrector de tres etapas. En primer lugar, se aplica un procedimiento de reconstrucción de alto orden ponderado esencialmente no oscilatorio (WENO) a los promedios de las células en el instante analizado para garantizar la mono-tonicidad en presencia de gradientes pronunciados. En segundo lugar, la evolución temporal de los polinomios de reconstrucción (WENO) se calcula en una etapa predictiva mediante el uso de una forma global débil de las ecuaciones. Se usa el método de elemento finito discontinuo de Galerkin espacio-tiempo global para obtener un esquema sin la restricción de paso-tiempo parabólica causada por la presencia del término de difusión en la ecuación de Richards. El sistema algebraico no lineal resultante se resuelve mediante el método de Newton-Krylov, donde el algoritmo de método residual mínimo generalizado de Saad-Schulz se usa para resolver los subsistemas lineales.

Finalmente, como un tercer paso, los promedios de las células (elementos espaciales), con el método de volumen finito se actualizan usando un esquema de un solo paso, sobre la base de la solución calculada previamente en la etapa predictiva del espacio-tiempo. Validaron el esquema propuesto con soluciones analíticas, experimentales y de referencia numérica en cuatro casos de prueba. El estudio de convergencia numérica realizado permite mostrar que el esquema propuesto es de alta precisión en el espacio y el tiempo.

La precisión de la solución numérica de la ecuación de Richards depende del método utilizado para estimar la conductividad hidráulica promedio entre los nodos vecinos o las celdas de la cuadrícula numérica. Szymkiewicz, et al. (2015), analizaron la aplicación de un código de simulación en computadora a tres problemas de infiltración en un medio inicialmente seco, utilizando varios métodos para el cálculo de conductividad hidráulica intercelular (media aritmética, media geométrica y ponderación en sentido ascendente). Mostraron que la influencia del método con que se realiza el promedio puede ser muy grande para una cuadrícula gruesa, pero que disminuye a medida que disminuye el tamaño de la celda. Reportan que en general, el promedio aritmético produjo los

resultados más confiables para redes gruesas y, que la diferencia entre los resultados obtenidos con diversos métodos es un indicador del refinamiento de la red (malla de elementos).

1.9 Esfuerzo Cortante

La resistencia al cortante de suelos saturados y no saturados, es una propiedad importante en el diseño de numerosas estructuras geotécnicas y geo-ambientales, tales como presas de tierra, taludes, muros de contención, pavimentos y cimentaciones. Coulomb (1776), introduce una expresión para calcular el esfuerzo cortante en el suelo:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (1.70)$$

En la que τ : esfuerzo cortante, c : cohesión, σ : esfuerzo normal inter-granular, φ : ángulo de fricción interna del suelo que se supone constante. La cohesión puede definirse como la adherencia entre las partículas del suelo debido a la atracción entre ellas, producida por fuerzas inter-granulares. El ángulo de fricción interna es función de la uniformidad de las partículas del suelo, del tamaño y la forma de los granos y de la presión normal, sin embargo, el uso de la expresión de Coulomb no siempre resultó en diseños satisfactorios para las estructuras de suelo.

Terzaghi (1936), publicó el principio de los esfuerzos efectivos enunciado en la siguiente expresión:

$$\tau = c' + (\sigma - u_w) \tan \varphi' \quad (1.71)$$

Considerando que el agua no puede soportar esfuerzos cortantes sustanciales, la resistencia al corte de un suelo depende sólo de los esfuerzos que soporta el esqueleto de suelo. Donde c' es la cohesión efectiva, φ' ángulo de fricción efectiva y u_w es la presión de poro de agua. φ' y c' , se pueden obtener con ensayos de laboratorio realizados sobre muestras de suelo representativas, tales como el ensayo de corte directo (ASTM D-3080-72) o el ensayo de compresión triaxial (ASTM D-2850-70).

La expresión matemática de Terzaghi se aplica a suelos saturados y la presión de poro de agua es positiva, además considera al suelo homogéneo y no estructurado, no toma en cuenta la existencia de fuerzas internas de carácter molecular, electrostático y mecánico-estructural. Osipov (2015) propuso un modelo para calcular el esfuerzo efectivo que considera al suelo como un sistema poroso estructurado sometido a fuerzas externas y a tensiones internas de naturaleza gravitacional y fisicoquímica, explica de mejor manera el comportamiento de suelos de baja permeabilidad como las arcillas que el modelo de Terzaghi.

Bishop (1959), fue uno de los primeros que planteó que la ecuación de Terzaghi también se puede utilizar para determinar la resistencia al corte en suelos no saturados:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \chi \tan \phi' \quad (1.72)$$

donde:

τ : esfuerzo cortante del suelo,

c' : cohesión efectiva,

σ : esfuerzo normal total,

u_a : presión del aire de poro,

u_w : presión del agua de poro,

ϕ' : ángulo efectivo de fricción,

χ : parámetro que depende del grado de saturación del suelo (de 0 a 1).

Aquí $(\sigma - u_a)$ es el esfuerzo normal neto y $(u_a - u_w)$ es la succión mátrica del suelo.

Otra ecuación para predecir la resistencia al corte de los suelos no saturados fue desarrollada por Fredlund, et al. (1978), quienes propusieron la relación:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (1.73)$$

Donde:

τ = esfuerzo cortante del suelo,

c' = cohesión efectiva,

σ = esfuerzo normal total,

u_a = presión del aire de poro,

u_w = presión del agua de poro,

ϕ' = ángulo efectivo de fricción,

ϕ^b = ángulo de fricción interna aparente, obtenido de la curva de esfuerzos cortantes contra succión (sus valores son pequeños, debido a que el esfuerzo cortante varía en un orden de magnitud mientras que la succión lo hace en hasta 6 órdenes de magnitud).

También $(\sigma - u_a)$ = esfuerzo normal neto y $(u_a - u_w)$ = succión mátrica del suelo.

En la figura 1.15 se muestra una interpretación de las variables con el criterio de Mohr-Coulomb.

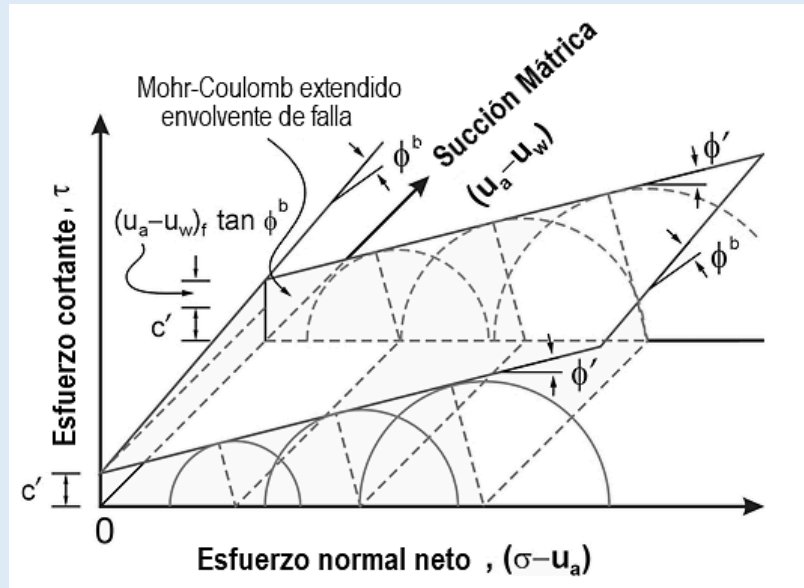


Figura 1.15 Envolvente de falla de Mohr-Coulomb extendida para suelos no saturados (Fredlund & Rahardjo, 1993) .

Otro modelo es de Vanapalli, et al. (1996), que se apoyan en la curva característica del suelo para determinar la magnitud de los esfuerzos de corte y propusieron la expresión:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w) \left[\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right] \tan \varphi' \quad (1.74)$$

donde:

τ : esfuerzo cortante del suelo,

c' : cohesión efectiva,

σ_n : esfuerzo normal total,

u_w : presión del agua de poro,

u_a : presión del aire de poro,

φ' : ángulo efectivo de fricción,

θ_w : contenido volumétrico de agua,

θ_s : contenido volumétrico de agua saturado,

θ_r : contenido volumétrico de agua residual,

$(\sigma_n - u_a)$: esfuerzo normal neto y $(u_a - u_w)$: succión matricia del suelo. Además se puede escribir también en términos del grado de saturación.

No obstante, Schnellmann, et al. (2015), acotaron la expresión propuesta por Vanapalli, et al. (1996), interpretaron que la resistencia a cortante debida a la succión del suelo es cero para succiones iguales o mayores al valor residual en oposición a la interpretación de Vanapalli, et al. (1996), quienes afirmaron que la

resistencia al cortante no saturada en el estado residual puede aumentar, disminuir o permanecer constante, dando como resultado las expresiones siguientes:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w) \left[\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right] \tan \varphi', \quad (u_a - u_w) < \psi_r \quad (1.75)$$

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \varphi', \quad (u_a - u_w) \geq \psi_r \quad (1.76)$$

donde:

ψ_r : valor de succión residual.

Gallegos, et al. (2012), realizaron un trabajo experimental para identificar cuál de estos tres modelos (Bishop, 1959; Fredlund, et al., 1978; Vanapalli, et al., 1996) predice de mejor manera los esfuerzos cortantes en suelos no saturados, comparando los resultados experimentales con los estimados con los modelos, llegaron a la conclusión que el modelo de Bishop es el más adecuado. Sin embargo, existe la dificultad de estimar el parámetro χ , Bishop & Donald (1961), intentaron validar la ecuación en condiciones elásticas, y llegaron a la conclusión que el valor de debía evaluarse como una función del grado de saturación, varios investigadores ponen en tela de juicio dicha suposición y buscan mejores aproximaciones con propuestas diferentes. En la investigación se usaran estos métodos como primera aproximación al tema, aunque tengan limitaciones, como la de no explicar el colapso de un suelo, o solo ser validos en la etapa elástica.

Recientemente la ecuación de Bishop ha reaparecido en el modelado para suelos no saturados, ya que ha demostrado mayor eficiencia en el acoplamiento del comportamiento hidráulico y mecánico de materiales insaturados (Rojas, 2008). Para explicar el fenómeno de colapso que implica la aparición de una deformación plástica, requiere el establecimiento de un marco de referencia elastoplástico para su modelación, significa que ninguna ecuación de esfuerzos efectivos puede, por si sola, explicar este fenómeno (Rojas, 2014). Rojas (2013), desarrolló un modelo solido-poroso que incluye los efectos histéricos y explica el colapso, por medio de relaciones con el parámetro de Bishop.

Noor y Anderson (2006) propusieron un modelo completo para esfuerzo cortante de suelos saturados y no saturados. El modelo considera un incremento no lineal de la resistencia a cortante con respecto a la succión del suelo. Se propuso que el aumento de la resistencia a cortante con respecto a la succión del suelo retrocede al valor de resistencia al esfuerzo cortante saturado en un punto que se denominó como 'succión final'. Se requiere un total de seis ecuaciones para describir completamente la envolvente de falla deformada para la resistencia al corte. Además de los parámetros de resistencia cortante saturada, se requieren mediciones de succiones altas y bajas para el esfuerzo cortante no saturado. Según Noor y Anderson (2006), el modelo de resistencia al corte se aplica a los suelos de grano grueso y fino.

Goh, et al. (2010), propusieron un modelo para predecir la resistencia al corte sin utilizar parámetros de ajuste en la ecuación, además de proporcionar una mejor predicción de resistencia al corte basándose en las propiedades básicas del suelo y en SWCC en una gama más amplia de tipos de suelos, con dos expresiones matemáticas, haciendo distinción entre trayectorias de secado y trayectorias de humedecimiento (mojado):

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + (u_a - u_w)] \tan \phi', \quad (u_a - u_w) \leq AEV \quad (1.77)$$

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + AEV] \tan \phi' + [(u_a - u_w) - AEV] b \Theta^k \tan \phi', \quad (u_a - u_w) > AEV \quad (1.78)$$

$$k = [\log(u_a - u_w) - \log AEV]^y \quad (1.79)$$

Para estimar esfuerzo cortante en secado.

$$y_d = 0.502 \ln(I_p + 2.7) - 0.387 \quad (1.80)$$

$$b_d = -0.245 \left\{ \ln \left[n_d (I_p + 4.4) \right] \right\}^2 + 2.114 \left\{ \ln \left[n_d (I_p + 4.4) \right] \right\} - 3.522 \quad (1.81)$$

Para estimar esfuerzo cortante en humedecimiento.

$$y_w = 3.55 y_d - 3.00 \quad (1.82)$$

$$b_w = 0.542 b_d \left(\frac{n_d}{n_w} \right) + 0.389 \quad (1.83)$$

donde:

τ : esfuerzo cortante,

c' : cohesión efectiva,

$(\sigma - u_a)$: esfuerzo efectivo neto,

$(u_a - u_w)$: succión mátrica,

u_a : presión de poro de aire,

u_w : presión de poro de agua,

ϕ' : ángulo de fricción efectivo,

Θ : contenido de agua normalizado. θ_w / θ_s ,

θ_w : contenido volumétrico de agua,

θ_s : contenido volumétrico de agua saturado,

y_d : parámetro y para trayectoria de secado,

- y_w : parámetro y para trayectoria de secado,
- b_d : parámetro b para trayectoria de secado,
- b_w : parámetro b para trayectoria de humedecimiento,
- n_d : parámetro de ajuste n (Fredlund & Xing, 1994) de SWCC, para trayectoria de secado,
- n_w : parámetro de ajuste n (Fredlund & Xing, 1994) de SWCC, para trayectoria de humedecimiento.
- AEV : succión correspondiente al valor de entrada de aire.
- I_p : índice plástico.

Las ecuaciones propuestas fueron estudiadas por Goh en su tesis doctoral (Goh, 2012), llegando a la conclusión que estiman con errores menores que las otras ecuaciones anteriormente propuestas por otros investigadores.

Chen, et al. (2013), desarrollaron un modelo teórico en suelos no saturados capaz de predecir los cambios de resistencia de los suelos no saturados sometidos a cambios repetidos de contenido de agua, los parámetros de este modelo están relacionados estrechamente con las propiedades hidráulicas y los parámetros de resistencia de los suelos no saturados. Las curvas predictivas del nuevo modelo son coincidentes con datos experimentales que se sometieron a un solo ciclo de secado y secado/humedecimiento. Consideraron el efecto histórico en el análisis de resistencia a cortante de suelos que se sometieron a ciclos de secado/humedecimiento. El modelo, puede ser especialmente adecuado para evaluar el cambio de resistencia al corte de suelos no saturados y la estabilidad de los taludes que experimentaron ciclos de secado/humedecimiento.

CONFIABILIDAD GEOTÉCNICA

2

Introducción

En este capítulo se analiza la importancia de la confiabilidad y las incertidumbres, además se identifican las herramientas para los análisis probabilísticos en geotecnia, entre las cuales están los métodos FOSM (first-order second-moment methods), FORM (First Order Reliability Method), estimaciones puntuales de Rosenblueth, superficie de respuesta y las simulaciones de Montecarlo, resaltando las ventajas y desventajas que tiene cada una de ellas, sin dejar a un lado los criterios para diseñar por confiabilidad las estructuras geotécnicas, el índice de confiabilidad y la probabilidad de falla; recordando que actualmente los diseños basados en la confiabilidad se pueden ver como una forma simplificada de diseño basado en el riesgo donde las diferentes consecuencias de la falla se cubren implícitamente mediante la adopción de diferentes índices de confiabilidad objetivo.

2.1 Teoría de Confiabilidad aplicada a la Geotecnia.

La confiabilidad designa la probabilidad de que un sistema cumpla satisfactoriamente con la función para la que fue diseñado, durante determinado período y en condiciones especificadas de operación. Así un evento que interrumpa ese funcionamiento se denomina falla, este funcionamiento adecuado en geotecnia se puede establecer en términos de los estados límites de falla o de servicio o ambos (Jaime & Montoya, 2008). La confiabilidad es el complemento de la probabilidad de falla (Phoon & Ching, 2014). La práctica cotidiana del diseño en la ingeniería geotécnica concentra sus esfuerzos en cuantificar el factor de seguridad para definir si una estructura es segura o no (Prada, et al., 2011), los factores de seguridad utilizados se basan en la experiencia (Phoon & Ching, 2014). No obstante, el factor de seguridad por sí solo no da cuenta de la probabilidad de falla que tiene una estructura ni de las incertidumbres asociadas (Phoon & Ching, 2014), además no deja espacio para que el ingeniero geotécnico ejerza su juicio en respuesta a las condiciones locales del sitio (Phoon & Retief, 2016).

Los diseños basados en confiabilidad (RBD: Reliability based design) permiten analizar de mejor forma el desempeño de una estructura geotécnica en términos de probabilidades de falla en lugar de un único factor de seguridad (Prada, et al., 2011). Se está dando un cambio gradual pero perceptible en los códigos de diseño geotécnico hacia el diseño basado en la confiabilidad en países como Canadá, Japón, EE. UU., y los Países Bajos. A partir del año 2008 la comunidad estructural ha reconocido más ampliamente que la confiabilidad geotécnica es distinta en varios aspectos importantes de la confiabilidad estructural. Tan es así que se incluye el anexo D sobre "Confiabilidad de las estructuras geotécnicas" en la tercera edición de la norma ISO 2394(2015) (Phoon & Retief, 2016; Phoon & Ching, 2014). En la actualidad, los diseños basados en la confiabilidad se pueden ver como una forma simplificada de diseño basado en el riesgo donde las diferentes consecuencias de la falla se cubren implícitamente mediante la adopción de diferentes índices de confiabilidad objetivo (Gong, et al., 2016; Phoon & Ching, 2014), estos índices objetivos se derivan de un análisis de costo-beneficio que equilibra la inversión y el riesgo, considerando la probabilidad y consecuencias de la falla (Gong, et al., 2016). En la figura 2.1 se muestran los pasos para realizar un diseño basado en confiabilidad.

En el caso que las consecuencias, los modos de falla y la representación de la incertidumbre se pueden categorizar y estandarizar, el diseño basado en confiabilidad se puede simplificar a un enfoque semiprobabilístico, siendo el más conocido el Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD: Load and Resistance Factor Design), no obstante el enfoque de LRFD no es aplicable ampliamente al diseño geotécnico como al diseño estructural, debido a que la estandarización es menos factible en geo-materiales naturales en contraste con los materiales estructurales (fabricados a medida) (Phoon & Retief, 2016). Los suelos y las rocas

son geo-materiales naturales que no se pueden producir de acuerdo con las especificaciones de fábrica, donde la variabilidad es lo común y no la excepción (Fenton, et al., 2015).

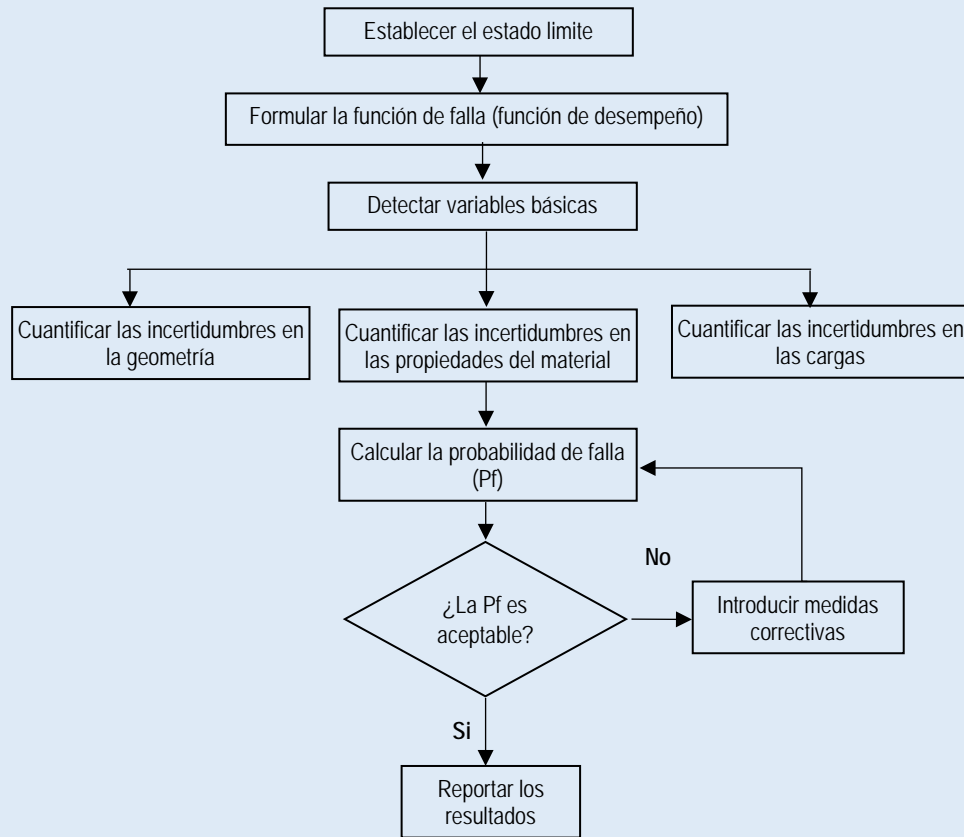


Figura 2.1 Diagrama de flujo para diseño basado en confiabilidad (RBD).

Baecher & Christian (2003), clasifican la incertidumbre en la ingeniería geotécnica en tres grandes categorías: variabilidad natural, incertidumbre del conocimiento (estadística o epistémica) e incertidumbre en los modelos de decisión. La variabilidad natural (incertidumbre física) está asociada con la aleatoriedad inherente a los procesos naturales, manifestándose como variabilidad en el tiempo para fenómenos que ocurren en un único lugar (variación temporal), o variabilidad en el espacio para eventos que se producen en diferentes lugares al mismo tiempo (variación espacial), o variaciones tanto en el espacio como en el tiempo. Esta variabilidad natural se aproxima usando modelos matemáticos y/o físicos simplificados, los cuales solo proporcionan una aproximación al fenómeno natural en el mejor de los casos. Esta fuente de incertidumbre geotécnica es compleja y depende de la variabilidad inherente del suelo o roca, el grado de equipamiento y el control procedimental mantenido durante la investigación del sitio y la precisión del modelo de correlación utilizado para relacionar la medición del campo con las propiedades del diseño del suelo (Phoon, 2008).

La incertidumbre estadística se atribuye a la falta de datos, de información sobre eventos y procesos, o a la falta de comprensión de las leyes físicas que limita la capacidad de modelar el mundo real, a su vez se divide en tres subcategorías principales para aplicaciones geotécnicas: incertidumbre de la caracterización del sitio, incertidumbre del modelo e incertidumbre de los parámetros. La incertidumbre de la caracterización del sitio depende de la idoneidad de las interpretaciones que se hace sobre la geología del subsuelo. La cual resulta de las incertidumbres de los datos y de la exploración, incluyendo errores de medición, incoherencia y heterogeneidad de los datos, errores de transcripción en el manejo de datos, y la inadecuada representatividad del muestreo debido a limitaciones de tiempo y espacio.

La incertidumbre de los modelos depende del nivel de precisión con que el modelo matemático elegido representa la realidad. Esta incertidumbre refleja la incapacidad de un modelo o técnica de diseño para representar con precisión el verdadero comportamiento físico del sistema, o la incapacidad del diseñador para identificar el mejor modelo. También influye el modelo matemático elegido para ajustar los datos observados, ya que la aceptación del modelo proviene de una prueba de bondad de ajuste con un adecuado nivel de significancia. La incertidumbre en los parámetros depende de la precisión con que los parámetros del modelo pueden ser estimados. La cual resulta de la inexactitud en la determinación de los valores de los parámetros a partir de ensayos o calibración de datos, es agravada por el número limitado de observaciones y la imprecisión estadística resultante.

Además de la variabilidad natural y la incertidumbre estadística, también algunas veces entran en el análisis geotécnico de riesgo y confiabilidad dos tipos prácticos de incertidumbre (incluidas en la incertidumbre del modelo de decisión). Estas tienen que ver con la implementación de diseños en la práctica y con los problemas económicos que acompañan a los cálculos de costo-beneficio. Las cuales son incertidumbres operacionales, incluidas las relacionadas con la construcción, la fabricación, el deterioro, el mantenimiento y los factores humanos que no se tienen en cuenta en los modelos de rendimiento de ingeniería; y las incertidumbres en las decisiones, que describen la incapacidad para conocer los objetivos sociales o para prescribir tasas de descuento social, la duración de un horizonte de planificación, las compensaciones deseables de consumo temporal-inversión o la aversión social al riesgo. No obstante, para el análisis del trabajo presente no se toman en cuenta.

En la mayoría de los casos la modelación probabilística de las incertidumbres involucradas en el problema, se hace asignándoles una función de densidad probabilidad (PDF: Probability Density Function), con parámetros de distribución estimados del análisis de la información recopilada y/o en base a información subjetiva o a la experiencia pasada. Por otro lado, para poder hacer estimaciones de confiabilidad es necesario tener una

función de estado límite o función de desempeño (Prada, et al., 2011). Una función de estado límite es aquella que delimita un dominio seguro de uno no seguro, en geotecnia, usualmente se usan como funciones de estado límite el factor de seguridad (FS) y el margen de seguridad (MS) definidos como:

$$FS = \frac{Resistencia}{Carga} \quad (2.1)$$

$$MS = Resistencia - Carga \quad (2.2)$$

El factor de seguridad (FS) se usa comúnmente para analizar la estabilidad de los taludes, siguiendo esta práctica, en esta investigación se usa como función de desempeño. Existen diversas herramientas matemática para determinar la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad, entre estas se encuentran: los métodos de primer orden segundo momento (FOSM: first-order second-moment methods); estimación puntual (Rosenblueth), Hasofer-Lind (FORM: First Order Reliability Method) y Simulación de Monte Carlo, son las más usadas en la ingeniería geotécnica (Sleep & McGuire, 2015; Phoon, 2008), empero, también es usado frecuentemente el método de superficie de respuesta (Cao, et al., 2017; Li, et al., 2016), en la tabla 2.1 se muestran los cálculos requeridos para la determinar la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad con cada método.

Tabla 2.1 Número de cálculos requeridos para los métodos de confiabilidad con n variables aleatorias (Phoon & Retief, 2016).

Método de Confiabilidad	Número de cálculos
Series de Taylor (FOSM)	2n+1
Estimaciones puntuales	2 ⁿ
Hasofer-Lind simplificado	Depende de las iteraciones, generalmente son más que para la serie de Taylor y la Estimación Puntual
Simulación de Monte-Carlo	Típicamente > 5000

Sleep & McGuire (2015), compararon los resultados de los cálculos de probabilidad de falla para un talud infinito en arena y un corte vertical en arcilla. El estudio compara los resultados de los métodos de la serie de Taylor, estimaciones puntuales y Hasofer- Lind con la simulación de Monte Carlo. Los resultados del Método Hasofer-Lind se asemejan más a los de la simulación Monte Carlo para los dos ejemplos de análisis. En opinión de los investigadores que, independientemente de la potencia de cálculo de cómputo requerida para análisis geotécnicos complejos, la simulación de Monte Carlo debe utilizarse preferentemente para calcular la probabilidad de falla. Ni los análisis de confiabilidad ni los análisis deterministas son precisos, ambos tienen valor y cada uno mejora el valor del otro, se sugiere que tanto el factor de seguridad y confiabilidad se usen en conjunto, como medidas complementarias de diseño aceptable (Phoon & Ching, 2014; Duncan, 2000).

2.2 Métodos de primer orden segundo momento (FOSM), series de Taylor.

El método First-Order, Second Moment (FOSM), es el más simple para calcular la media $E[FS]$ y la varianza de la función de desempeño $V[FS]$ (Phoon, 2008), ha sido descrito por diversos autores (Phoon & Ching, 2014; Hidalgo Montoya & Pacheco de Assis, 2011a; Suchomel & Maši, 2010; Phoon, 2008; Xue & Gavin, 2007; Baecher & Christian, 2003; Duncan, 2000; Hassan & Wolff, 1999; Lacasse & Nadim, 1998; U.S. Army Corps of Engineers, 1997; Christian, et al., 1994; Tang, et al., 1976;).

Para n variables aleatorias $FS = f(X_1, X_2, \dots, X_n)$, considerando solamente los términos lineales en la Serie de Taylor, el valor esperado de la función de desempeño es:

$$E[FS] = f(\bar{X}_1, \bar{X}_2, \dots, \bar{X}_n), \quad (2.3)$$

donde:

$$\bar{X}_i = E[X_i], \quad \text{valor medio para cada variable.} \quad (2.4)$$

Y la varianza de la función de desempeño:

$$V[FS] = E \left[\left(\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X}_i) \frac{\partial f}{\partial X_i} \right)^2 \right] \quad (2.5)$$

$$V[FS] = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial f}{\partial X_i} \right)^2 V(X_i) + 2 \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^{n-1} \left(\frac{\partial f}{\partial X_i} \right) \left(\frac{\partial f}{\partial X_j} \right) COV(X_i, X_j) \quad (2.6)$$

$$COV(X_i, X_j) \equiv E[(X_i - \bar{X}_i)(X_j - \bar{X}_j)] \quad (2.7)$$

La función FS es evaluada para los puntos medios de todas las variables, así como la varianza de FS. El primer término en el lado derecho de la ecuación (2.6) representa la contribución de las varianzas de las variables de entrada a la varianza total de la función de desempeño. El segundo término denota la influencia de una posible correlación entre los diversos pares posibles de variables de entrada. Si las variables de entrada son estadísticamente independientes (no correlacionadas), este segundo término se desvanece y la varianza queda:

$$V[FS] = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial f}{\partial X_i} \right)^2 V(X_i) \quad (2.8)$$

Los valores de las derivadas pueden ser obtenidos mediante el cálculo analítico, no obstante, puede obtenerse con la aproximación numérica (Christian, et al., 1994):

$$\frac{\partial f}{\partial X_i} \approx \frac{\Delta f}{\Delta X_i} = \frac{f(X_i + \Delta X_i) - f(X_i)}{\Delta X_i} \quad (2.9)$$

Si el número de variables aleatorias es n , este método requiere evaluar n derivadas parciales de la función de desempeño o desarrollar la aproximación numérica usando la evaluación en $2n+1$ puntos (Baecher y Christian, 2003). El método supone que $(X_i - \bar{X}_i)$ de cada una de las variables aleatorias es pequeña por lo que el término al cuadrado o potencias mayores son aún más pequeñas y se pueden ignorar, la serie de Taylor es truncada a partir de sus términos de segundo orden, despreciándose portando los efectos de los terceros y cuartos momentos probabilísticos (Baecher & Christian, 2003). Es llamado de segundo momento porque la varianza es de la forma de segundo momento y es el resultado estadístico de mayor orden usado en el análisis (Prada, et al., 2011).

Una de sus principales dificultades es determinar el valor de las derivadas parciales y, cuando se utilizan funciones no lineales, el error aumenta al elevarse el orden de éstas (Jaime & Montoya, 2008), además no puede explicar la distribución de probabilidad de la función de desempeño por lo que se asume una distribución normal o log-normal (Lacasse & Nadim, 1998). Prada, et al., (2011), mencionan que las soluciones con series de Taylor entregan resultados que se podrían considerarse más ajustados a los valores centrales, ya que para obtener la desviación estándar se evalúan las derivadas en los valores medios.

2.3 Estimación puntual.

Uno de los métodos que se usa ampliamente en los análisis de confiabilidad en geotecnia es el método de estimación puntual de Rosenblueth, debido a que: es simple, directo y eficaz para aproximar los momentos de orden bajo de las variables aleatorias, a pesar de sus limitaciones (Duncan, 1999). El método corresponde a la cuadratura de Gauss que es el resultado de un caso especial de los procedimientos de aproximación polinomial ortogonal, para las variables normales, corresponde a la cuadratura de Gauss-Hermite, pero el procedimiento de Rosenblueth genera automáticamente los pesos y las abscisas de la cuadratura de Gauss-Legendre y Gauss-Laguerre. (Christian & Baecher, 1999).

Rosenblueth (1975), propuso este método para obtener los momentos de la función de desempeño por medio de la evaluación de la función de desempeño en un juego de puntos discretos escogidos. La aproximación de Rosenblueth es una aplicación del método de la cuadratura de Gauss para ubicar las coordenadas de los puntos

óptimos para evaluar una integral y los pesos correspondientes a los puntos. En este caso, los puntos óptimos para evaluar los momentos de la función de densidad de probabilidad para cada variable aleatoria es el valor promedio \pm la desviación estándar. Si el problema tiene n variables aleatorias, se tendrán $2n$ combinaciones de la función de desempeño. Con las $2n$ funciones de desempeño se puede calcular un valor esperado de la función de desempeño $E[FS]$ y la varianza de la misma $V[FS]$.

Una de las desventajas del método es que: al tener que evaluar $2n$ veces la función de desempeño, las evaluaciones pueden llegar a ser tediosas para aplicaciones prácticas, cuando el número de variables aleatorias es grande. Además, los resultados pueden presentar un error considerable cuando las funciones a integrar no están bien representadas por un polinomio de tercer orden y el coeficiente de variación de la variable aleatoria es muy grande (Baecher & Christian, 2003). A un cuando el método de estimación puntual es considerado simple, es robusto y lo suficientemente preciso para una variedad de problemas prácticos. Cabe mencionar que el método no es una simulación de Montecarlo ni pertenece al método de serie de Taylor.

2.4 Hasofer-Lind (FORM)

Filz & Navin (2006), encontraron que el método de Hasofer Lind (Hasofer & Lind, 1974) es más preciso que la serie más simple de Taylor. El método FOSM y el método de estimaciones puntuales de Rosenblueth dan resultados tan precisos como los datos que los subyacen, lo que implica algunas aproximaciones que pueden no ser aceptables, en cambio, el método Hasofer Lind requiere una suposición sobre la distribución de las variables involucradas en el análisis. Esto se considera más preciso porque la distribución del factor de seguridad es difícil de predecir y, por lo tanto, está sujeta a variaciones más amplias (Baecher & Christian, 2003). El método Hasofer Lind se usa menos que la serie Taylor porque requiere más cálculos.

El método Hasofer Lind es un método de confiabilidad de primer orden (FORM). La aplicación del método al análisis de ingeniería geotécnica ha sido descrita por Baecher & Christian (2003). El método simplificado Hasofer Lind presentado aquí utiliza el factor de seguridad igual a uno como la función de rendimiento, y las ecuaciones de forma cerrada no son necesarias. El método determina la fiabilidad geoméricamente como la distancia más corta desde los valores medios de las variables hasta la función de rendimiento. Esta distancia es esencialmente el índice de confiabilidad, que se puede usar para encontrar la probabilidad de falla.

El método simplificado Hasofer Lind involucra tres etapas principales las cuales son: la primera etapa consiste en formular valores de prueba de las variables en función de un valor supuesto del índice de confiabilidad. En la mayoría de los casos, el valor inicialmente asumido del índice de confiabilidad se toma como 1.0 (Filz &

Navin, 2006). El factor de seguridad se calcula utilizando valores reducidos de las variables correspondientes al índice de confiabilidad = 1.0. Si el factor de seguridad calculado utilizando estos valores reducidos de las variables no es uno, se usa un valor de prueba diferente del índice de confiabilidad para calcular nuevos valores de las variables. Este proceso iterativo continúa hasta que se encuentre el índice de confiabilidad que dará como resultado un factor de seguridad igual a 1.0.

La etapa 2 se usa para determinar el gradiente de la función de falla. Esta etapa determina el cambio en el factor de seguridad con un cambio de las variables. Este paso requiere N cálculos del factor de seguridad donde N es el número de variables. La etapa final, es similar a la etapa 1, donde los valores de prueba del índice de confiabilidad se utilizan para generar nuevos valores de las variables y se calcula el factor de seguridad. Sin embargo, en esta etapa los valores de las variables también se basan en los gradientes calculados en la etapa dos. Al igual que la etapa uno, se usa un proceso iterativo hasta que se encuentre un factor de seguridad = 1.0 con valores reducidos de las variables.

2.5 Simulación con método de Monte Carlo

La simulación de Monte Carlo es un método numérico de simulación estadística, en el cual se utilizan secuencias de números aleatorios. El nombre Monte Carlo fue acuñado por Metrópolis (inspirado en el interés de Ulam en el póker) durante el Proyecto Manhattan de la Segunda Guerra Mundial, debido a la similitud de la simulación estadística con los juegos de azar (Metrópolis, 1987). El método de Monte Carlo es una herramienta muy útil cuando se desea determinar la probabilidad de falla de un sistema geotécnico, aspecto que sería imposible efectuar sin una simulación estadística por todas las variables aleatorias que intervienen en un problema de análisis y diseño geotécnico.

Este método utiliza el muestreo aleatorio para simular artificialmente el comportamiento de un sistema, en esta aproximación el analista crea un gran número de juegos de valores generados aleatoriamente para los parámetros probabilísticos y se calcula la función de desempeño para cada juego de datos de forma determinística. Finalmente se extrae la información estadística de los resultados de las simulaciones. Los valores de índice de confiabilidad β y probabilidad de falla P_f pueden ser calculados directamente de los resultados de los juegos de datos. Este método tiene como ventaja la simplicidad conceptual, pero requiere un gran número de juego de valores de la función de desempeño para obtener una precisión adecuada. A diferencia de otros métodos, la simulación de Monte Carlo no da luces sobre la contribución relativa de los parámetros aleatorios (Baecher & Christian, 2003).

El método de Monte Carlo proporciona soluciones aproximadas a una gran variedad de problemas matemáticos posibilitando la realización de experimentos con muestreos de números pseudoaleatorios en una computadora. El método es aplicable a cualquier tipo de problema, ya sea estocástico o espacial, lineal o no lineal (Griffiths & Fenton, 2007). A diferencia de los métodos numéricos que se basan en evaluaciones en N puntos en un espacio M-dimensional para producir una solución aproximada, el método de Monte Carlo tiene un error absoluto de la estimación que decrece como $\frac{1}{\sqrt{N}}$ en virtud del teorema del límite central.

El método de Monte Carlo (MC) permite determinar la función de distribución de frecuencia de la variable dependiente (FS) analizada mediante la generación de números aleatorios que representan las variables independientes involucradas. Este método considera que la variable dependiente estudiada presenta una función $FS=f(x_1, x_2...x_n)$ y que son conocidas las distribuciones de probabilidad de las variables $x_1, x_2...x_n$. Son atribuidos valores de frecuencia a valores aleatorios de las variables $x_1, x_2...x_n$ y se evalúa la función FS para estos valores. El proceso se repite de forma iterativa tantas veces como sea necesario para conseguir la convergencia de la distribución de probabilidad de la función de desempeño (figura 2.2).

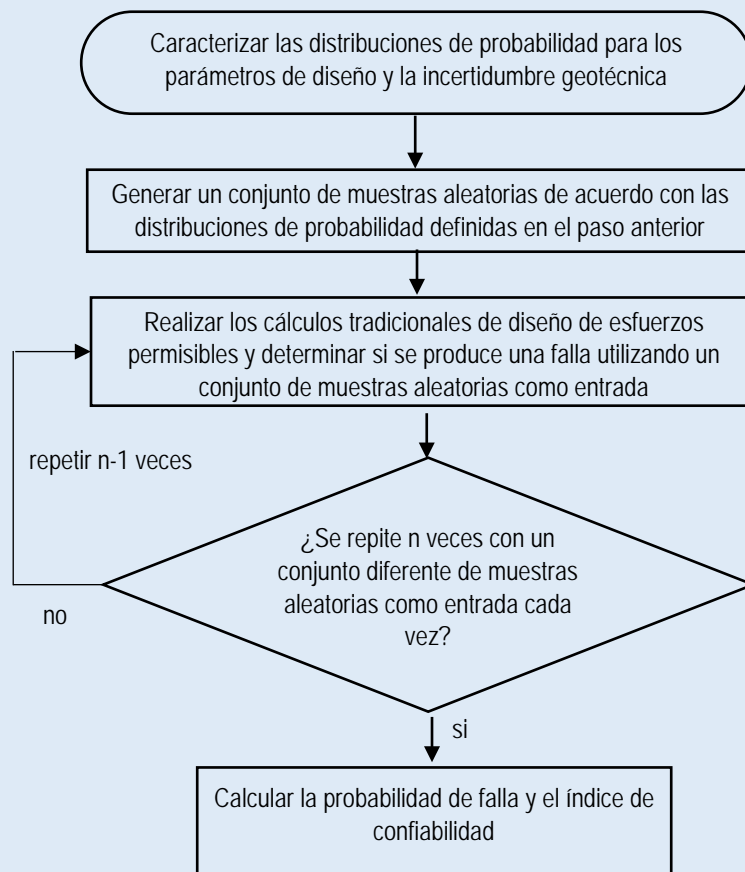


Figura 2.2 Grafica del flujo para simulaciones de Montecarlo (Phoon, et al., 2016; Wang, et al., 2011b).

El paso clave para el análisis de confiabilidad con el método de simulación MC es simular la creación de variables aleatorias, conviene resaltar que la mayoría de las técnicas para generación de valores hacen uso de la función de distribución acumulada (CDF), lo cual puede llevarse a cabo de una manera general usando la ecuación (2.10), lo anterior permite la ejecución repetida de un proceso de solución determinista existente, que conlleva a catalogar este método como el más intuitivo y sencillo para realizar análisis de confiabilidad (Phoon, 2008).

$$X = F^{-1}(U) \quad (2.10)$$

Donde X es una variable aleatoria que sigue una distribución acumulada prescrita F y U es una variable aleatoria uniformemente distribuida entre 0 y 1 (también denominada variable uniforme estándar). La obtención de U se puede obtener utilizando softwares comunes como EXCEL o MATLAB. En la figura 2.3 se muestra el proceso de conversión de un número aleatorio en un valor de la función por medio de una distribución de probabilidades.

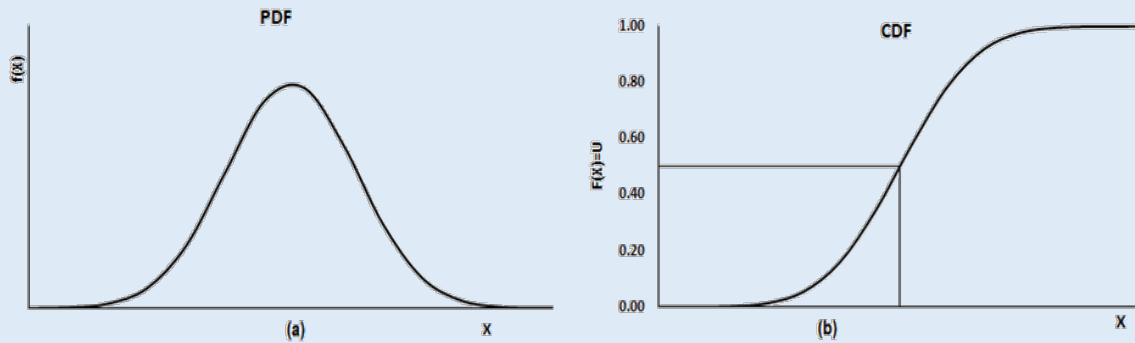


Figura 2.3 Procedimiento para la obtención de los números aleatorios a través de una distribución (Hidalgo Montoya & Pacheco de Assis, 2011a).

Si bien, existe una gran variedad de distribuciones clásicas de probabilidad suficientemente grande para satisfacer la mayoría de los problemas prácticos (Hastings, 1975), la principal dificultad del método de Monte Carlo, se encuentra en la selección de la función de distribución de probabilidad que describa y se ajuste a los limitados datos disponibles, además de tener la desventaja de un alto consumo de tiempo (Zhang, et al., 2015), especialmente para probabilidades de falla muy pequeñas. La simulación de Monte Carlo puede optimizarse mediante otras técnicas de muestreo organizado, por ejemplo, el muestreo estratificado, el muestreo hiper-cubo latino y Monte Carlo condicional (Alban, et al., 2017; Baecher & Christian, 2003; Lacasse & Nadim, 1998); el número de simulaciones requeridas para lograr un nivel de precisión deseado es menor que el requerido por la simulación directa de Monte Carlo (Griffiths & Fenton, 2007).

Ahmed & Soubra (2013), emplearon un enfoque más eficiente denominado enfoque de simulación mejorada de subconjuntos, usaron una simulación condicionada en la que las muestras se generan fuera de una

hisperesfera de radio dado, los resultados de los casos estudiados fueron muy similares a los calculados por simulaciones MC.

2.6 Superficie de Respuesta

Los métodos de superficie de respuesta (RSM) se adoptan como alternativas de solución para problemas complejos de confiabilidad geotécnica, en los que el análisis de confiabilidad se realiza a través de modelos computacionalmente eficientes que se aproximan al determinista numérico (Zhang, et al., 2015). Li, et al. (2016), revisaron estudios previos sobre desarrollos y aplicaciones de métodos de superficie de respuesta en diferentes problemas de confiabilidad de taludes. Identificaron cuatro tipos de problemas de análisis de confiabilidad de taludes, incluyendo problemas de taludes de un solo estrato de suelo ignorando la variabilidad espacial, de taludes de suelo de un solo estrato considerando variabilidad espacial, de taludes de suelo de múltiples estratos ignorando la variabilidad y de taludes de suelo de múltiples estratos considerando la variabilidad espacial.

También identificaron RSM basado en polinomios simples cuadráticos, método de superficie de respuesta estocástica simple, método de superficie de respuesta basado en polinomios cuadráticos múltiples y método de superficie múltiples de respuesta estocástica, los compararon sistemáticamente para taludes de suelo cohesivo.

La RSM es una colección de técnicas matemáticas y estadísticas útiles para desarrollar, mejorar y optimizar procesos (Myers, et al., 2016), de manera más explícita es una colección de técnicas matemáticas y estadísticas útiles para el modelado y análisis de problemas en los que una respuesta de interés está influenciada por varias variables y el objetivo es optimizar esta respuesta (Montgomery, 2013), siendo el propósito inicial de estas técnicas diseñar un experimento que proporcione valores razonables de la variable respuesta y, a continuación, determinar el modelo matemático que mejor se ajuste a los datos obtenidos, para finalmente establecer los valores de los factores que optimizan el valor de la variable respuesta, dado que la mayoría de las aplicaciones de RSM en el mundo real implicarán más de una respuesta.

La Figura 2.4 muestra gráficamente la relación entre el rendimiento de la variable de respuesta (y) de un proceso químico y las dos variables de proceso (o variables independientes), el tiempo de reacción (ξ_1) y la temperatura de reacción (ξ_2). Esta relación es la superficie de respuesta (figura 2.4a), para la metodología es conveniente ver la superficie de respuesta en el plano bidimensional de tiempo-temperatura, para tal fin, se conectan todos los puntos que tienen el mismo rendimiento para producir curvas de nivel de respuesta constante, dando como resultado una gráfica de contornos (figura 2.4b).

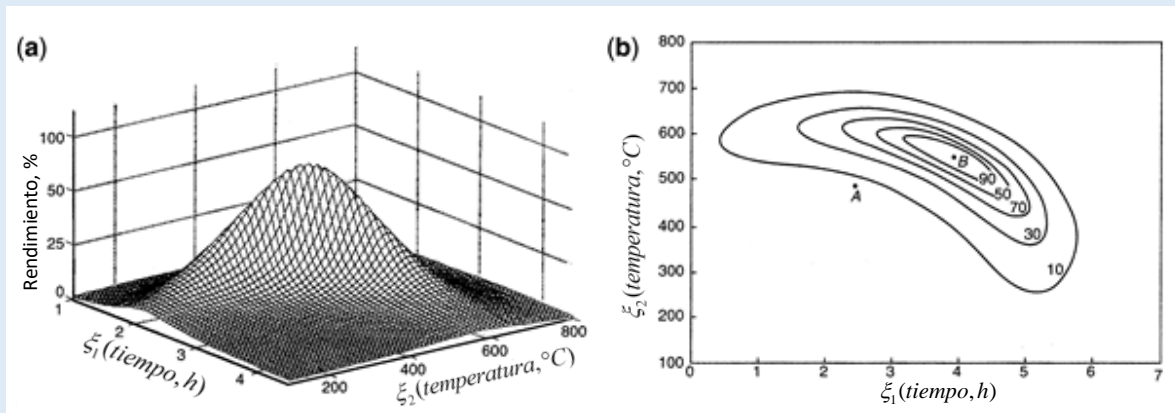


Figura 2.4 (a) Una superficie de respuesta teórica que muestra la relación entre el rendimiento de un proceso químico y el tiempo de reacción de las variables de proceso (ξ_1) y la temperatura de reacción (ξ_2). (b) Una gráfica de contorno de la superficie de respuesta teórica (Myers, et al., 2016)

Si se pudiera construir fácilmente las gráficas de la figura 2.4, la optimización de la superficie de respuesta sería muy sencilla, mediante la inspección de la región se observa que el rendimiento es máximo en las proximidades del tiempo $\xi_1 = 4$ horas y la temperatura $\xi_2 = 525$ ° C, desafortunadamente, en la mayoría de las situaciones prácticas, la función de respuesta es desconocida. Por lo que el campo de metodología de superficie de respuesta consiste en estrategias experimentales para explorar el espacio del proceso o variables independientes (aquí las variables ξ_1 y ξ_2), modelos estadísticos empíricos para desarrollar una relación apropiada de aproximación entre el rendimiento y las variables del proceso, y métodos de optimización para encontrar los niveles o valores de las variables de proceso ξ_1 y ξ_2 que producen los valores deseables de las respuestas (en este caso, que maximicen el rendimiento).

Uno de los primeros puntos RMS es establecer la función de respuesta, la función de respuesta se refiere a un sistema (o fenómeno) que implica una respuesta y que depende de las variables de entrada controlables $\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_k$. Estas variables de entrada se denominan como factores, variables independientes o variables de proceso. La relación real se puede escribir:

$$y = f(\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_k) + \varepsilon \quad (2.11)$$

donde la forma de la verdadera función de respuesta f es desconocida y tal vez muy compleja, ε incluye los errores de medición en la respuesta además de otras fuentes de variación que son inherentes al proceso, ε se considera como un error estadístico, suponiendo frecuentemente que tiene una distribución normal con media cero y varianza σ^2 , da como resultado la expresión (2.12):

$$E(y) \equiv \eta = E[f(\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_k)] + E(\varepsilon)$$

$$\eta = f(\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_k) \quad (2.12)$$

Las variables $\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_k$ de la ecuación (2.12) se denominan variables naturales, porque se expresan en unidades de cantidades físicas, como grados Celsius ($^{\circ}\text{C}$), libras por pulgada cuadrada (psi) o gramos por litro por concentración. En muchas ocasiones es conveniente transformar las variables naturales en variables codificadas x_1, x_2, \dots, x_k , que generalmente se definen como adimensionales con media cero y con la misma desviación estándar. En términos de las variables codificadas, la función de respuesta (η) ahora se escribe como:

$$\eta = f(x_1, x_2, \dots, x_k) \quad (2.13)$$

La mayor dificultad es que la función de respuesta f es desconocida y se debe aproximar, por lo general, un polinomio de orden bajo en una región relativamente pequeña del espacio variable independiente es apropiado; en la mayoría de los casos, se usan polinomios de primer orden o de segundo orden. Por ejemplo, el modelo de primer orden en términos de variables codificadas es:

$$\eta = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \dots + \beta_k x_k \quad (2.14)$$

En el caso de que exista mayor curvatura en el sistema, se debe usar un polinomio de mayor grado, como el modelo de segundo orden:

$$\eta = \beta_0 + \sum_{i=1}^k \beta_i x_i + \sum_{i=1}^k \beta_{ii} x_i^2 + \sum_{i < j} \beta_{ij} x_i x_j \quad (2.15)$$

Por supuesto, es poco probable que un modelo polinomial sea una aproximación razonable de la verdadera relación funcional en todo el espacio de las variables independientes, pero para una región relativamente pequeña suelen funcionar bastante bien (Montgomery, 2013). El método de mínimos cuadrados se usa para estimar los parámetros de los polinomios de aproximación, posteriormente se realiza el análisis de la superficie de respuesta utilizando la superficie ajustada. Si la superficie ajustada es una aproximación adecuada de la verdadera función de la respuesta, entonces el análisis de la superficie ajustada será un equivalente aproximado del análisis del sistema real, tomando en cuenta que los parámetros del modelo pueden estimarse de manera más eficiente cuando se emplean los diseños experimentales apropiados para recolectar los datos. Los diseños para ajustar superficies de respuesta se denominan diseños de superficie de respuesta.

La mayoría de las aplicaciones de RSM son de naturaleza secuencial, primero se generan algunas ideas sobre qué factores o variables es probable que sean importantes en el estudio de la superficie de respuesta, esto usualmente conduce a un experimento (experimento de detección o cribado) diseñado para investigar qué factores influyen en la respuesta y eliminar los factores que no son importantes. Dado que el interés en un experimento de cribado radica en comprender el comportamiento general del sistema y cómo se relacionan los factores con la respuesta, comúnmente se selecciona un modelo de primer orden. Nunca debe realizar un

análisis de superficie de respuesta hasta que se haya realizado un experimento de detección para identificar los factores importantes.

Una vez que se identifican las variables independientes importantes, comienza la fase uno del estudio de la superficie de respuesta. En esta fase, el objetivo es determinar dónde se encuentran los datos recopilados en relación con una respuesta ideal. A menudo, hay dos resultados posibles con los niveles o configuraciones actuales de las variables independientes que dan como resultado un valor de la respuesta que está cerca del óptimo (como el punto B en la figura 2.4b), o el proceso está operando en algún otro región que está (posiblemente) remota del óptimo (como el punto A en la figura 2.4b).

Si las configuraciones actuales o los niveles de las variables independientes no son consistentes con un rendimiento óptimo, entonces se debe determinar un conjunto de ajustes a las variables del proceso que moverán el proceso hacia el óptimo. En la figura 2.5 se puede ver que el análisis de una superficie de respuesta puede considerarse como el ascenso a una colina, donde la cima de ésta representa el punto de la respuesta máxima, o si el óptimo es un punto de respuesta mínima, entonces la situación puede considerarse como "el descenso a un valle". Esta fase de la metodología de superficie de respuesta hace un uso considerable del modelo de primer orden y una técnica de optimización llamada método de ascenso más empinado.

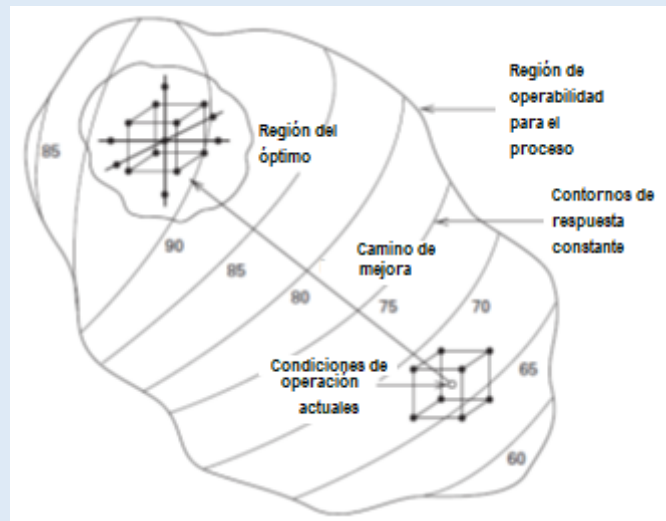


Figura 2.5 Secuencia natural de la RMS (Montgomery, 2013)

La fase dos de un estudio de superficie de respuesta comienza cuando el proceso está cerca del óptimo. En este punto, se requiere un modelo que se aproxime con precisión a la función de respuesta dentro de una región relativamente pequeña alrededor del óptimo. Debido a que la superficie de respuesta generalmente muestra una curvatura cerca del óptimo (figura 2.4), se usan modelos de segundo orden (o muy ocasionalmente algún

polinomio de orden superior). Una vez que se ha obtenido un modelo apropiado de aproximación se analiza para determinar las condiciones óptimas. La etapa final que generalmente no requiere diseños de superficie de respuesta sofisticados, es un experimento confirmatorio, donde la recopilación de datos es generalmente simple y pequeña, pero está diseñada para confirmar que el óptimo que se obtuvo en la fase dos.

Este proceso experimental secuencial generalmente se realiza dentro de alguna región del espacio llamada región de operabilidad. Para el proceso químico ilustrado en la figura 2.4, la región de operabilidad es $0h < \xi_1 \leq 7h$ y $100^\circ C \leq \xi_2 \leq 800^\circ C$. Suponiendo que actualmente se está operando en los niveles $\xi_1 = 2.5 h$ y $\xi_2 = 500^\circ C$, que corresponden al punto A en la figura 2.6. Es difícil que se explore toda la región de operabilidad con un solo experimento, usualmente se define una región de interés más pequeña, por ejemplo una región de experimentación alrededor del punto A dentro de la región más grande de operabilidad, la región de experimentación puede ser cuboidal, como se muestra alrededor del punto A en la figura 2.14, o esférica, como se muestra alrededor del punto B.

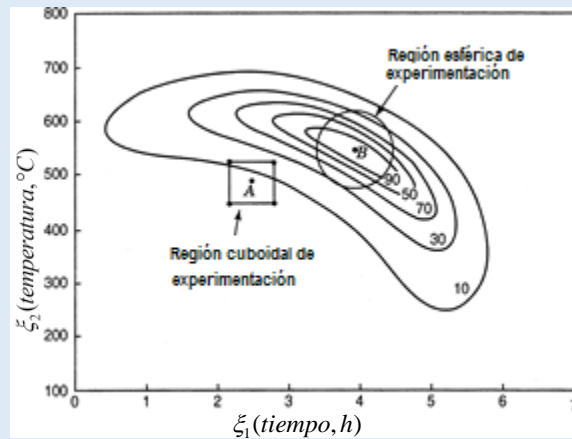


Figura 2.6 La región de operabilidad y la región de experimentación (Myers, et al., 2016).

2.7 Probabilidad de Falla e Índice de Confiabilidad.

En términos de factor de seguridad, la probabilidad de falla se define como la probabilidad de que el factor de seguridad sea menor que uno, dados los valores adversos de las variables involucradas en su cálculo (Phoon & Ching, 2014), la confiabilidad es el complemento de la probabilidad de falla. Por ejemplo, si hay una probabilidad del 0.4% de que el factor de seguridad del análisis de estabilidad del talud sea menor a 1.0, la probabilidad de falla es de 0.4% y la confiabilidad es de 99.6%, sin embargo, en algunas ocasiones es utilizado el índice de confiabilidad conjuntamente con la probabilidad de falla, el índice de confiabilidad (β) es el número

de desviaciones estándar entre el valor más probable del factor de seguridad $E[FS]$ y el factor de seguridad igual a uno, tanto para evaluar β como a la probabilidad de falla es necesario suponer la distribución del factor de seguridad. En general la mayoría de los ingenieros geotécnicos prefieren utilizar la probabilidad de falla (P_f) en lugar del índice de confiabilidad (β), debido a que la P_f tiene una relación fácil de entender y β no (Phoon & Ching, 2014). La figura 2.7 ilustra para dos casos las relaciones entre los valores más probables de factor de seguridad $E[FS]$, la desviación estándar (σ) y β . En la figura 2.1, $E[FS]$ es la media de la distribución normal.

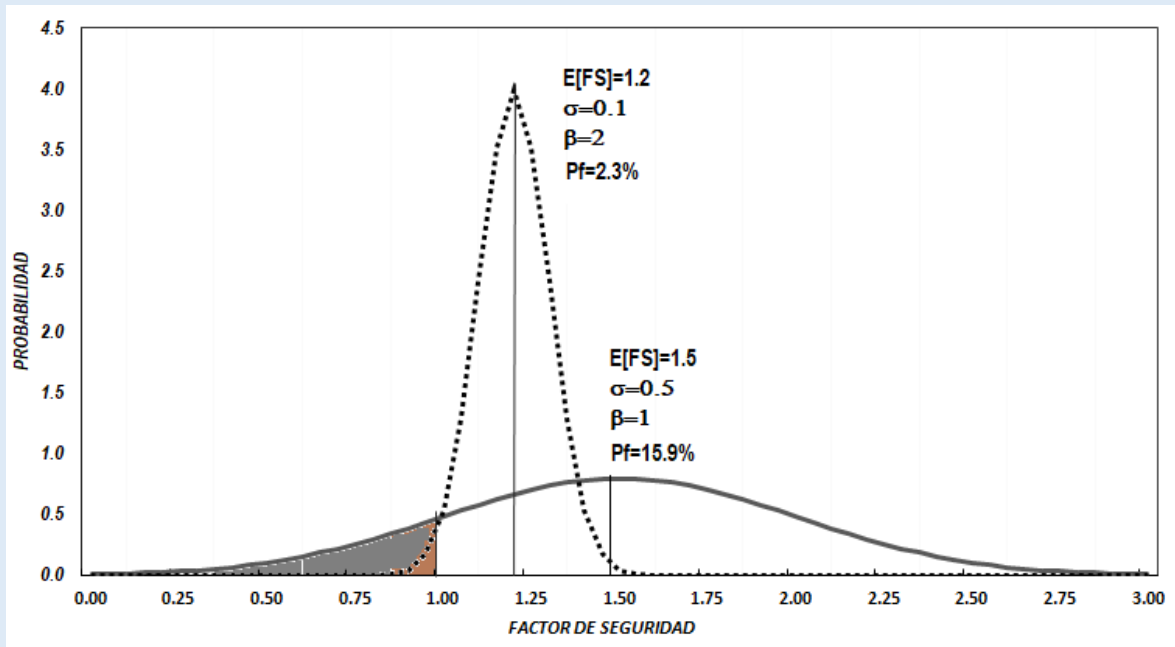


Figura 2.7 Relación entre índice de confiabilidad y probabilidad de falla (Christian, et al., 1994).

La distribución normal para el caso del $E[FS]=1.5$ y la desviación estándar=0.5, da como resultado $\beta = 1$ y $P_f=15.9\%$, para el otro caso con $E[FS]=1.2$ y la desviación estándar=0.1, da como resultado $\beta = 2$ y $P_f=2.3\%$, se observa que a pesar de tener un factor promedio de seguridad más bajo, la probabilidad de falla es menor debido a que la desviación estándar es menor. Para el caso de la distribución normal el índice de confiabilidad se puede calcular con la expresión (Hidalgo Montoya & Pacheco de Assis, 2011b; Phoon & Ching, 2014):

$$\beta_{normal} = \frac{E[FS] - 1}{\sigma} \quad (2.16)$$

Para la distribución log-normal (Duncan, 2000; Phoon & Ching, 2014):

$$\beta_{lognormal} = \frac{\ln\left(\frac{E[FS]}{\sqrt{1 + CV^2}}\right)}{\sqrt{\ln(1 + CV^2)}} \quad (2.17)$$

donde:

$$CV = \frac{\sigma}{E[FS]} : \text{coeficiente de variación.}$$

Una de las principales dificultades en el diseño por confiabilidad está en definir los niveles de seguridad aceptables, es decir, cuál es la probabilidad de falla máxima que se puede tolerar para una estructura. La propuesta más conocida es la presentada por USACE para niveles del índice de confiabilidad β_t y la probabilidad de ruptura (P_t) o de falla asociada, la cual se muestra en la tabla 2.2. Reducir la incertidumbre mediante una mejor ingeniería es más efectivo para mejorar la confiabilidad que simplemente aumentar el factor de seguridad objetivo inicial (Christian & Urzua, 2009).

Tabla 2.2 Índices de confiabilidad y probabilidades de falla objetivo (U.S. Army Corps of Engineers, 1997).

Nivel de Desempeño Esperado	β_t	P_t
Alto	5.0	3×10^{-7}
Bueno	4.0	3×10^{-5}
Arriba del promedio	3.0	1×10^{-3}
Abajo del promedio	2.5	6×10^{-3}
Pobre	2.0	2.3×10^{-2}
Insatisfactorio	1.5	7×10^{-2}
Peligroso	1.0	1.6×10^{-1}

También el Eurocódigo 7 marca los límites de probabilidad de falla y de índices de confiabilidad para las estructuras, en la tabla 2.3 se muestran, estos límites son considerando una nivel de consecuencias intermedio (categoría 2) de acuerdo al Eurocódigo 7.

Tabla 2.3 Índices de confiabilidad y probabilidades de falla del Eurocódigo 7 (Phoon, 2008)

Estado Límite	Índice de Confiabilidad, β_t		Probabilidad de Falla, P_t	
	1 año	50 años	1 año	50 años
Falla	4.7	3.8	1×10^{-6}	7.2×10^{-5}
Servicio	2.9	1.5	2×10^{-3}	6.7×10^{-2}

Recordando que el diseño por confiabilidad es una manera simplificada de ver el diseño por riesgo, dado esto, la probabilidad de falla objetivo (o índice de confiabilidad objetivo β_t) deberían depender de las consecuencias

y la naturaleza de las fallas, las pérdidas económicas, la inconveniencia social, los efectos al medio ambiente y el uso sostenible de recursos naturales (Phoon & Retief, 2016). Los índices de confiabilidad para la mayoría de los componentes estructurales y geotécnicos se encuentran entre 1 y 4, lo que corresponde a una probabilidad de falla que oscila aproximadamente entre 16% y 0.003%, como se muestra en la tabla 2.3. La tabla 2.4 resume los índices de confiabilidad objetivos recomendados en varios códigos geotécnicos para RBD. El objetivo de confiabilidad varía para diferentes estados límite y en los diferentes códigos. Un ejemplo explícito de índices de confiabilidad basados en el nivel de consecuencias se muestra en la tabla 2.5 (Fenton, et al., 2015; Fenton, et al., 2016).

Tabla 2.4 Resumen de índices de confiabilidad objetivo β_t en varios códigos geotécnicos RBD (Phoon & Retief, 2016).

Código de Diseño	(β_t) falla	(β_t) Servicio
Electric Power Research Institute (EPRI) multiple resistance and load factor design (MRFD)	3.2	2.6
Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC 2014)	3.1-3.7	2.3-3.1
Canadian National Building Code (NCBC)	3.5	No disponible
American Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO) foundation design code	2.0-3.5	No disponible
Eurocódigo 7*	4.7	2.9

Nota: El periodo de referencia para los índices de confiabilidad es de un año, excepto CHBDC 2014 para un periodo de 75 años, * referido a confiabilidad Clase 2 (RC2) en el Eurocódigo.

Tabla 2.5 Probabilidades teóricas máximas e índices equivalentes de confiabilidad (Fenton, et al., 2015; Fenton, et al., 2016).

Niveles de Consecuencia	Índice de Confiabilidad, β_t		Probabilidad de Falla, Pt	
	Falla	Servicio	Falla	Servicio
Altas	3.7	3.1	0.0001	0.0010
Típicas	3.5	2.9	0.0002	0.0020
Bajas	3.1	2.3	0.0010	0.0100

Nota: CHBDC 2014 para un periodo de 75 años.

Los métodos de confiabilidad probabilística se basan en la comparación de la probabilidad de falla P_f con su valor objetivo P_t o el índice de confiabilidad β con su valor objetivo β_t . La estructura se debe diseñar para que el nivel determinado de confiabilidad esté cerca de los valores objetivo, teniendo cuidado de distinguir la vida útil del diseño del periodo de referencia, la vida útil de diseño se entiende como el periodo asumido para el cual una estructura o un miembro estructural se debe usar para su propósito previsto con mantenimiento anticipado, pero sin que sea necesaria una reparación sustancial (Holický, et al., 2015) y el periodo de referencia se usa como base para la verificación de confiabilidad.

Normalmente los códigos de diseño tienen definidos los periodos de referencia, por ejemplo el Euro-código define para un año y 50 años y el CHBDC 2014 para un periodo de 75 años. En algunos casos la vida útil de diseño y el periodo de referencia no coinciden, la relación entre los índices de confiabilidad se puede aproximar mediante la expresión (Holický, et al., 2015):

$$\phi(\beta_{t,n}) = [\phi(\beta_{t,1})]^{n/k} \quad (2.18)$$

donde:

ϕ : distribución normal estándar acumulada,

$\beta_{t,n}$: índice de confiabilidad objetivo para el periodo n ,

$\beta_{t,1}$: índice de confiabilidad objetivo para el periodo de un año (anual),

n : periodo para la revisión de la confiabilidad en años,

k : años con comportamiento independiente de la estructura diseñada, $1 \leq k \leq n$.

Se ha argumentado que el comportamiento de las estructuras y los sistemas geotécnicos permanecen relativamente constantes con el tiempo (Fenton, et al., 2015). A pesar de, cualquiera que haya visto un puente o un edificio viejo sabe que esto evidentemente no es cierto. Tanto los sistemas estructurales como geotécnicos a menudo exhiben una degradación sustancial durante el periodo de su vida útil. En particular los sistemas geotécnicos se degradan continuamente por variaciones de presión de poro debido a los ciclos de humedecimiento-secado, efectos de congelación-descongelación, erosión, movimiento sísmico, licuefacción, etc. El valor de k es igual a 1 cuando se considera que el primer año tiene un comportamiento independiente a los años subsecuentes, es el caso más apegado a la realidad que considera que la degradación es continua, el otro extremo del valor de k es cuando es igual a n , esto significa que no existe degradación en el sistema geotécnico año con año, comportándose en todos los años de forma independiente.

De la expresión (2.18) se deduce la expresión para calcular el índice de confiabilidad objetivo para cualquier periodo en función del índice de confiabilidad objetivo anual (Fenton, et al., 2015):

$$\beta_{t,n} = -\phi^{-1} \left\{ 1 - [\phi(\beta_{t,1})]^{n/k} \right\} \quad (2.19)$$

donde:

ϕ^{-1} : inversa de la distribución normal acumulada.

Por ejemplo, con el valor de $\beta_{t,1}=4.7$ del Eurocódigo 7 para el estado límite de falla con $k=1$ año se obtiene un índice de confiabilidad objetivo de 50 años $\beta_{t,50}=3.83$, se observa que los índices del Eurocódigo 7 fueron

determinados con estas consideraciones, empero, si consideramos un comportamiento sin degradación es decir $k=50$ años el $\beta_{t,50}=4.7$, siendo este valor el mismo para cualquier periodo de referencia. La figura 2.8 muestra la relación entre los índices de confiabilidad objetivo y el periodo de referencia, aplicados al Eurocódigo 7 para ambos estados límite.

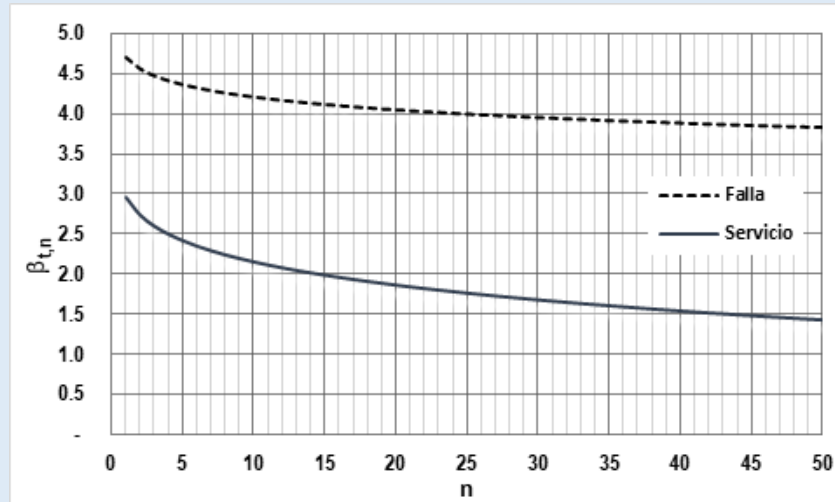


Figura 2.8 Relación aproximada entre índices de confiabilidad objetivo y el periodo de referencia, aplicados al Eurocódigo 7 considerando $k=1$.

Al contrario del Eurocódigo 7, el CHBDC 2014 considera que el comportamiento de la estructura en todos los años no sufre degradación en su comportamiento estructural, sin embargo, establece como vida útil máxima 75 años, por ejemplo, en el caso de consecuencias altas para el estado límite de falla el $\beta_{t,1} = 3.7$ y es igual a $\beta_{t,75}$, si considerará degradación continua el $\beta_{t,75}$ sería de 2.4 (Fenton, et al., 2015).

En algunos casos no se conoce el índice de confiabilidad objetivo anual, sino para otro periodo determinado, con la expresión (2.20) se puede determinar el $\beta_{t,1}$:

$$\beta_{t,n} = \phi^{-1} \left\{ \left[\phi(\beta_{t,1}) \right]^{k/n} \right\} \quad (2.20)$$

La probabilidad de falla objetivo $P_{t,n}$ está relacionada con los índices de confiabilidad objetivo $\beta_{t,n}$ por medio de la distribución normal estándar acumulada (Phoon & Ching, 2014; Phoon, 2008; Duncan, 2000) y se puede determinarse con la siguiente expresión:

$$P_{t,n} = \left[1 - \phi(\beta_{t,n}) \right] \quad (2.21)$$

Sin texto

MÉTODOS DE **ESTABILIDAD DE TALUDES**

3

Introducción

En este capítulo se estudian los métodos de análisis de taludes, haciendo énfasis en los objetivos principales del análisis matemático de los mismos, las definiciones de talud y ladera, la nomenclatura en dos dimensiones para taludes y laderas, la clasificación en la que se agrupan los métodos para analizar a los taludes, los conceptos de factor de seguridad y de superficie crítica de deslizamiento. Además de describir algunos de los métodos para analizar taludes en dos y tres dimensiones; enunciando sus características, ventajas y limitaciones.

También se realiza una comparación entre los análisis bidimensionales y tridimensionales, generalmente siendo más conservadores los análisis bidimensionales de taludes. Por último se explica la teoría del Slope/W para dar soluciones a las modelaciones matemáticas bidimensionales con diferentes métodos de equilibrio límite como casos particulares del General Limit Equilibrium (GLE).

3.1 Generalidades

La modelación matemática de los taludes se realiza para analizar las condiciones de estabilidad de las laderas, así como la funcionalidad y seguridad del diseño en los taludes, de acuerdo con Suarez (1998), los objetivos principales del análisis matemático de los taludes son los siguientes:

- Determinar las condiciones de estabilidad del talud (si es estable o inestable y el margen de estabilidad).
- Investigar los mecanismos potenciales de falla (analizar cómo ocurre la falla).
- Determinar la sensibilidad o susceptibilidad de los taludes a diferentes mecanismos de activación (Efecto de las lluvias, sismos, etc.).
- Comparar la efectividad de las diferentes opciones de remediación o estabilización y su efecto sobre la estabilidad del talud.
- Diseñar los taludes óptimos en término de seguridad, confiabilidad y economía.

Un talud o ladera es una masa de tierra cuya topografía de su superficie no es plana, presenta una pendiente o cambios significativos de altura. En la literatura técnica se define como ladera cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y talud cuando se conformó artificialmente (Suarez, 1998). La modelación puede ser en dos o tres dimensiones, además desde un enfoque determinístico o probabilístico, en el capítulo dos se analizan las herramientas probabilísticas aplicadas a la geotecnia. En la figura 3.1 y 3.2, se muestra la representación en 2D de un talud y una ladera con su nomenclatura.

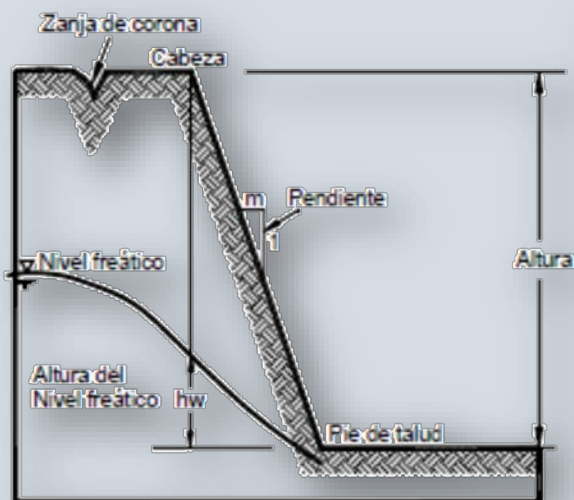


Figura 3.1 Talud (Corte o relleno artificial).

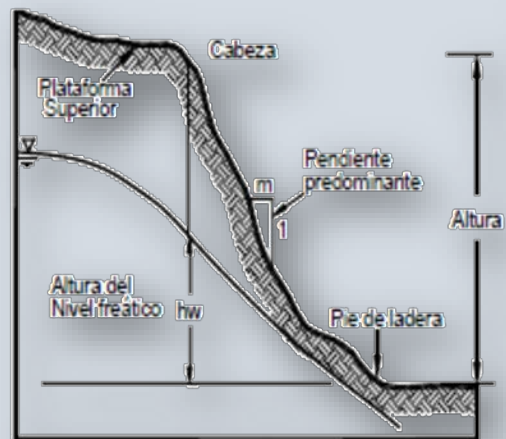


Figura 3.2 Ladera (Origen natural).

Los métodos determinísticos para analizar la estabilidad de taludes se agrupan en tres grandes categorías, los métodos de límite de equilibrio, los métodos numéricos y los métodos dinámicos para el análisis de caídos de roca y flujos. Los métodos numéricos, como los elementos finitos, diferencias finitas, elementos discretos y modelos dinámicos muestran una mejor aproximación al detalle de las condiciones de estabilidad, además se pueden integrar las condiciones hidrogeológicas y sísmicas.

Los métodos de límite de equilibrio, son más sencillos de utilizar y permiten analizar los casos de falla traslacional, de falla rotacional, así como las fallas de inclinación (Toppling) y las fallas en cuña. La mayoría de los métodos de límite de equilibrio tienen en común, la comparación de las fuerzas o momentos resistentes y actuantes sobre una determinada superficie de falla. Las variaciones fundamentales de los diversos métodos son, el tipo de superficie de falla y la forma cómo actúan internamente las fuerzas sobre la superficie de falla. El factor de seguridad y la superficie crítica de falla o superficie crítica de deslizamiento, son las dos ideas básicas sobre que descanza el desarrollo de estos métodos. El criterio de falla mayormente utilizado para la evaluación de la estabilidad de taludes es el criterio de Mohr-Culomb, existen varios criterios de falla, otro es el criterio generalizado de Hoek-Brown.

Fellenius (1927), presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al cortante real, calculada del suelo en el talud y los esfuerzos cortantes críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla. El término superficie de falla se utiliza para referirse a una superficie asumida a lo largo de la cual puede ocurrir el deslizamiento o la rotura del talud. Se asume un gran número de superficies de falla para encontrar la superficie de falla con el valor mínimo de factor de seguridad, la cual se denomina "superficie crítica de falla". Esta superficie crítica de falla es la superficie más probable para que se produzca el deslizamiento; no obstante, pueden existir otras superficies de falla con factores de seguridad ligeramente mayores, los cuales también se requiere tener en cuenta para el análisis.

3.2 Métodos para analizar taludes.

En la figura 3.3 se muestran los métodos más comunes en dos dimensiones para el análisis de la estabilidad de los taludes y en la tabla 3.1 un resumen de sus características (Suarez, 1998). El método de elemento finito es uno de los más usados en la actualidad por la ventaja de integrar la parte hidro-mecánica.

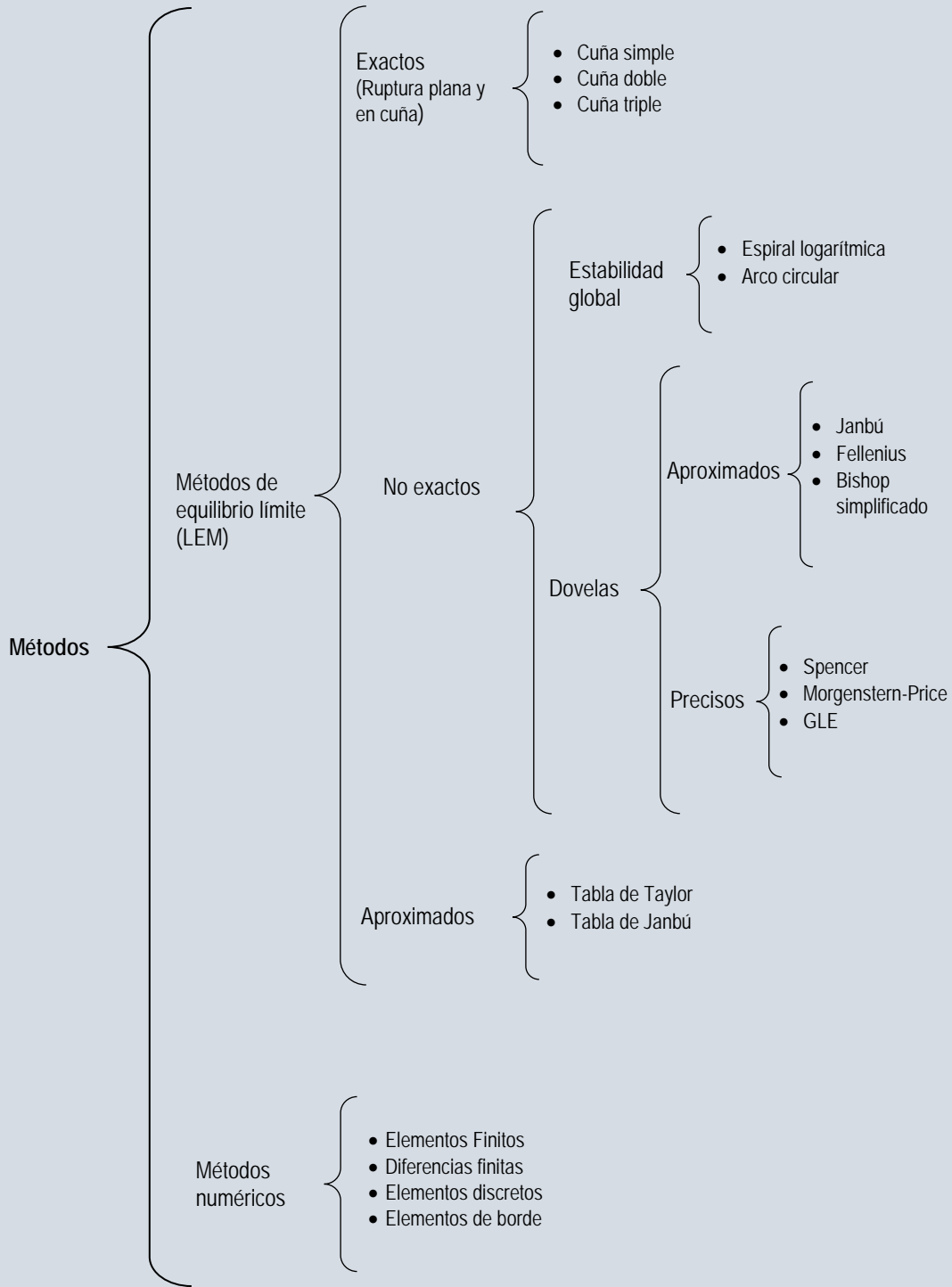


Figura 3.3 Métodos de Análisis de Estabilidad de taludes en dos dimensiones (Suarez, 1998).

Tabla 3.1 Características de los métodos comunes de análisis de estabilidad de taludes en 2D (Suarez, 1998).

Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Bloques o cuñas	Cuñas con tramos rectos	Fuerzas	Cuñas simples, dobles o triples, analizando las fuerzas que actúan sobre cada cuña.
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	De fuerzas	Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales. Sin embargo, este método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros y factores de seguridad bajos
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	De momentos	Asume que todas las fuerzas cortantes entre dovelas son cero. Reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobredeterminada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela.
Janbú Simplificado (Janbú 1954)	Cualquier forma de superficie de falla.	De fuerzas	Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobredeterminada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbú utiliza un factor de corrección F_0 para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.
Sueco Modificado. U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma de la superficie de falla.	De fuerzas	Supone que las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno. Los factores de seguridad son generalmente altos.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma de la superficie de falla.	De fuerzas	Asume que las fuerzas entre partículas están inclinadas a un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas. Esta simplificación deja una serie de incógnitas y no satisface el equilibrio de momentos. Se considera el más preciso de los métodos de equilibrio de fuerzas.
Spencer (1967)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	La inclinación de las fuerzas laterales es la misma para todas las dovelas. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre rebanadas tiene una inclinación constante pero desconocida.
Morgenstern & Price (1965)	Cualquier forma de la superficie de falla	Momentos y fuerzas	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las magnitudes de las fuerzas verticales siguen un sistema predeterminado. Utiliza el método de las dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla. Esto permite desarrollar una relación entre el coeficiente sísmico y el factor de seguridad. El factor de seguridad estático corresponde al caso de cero coeficiente sísmico. Satisface todas las condiciones de equilibrio; sin embargo, la superficie de falla correspondiente es muy diferente a la determinada utilizando otros procedimientos más convencionales.
Espiral Logarítmica (Frohlich, 1953)	Espiral logarítmica	Momentos y fuerzas.	Existen diferentes métodos con diversas condiciones de equilibrio. El radio de la espiral varía con el ángulo de rotación.
Arco circular, (Fellenius, 1922)	Circulares	Momentos	Círculo de falla, el cual es analizado como un solo bloque. Se requiere que el suelo sea cohesivo ($\varphi = 0$).
Elementos finitos	Cualquier forma de la superficie de falla.	Analiza esfuerzos y deformaciones	Satisface todas las condiciones de esfuerzo. Se obtienen esfuerzos y deformaciones en los nodos de los elementos, pero no se obtiene un factor de seguridad.

Fredlund & Krahn (1977), compararon los métodos de Spencer, Bishop, Janbú simplificado, Janbú riguroso y Morgenstern-Price. Las ecuaciones del factor de seguridad para los métodos de dovelas considerados se pueden escribir en términos del equilibrio de momentos y fuerzas. La ecuación de la fuerza normal tiene la misma forma para todos los métodos, excepto para el método ordinario. El manejo de las fuerzas entre dovelas hace la diferencia en las ecuaciones de las fuerzas normales. También señalan que los factores de seguridad determinados con el método de Bishop difieren aproximadamente el 5% con respecto a soluciones más precisas, mientras el método simplificado de Janbú generalmente, subestima el factor de seguridad hasta valores del 30%, aunque en algunos casos los sobrestima hasta valores del 5%.

Fredlund, et al. (1981), propusieron la formulación matemática del General Limit Equilibrium (GLE) en dos dimensiones, consideraron que los elementos de estática que se pueden usar para derivar el factor de seguridad son la suma de fuerzas en dos direcciones y la suma de momentos sobre un punto de rotación elegido. Estos elementos de estática, junto con los criterios de falla, fueron insuficientes para determinar el problema de estabilidad del talud. Por lo tanto, fue necesario considerar elementos adicionales de la física, como la suposición de la dirección o la magnitud de algunas de las fuerzas que se requieren para solucionar el problema. Todos los métodos considerados hacen una suposición con respecto a las fuerzas entre dovelas. En ese mismo sentido se supone una función para especificar la dirección de las fuerzas entre dovelas. Más adelante en este capítulo se aborda detalladamente la teoría del GLE. Los métodos GLE y Morgenstern & Price son lo más completos basados en el principio de equilibrio límite.

Rabie (2014), realizó un estudio comparativo entre los métodos de equilibrio límite (convencionales) y el método de elementos finitos, para el cálculo del factor de seguridad de taludes bajo el efecto de las precipitaciones pluviales y su consecuente infiltración. Los métodos comparados fueron: el método simplificado Bishop, el método Janbú simplificado, y el método Fellenius. Se consideran dos tipos de infiltraciones (suelos saturados e insaturados). Encontró que los métodos clásicos de equilibrio límite son altamente conservadores en comparación con el enfoque de elementos finitos.

Liu, et al. (2015), compararon los factores de seguridad y las superficies críticas de deslizamiento obtenidas mediante el método de equilibrio límite (LEM) y dos métodos de elementos finitos (el método de resistencia límite mejorada (ELSM) y el método de reducción de la resistencia (SRM)). Analizaron varios ejemplos representativos de taludes bidimensionales y encontraron que el factor de seguridad obtenido por LEM es ligeramente menor al obtenido por los dos métodos de elementos finitos basados en la suposición de que el suelo satisface el criterio de falla de Mohr-Coulomb. El modelo elástico y perfectamente plástico de Mohr-Coulomb se usa en ambos métodos de elementos finitos

Abderrahmane & Abdelmadjid (2016), realizaron un estudio numérico comparativo entre los siguientes métodos: equilibrio límite (LEM), elemento finito (FEM), análisis de límite (LAM) y elemento distintivo (DEM), la comparación se realizó en términos de los factores de seguridad y las superficies críticas de deslizamiento. A través de los resultados, vemos la viabilidad de analizar la estabilidad de taludes por muchos métodos. Las técnicas de equilibrio límite consideradas fueron el método ordinario, Bishop simplificado, Spencer y Morgenstern-Price. El análisis límite (LAM) proporcionan una forma simple y útil de analizar la estabilidad de las estructuras geotécnicas, este método es una poderosa herramienta matemática que proporciona límites rigurosos inferiores y superiores al factor de seguridad exacto, se supone que el suelo se deforma plásticamente de acuerdo con la regla de normalidad asociada con la condición de rendimiento de Coulomb.

El método de elementos distintos (DEM) es una herramienta numérica dedicada al modelado de conjuntos de partículas, y se ha utilizado desde finales de los años setenta para estudiar el comportamiento (micro) mecánico de materiales granulares, principalmente en el campo de la mecánica del suelo. Los investigadores concluyeron que el método de elemento distintivos da una superficie de ruptura más cercana a la realidad, también observaron que los desplazamientos de los métodos continuos son bajos en comparación con los del método de elementos distintivos, debido a que los métodos continuos consideran el talud como un medio rígido y continuo. Por otro lado mencionan, que el factor de seguridad es similar en estos métodos, no hay una gran diferencia entre ellos.

Los análisis bidimensionales basados en el método de equilibrio límite se implementan debido a su simplicidad y eficacia, sin embargo, se han desarrollado análisis tridimensionales para estudiar de mejor manera la estabilidad y la forma de falla de taludes y laderas, todavía existen algunas limitaciones en la aplicación de métodos tridimensionales. La mayoría de estos métodos asumen un plano de simetría para los taludes y las fuerzas internas de la masa deslizante se simplifican o ignoran en gran medida en las ecuaciones de factor de seguridad. Además, la forma del deslizamiento generalmente se simplifica o limita con estos métodos. Kalatehjari & Ali (2013), realizaron un análisis de los métodos de equilibrio límite tridimensionales, en la tabla 3.2 se presenta un resumen de sus características.

Lu, et al. (2014), hicieron una comparación de los métodos de elementos finitos tridimensionales con el análisis de equilibrio límite tridimensional mediante el examen de ejemplos comparativos. Presentaron los resultados sobre comparaciones entre las metodologías 3D LEM implementadas en el software SVSLOPE 3D y el 3D SSR tal como se implementa en la versión interna del software SVSOLID 3D. Las comparaciones están diseñadas para explorar las posibles diferencias entre las dos metodologías.

Tabla 3.2 Características de los métodos de análisis de estabilidad de taludes en 3D (Kalatehjari & Ali, 2013)

Método	Derivación	Dirección de deslizamiento	de Aplicación	Superficie de falla
Anagnosti (1969)	Morgenstern-Price	No	Generalizada	Generalizada
Baligh & Azzouz (1975)	Arco circular	No	Taludes simples	Parte central cilíndrica con conos o elipsoides en los bordes
Hovland (1977)	Fellenius	No	Simétricos	Cuña en forma de cono
Azzouz & Baligh (1978)	Arco circular	No	Taludes simples	Parte central cilíndrica con conos o elipsoides en los bordes
Chen & Charneau (1983)	Spencer	No	Simétricos	Parte central cilíndrica con conos o elipsoides en los bordes
Azzouz & Baligh (1983)	Arco circular	No	Taludes simples	Parte central cilíndrica con conos o elipsoides en los bordes
Dennhardt & Foster (1985)	LEM	No	Simétricos	Elipsoide
Leshchinsky et al. (1985)	LEM y análisis variacional	No	Simétricos	Esférica y cilíndrica
Ugai (1985)	LEM y análisis variacional	No	Cortes verticales	Cilíndrica con bordes curvos
Leshchinsky & Baker (1986)	LEM y análisis variacional	No	Simétricos	Cilíndrica con bordes curvos
Baker & Leshchinsky (1987)	LEM y análisis variacional	No	Cónicos	Cilíndrica con bordes curvos/expansión de la espiral logarítmica 2D
Hungr (1987)	Bishop modificado	No	Simétrica	Rotacional con sección central circular
Gens et al. (1988)	Arco circular	No	Taludes simples	Cilíndrica con bordes planos o curvos
Leshchinsky & Mullet (1988)	LEM y análisis variacional	No	Cortes verticales	Expansión de una función log-espiral
Ugai (1988)	Fellenius, Bishop modificado, Jambu y Spencer	No	Simétrica	Basado en el método de las dovelas.
Xing (1988)	Spencer	No	Simétrica	Superficie elíptica simétrica con cortes verticales circulares
Hungr et al. (1989)	Bishop simplificado y Jambu	No	Simétrica	Rotacional simétrica
Leshchinsky & Huang (1992)	Leshchinsky y Huang 2D	No	Simétrica	Simétrica general/extensión espiral logarítmica
Cavounidis & Kalogeropoulos (1992)	Azzouz y Baligh 3D (1978)	No	Simétrica	Cilíndrica con bordes cónicos
Lam & Fredlund (1993)	LEM general 2D	No	Simétrica	Superficie rotacional generalizada
Yamagami y Jiang (1996, 1997)	Janbú simplificado	Sí	Generalizada	Generalizada

Tabla 3.2 Características de los métodos de análisis de estabilidad de taludes en 3D (Kalatehjari & Ali, 2013)

Método	Derivación	Dirección de deslizamiento	Aplicación	Superficie de falla
Huang & Tsai (2000)	LEM y FS bidireccional	No	Compleja	Semiesférica/ Compuesta, parte esférica
Huang et al. (2002)	Janbú y FS bidireccional	Sí	Generalizada	Generalizada
Chen et al. (2003)	Spencer	No	Generalizada	Generalizada
Jiang & Yamagami (2004)	Spencer basado en análisis variacional	No	Simétrica	Rotacional
Cheng & Yip (2007)	Bishop, Janbú y Morgenstern-Price	Sí	Generalizada	Esférica
Zheng (2009)	LEM	No	Generalizada	Generalizada
Sun et al. (2011)	Morgenstern-Price	No	Generalizada	Generalizada

Los métodos más comunes para el análisis de estabilidad de los taludes 3D son 3D LEM basado en columnas y 3D SSR (reducción de la fuerza cortante) basado en análisis FEM (elemento finito), la falla del talud se produce a lo largo de la dirección deslizamiento más crítica. Esta dirección a menudo se desconoce en un análisis general de estabilidad 3D. La determinación de la superficie de deslizamiento crítica y el factor de seguridad correspondiente implica la búsqueda de la dirección de deslizamiento crítica. Una de las ventajas de la técnica FEM-SSR es que no necesita especificar la dirección de deslizamiento por adelantado, sin embargo, también se debe tener en cuenta que el método no puede proporcionar la dirección precisa de deslizamiento. En este estudio se utilizó una técnica de optimización que se puede utilizar para encontrar la dirección de deslizamiento crítica como parte de búsqueda del factor de seguridad. El factor de seguridad resultante para cada uno de los métodos varía solo entre 0.95 y 1.00.

3.3 Comparación entre Métodos 2D vs 3D

El factor de seguridad 3D (FS) es típicamente más alto que un FS en 2D (Chaudhary, et al., 2016; Chakraborty & Goswami, 2016), esto representa que puede haber un ahorro de costos significativo al realizar el diseño del talud mediante un análisis de estabilidad 3D, sin embargo, hay problemas de análisis adicionales que surgen en un análisis 3D.

Leong & Rahardjo (2012), estudiaron un talud de suelo residual en Singapur que falló en dos ocasiones, en 1989 y 1991, se volvió a analizar utilizando análisis de estabilidad de taludes bidimensional (2D) y tridimensional (3D). La geometría del talud en 1989 difirió de la de 1991. Los análisis de estabilidad de taludes 2D y 3D en el talud que falló en 1989 mostraron que los parámetros promedio de resistencia cortante de los suelos residuales son representativos del talud y los factores de seguridad obtenidos de los análisis de estabilidad de taludes 2D no son necesariamente más conservadores que los análisis de estabilidad del talud 3D. Los análisis también mostraron que el talud falló en 1989 debido al aumento del nivel del agua subterránea. Los análisis del talud en

1991 mostraron que el talud experimentó una falla poco profunda debido a la alta capa freática. Las diferencias en los factores de seguridad para los análisis de estabilidad de taludes en 2D y 3D son mayores para los niveles bajos de agua subterránea en comparación con aquellos para el nivel freático alto. Los resultados ilustraron cómo los análisis de estabilidad del talud 3D se han vuelto menos intimidantes y pueden incorporarse en diseños de taludes de rutina.

Chaudhary, et al. (2016), examinaron la influencia de la geometría de la superficie del talud de una manera simple, mediante la comparación de geometrías planas, cóncavas y convexas, en la estabilidad del talud 3D, además de la influencia del agua subterránea en el análisis y las succiones en la zona de suelo no saturado. Los métodos de estabilidad de taludes 2D generalmente no son adecuados para este tipo de análisis. El análisis de estabilidad del talud 3D mediante el método de equilibrio límite (LEM) requiere aspectos adicionales, como la forma de la superficie de falla en 3D (elipsoidal o bloque), dirección de deslizamiento, geometría de la superficie del suelo y la estratificación. Realizaron una serie de estudios paramétricos sobre análisis de estabilidad de taludes tridimensionales para estudiar el efecto de los parámetros del suelo y el aspecto de la geometría en la sensibilidad del factor de seguridad. Del estudio concluyeron que la topografía de la superficie del suelo tiene un efecto significativo en el FS calculado en un análisis 3D, los valores de FS calculados para un análisis 3D son casi siempre más altos que para un análisis 2D, los suelos cohesivos son más sensibles a la topografía (geometría) de la superficie del suelo, las geometrías cóncavas tienen factores de seguridad más sensibles a los cambios en la resistencia cortante, tanto la geometría cóncava como la convexa dan como resultado una FS más alto que un FS de una geometría plana, el porcentaje de aumento del FS 3D sobre un FS 2D es mayor para geometrías cóncavas que para convexas.

3.4 Teoría SLOPE/W GeoStudio 2012 (GLE)

Los métodos de dovelas comúnmente utilizados se pueden visualizar como casos especiales de la solución de Equilibrio de Límite General (GLE) (Fredlund & Krahn, 1977; Fredlund, et al., 1981). SLOPE / W resuelve dos ecuaciones de factores de seguridad, una ecuación satisface el equilibrio de fuerzas y la otra satisface el equilibrio de momentos.

El análisis de estabilidad implica trazar una superficie de deslizamiento a través de la masa de tierra y dividir la porción inscrita en láminas verticales (dovelas o rebanadas). La superficie de deslizamiento puede ser circular, compuesta (es decir, combinación de porciones circulares y lineales) o consistir en cualquier forma definida por una serie de líneas rectas (es decir, superficie de deslizamiento completamente especificada).

La formulación de equilibrio límite, supone que el componente cohesivo y el componente friccionante de la fuerza en el factor de seguridad son iguales para todos los suelos involucrados y es el mismo para todas las rebanadas.

La figura 3.4 y la figura 3.5 muestran todas las fuerzas que actúan sobre una superficie de deslizamiento compuesta y circular. Las variables se definen de la siguiente manera:

W = peso total de una rebanada de ancho b y altura h

N = fuerza normal total en la base de la dovela

S_m = fuerza cortante resistente en la base de cada rebanada

E = fuerzas normales horizontales entre dovelas. Los subíndices L y R designan los lados izquierdo y derecho de la división, respectivamente

X = fuerzas cortantes verticales entre dovelas. Los subíndices L y R definen los lados izquierdo y derecho de la división, respectivamente

D = carga puntual externa

k = coeficiente sísmico del suelo

kW = fuerza sísmica horizontal aplicada a través del centroide de cada dovela

R = radio para una superficie de deslizamiento circular o el brazo de momento asociado con la fuerza cortante movilizadora

f = desplazamiento perpendicular de la fuerza normal desde el centro de rotación al centro de los momentos. Se supone que las distancias f en el lado derecho del centro de rotación de un talud (para un talud orientado hacia la derecha) son negativas y aquellas en el lado izquierdo del centro de rotación son positivas. En los taludes orientados a la izquierda, la convención de signos se invierte

x = distancia horizontal desde la línea central de cada dovela hasta el centro de rotación o hasta el centro de los momentos

e = distancia vertical desde el centroide de cada dovela al centro de rotación o al centro de los momentos

d = distancia perpendicular desde una carga puntual al centro de rotación o al centro de momentos

h = distancia vertical desde el centro de la base de cada dovela hasta la línea más alta en la geometría (es decir, generalmente la superficie del suelo)

a = distancia perpendicular desde la fuerza de agua externa resultante al centro de rotación o al centro de los momentos. Los subíndices L y R designan los lados izquierdo y derecho del talud, respectivamente

A = fuerzas externas resultantes de agua. Los subíndices L y R designan los lados izquierdo y derecho del talud, respectivamente

- ω = ángulo de la carga puntual desde la horizontal. Este ángulo se mide en sentido antihorario desde el eje x positivo
- α = ángulo entre la tangente al centro de la base de cada corte y la horizontal. La convención de signos es la siguiente. Cuando el ángulo se inclina en la misma dirección que la pendiente general de la geometría, α es positivo y viceversa.

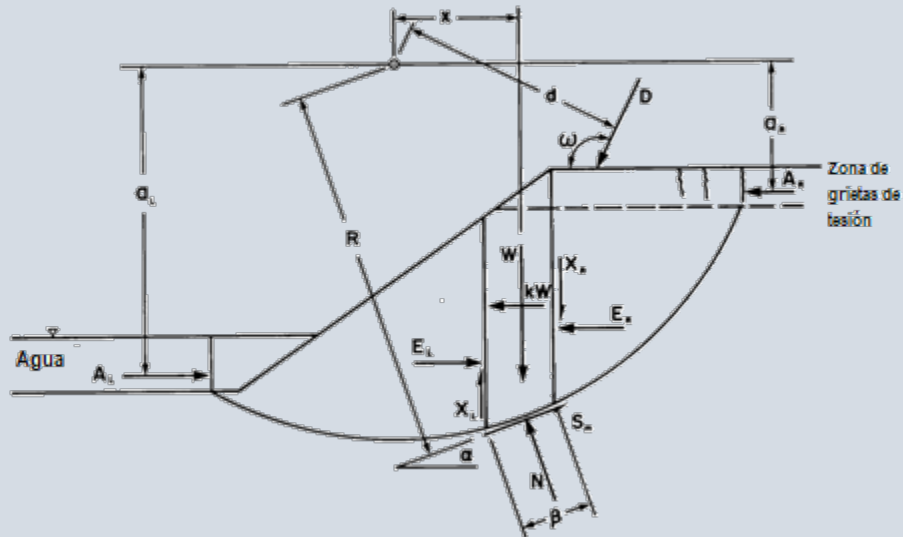


Figura 3.4 Fuerzas que actúan sobre una dovela con una superficie de deslizamiento circular.

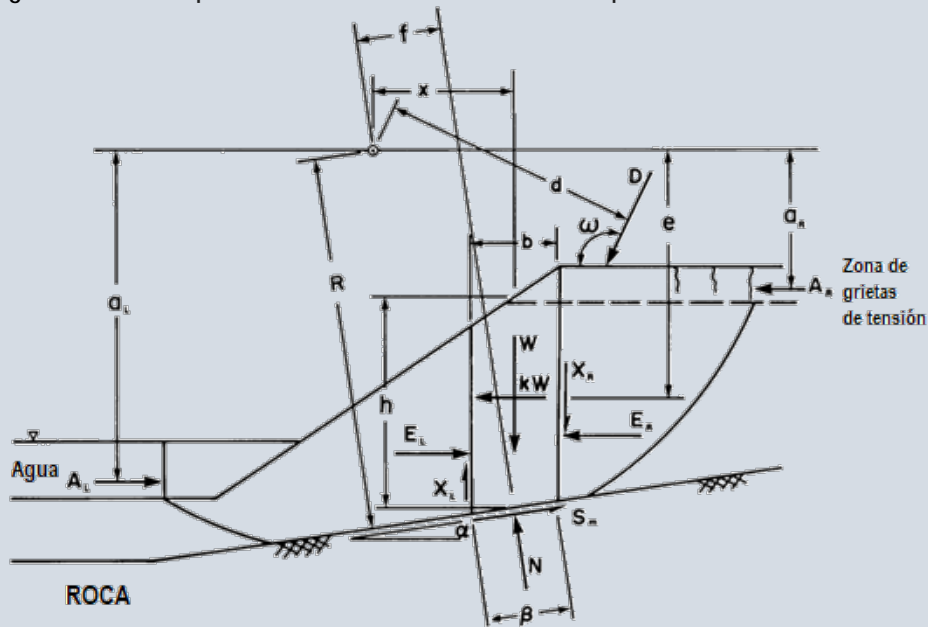


Figura 3.5 Fuerzas que actúan sobre una dovela con una superficie de deslizamiento compuesta

La figura 3.6 muestra las fuerzas que actúan sobre una superficie de deslizamiento definida por una serie de líneas rectas. Este es el caso cuando se selecciona una superficie de deslizamiento especificada en bloque o

completamente especificada. El centro para el equilibrio de los momentos (es decir, el punto del eje) es inmaterial cuando se satisfacen el equilibrio de los momentos y el equilibrio de las fuerzas. Sin embargo, para los métodos de análisis simplificados que no satisfacen tanto el equilibrio de momentos como el equilibrio de fuerzas, el factor de seguridad calculado puede ser bastante sensible al centro para el equilibrio de momentos, por lo tanto, es importante seleccionar un punto de eje razonable.

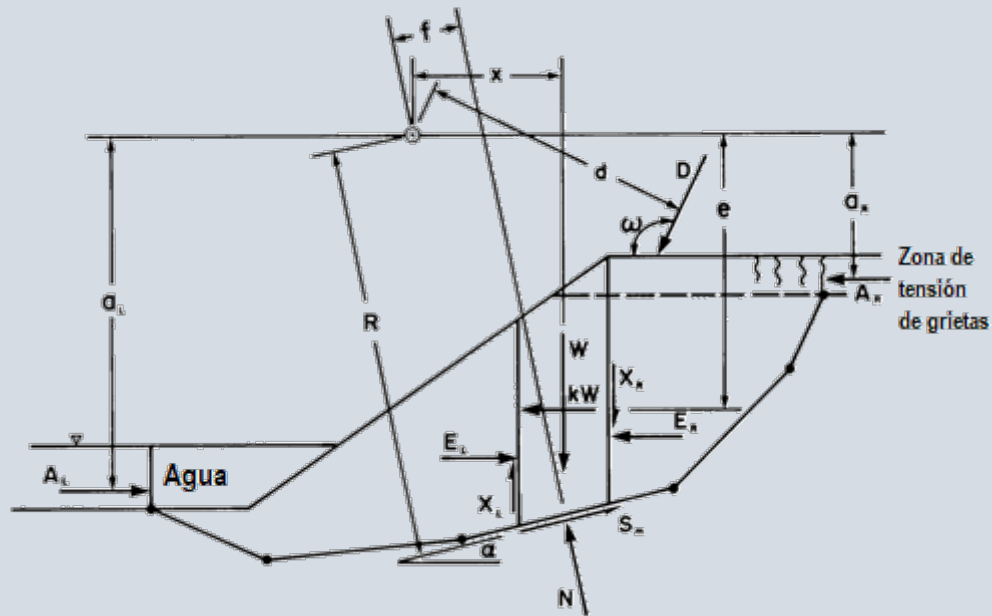


Figura 3.6 Fuerzas que actúan sobre una dovela con una superficie de deslizamiento completamente especificada

La magnitud de la fuerza cortante resistente para satisfacer las condiciones de equilibrio límite es:

$$S_m = \frac{s\beta}{F} \quad (3.1)$$

donde:

$$\sigma_n = \frac{N}{B} = \text{esfuerzo normal en la base de cada dovela}$$

F = factor de seguridad

β = longitud de la base de cada dovela

s = esfuerzo cortante (Coulomb, 1776; Terzaghi, 1936; Fredlund & Morgenstern, 1977; Vanapalli, et al., 1996), dependiendo de las condiciones del talud.

La suma de fuerzas en dos direcciones y la suma de momentos, son los elementos que se usan para derivar el factor de seguridad. Estos, junto con los criterios de falla, son insuficientes para solucionar el problema, se debe

conocer más información sobre la distribución de fuerza normal en la base de las dovelas y la distribución de fuerzas entre dovelas. La tabla 3.3 y 3.4 resumen las cantidades conocidas y desconocidas asociadas con un análisis de estabilidad de taludes.

Tabla 3.3 Resumen de cantidades conocidas para resolver un factor de seguridad

Número de cantidades desconocidas	Descripción
n	Suma de fuerzas en la dirección horizontal
n	Suma de fuerzas en la dirección vertical
n	Suma de momentos
n	Criterio de falla del esfuerzo cortante del material
4n	Número total de ecuaciones

Tabla 3.4 Resumen de cantidades desconocidas en la solución de un factor de seguridad

Número de cantidades desconocidas	Descripción
n	Magnitud de la fuerza normal en cada dovela, N
n	Punto de aplicación de la fuerza normal en la base cada dovela
n-1	Magnitud de las fuerzas normales entre dovelas, E
n-1	Magnitud de las fuerzas cortantes entre dovelas, X
n-1	Punto de aplicación de las fuerzas entre dovelas
n	Fuerza cortante en la base de cada dovela, S_m
1	Factor de seguridad, F
1	Valor de Lambda, λ
6n-1	Total de números desconocidos.

n = número de dovelas

Como el número de cantidades desconocidas excede el número de cantidades conocidas, el problema es indeterminado, se deben hacer suposiciones con respecto a las direcciones, la magnitud y/o el punto de aplicación de algunas de las fuerzas para que el análisis sea determinado. La mayoría de los métodos primero suponen que el punto de aplicación de la fuerza normal en la base de una dovela actúa a través de la línea central de la misma. Entonces, comúnmente se hace una suposición con respecto a la magnitud, dirección o punto de aplicación de las fuerzas entre dovelas. En general, los diversos métodos de rebanadas se pueden clasificar en términos de:

- La estática utilizada para derivar la ecuación del factor de seguridad, y

- La suposición de fuerzas entre dovelas utilizada para determinar el problema.

El esquema de solución de equilibrio de límite general (GLE) usa las siguientes ecuaciones de estática para resolver el factor de seguridad:

- La suma de fuerzas en la dirección vertical para cada dovela se usa para calcular la fuerza normal en la base, N .
- La suma de fuerzas en la dirección horizontal para cada dovela se usa para calcular la fuerza normal entre dovelas, E . Esta ecuación se aplica a manera de integración a través de la masa deslizante (es decir, de izquierda a derecha).
- La suma de momentos sobre un punto común para todas las rebanadas. La ecuación puede reordenarse y resolverse para un factor de seguridad de equilibrio por momentos, F_m .
- La suma de fuerzas en la dirección horizontal para todas las rebanadas, da lugar a un factor de seguridad de equilibrio de fuerza, F_f .

El análisis todavía es indeterminado, y se hace una suposición adicional con respecto a la dirección de las fuerzas entre dovelas resultantes. Se supone que la dirección se describe mediante una función de fuerza entre dovelas. La dirección junto con la fuerza normal entre rebanadas se usa para calcular la fuerza cortante entre rebanadas. Los factores de seguridad ahora se pueden calcular en función del momento de equilibrio (F_m) y el equilibrio de la fuerza (F_f).

Estos factores de seguridad pueden variar según el porcentaje (λ) de la función de fuerza utilizada en el cálculo. El factor de seguridad que satisface el equilibrio tanto de momento como de fuerza se considera el factor convergente de seguridad de la formulación GLE.

Usando el mismo enfoque GLE, también es posible especificar una variedad de condiciones de fuerza entre dovelas y satisfacer solo las condiciones de equilibrio de momento o fuerza. Las suposiciones hechas a las fuerzas entre rebanadas y la selección del equilibrio general de la fuerza o el momento en el factor de las ecuaciones de seguridad, dan lugar a los diversos métodos de análisis.

Se puede hacer referencia a las figuras 3.4, 3.5 y 3.6 para obtener la ecuación del factor de seguridad de equilibrio de momentos. En cada caso, la suma de los momentos para todas las divisiones sobre un punto de eje se puede escribir de la siguiente manera:

$$\sum Wx - \sum S_m R - \sum Nf + \sum kWe \pm \sum Dd \pm \sum Aa = 0 \quad (3.2)$$

Después de sustituir a S_m y reorganizar los términos, el factor de seguridad con respecto al momento de equilibrio es:

$$F_m = \frac{\sum (c' \beta R + (N - u \beta) R \tan \phi')}{\sum Wx - \sum S_m R - \sum Nf + \sum kW_e \pm \sum Dd \pm \sum Aa} \quad (3.3)$$

Esta ecuación es no lineal ya que la fuerza normal N , también es función del factor de seguridad, de nuevo, se puede hacer referencia a las figuras 3.4, 3.5 y 3.6 para obtener la ecuación del factor de seguridad de equilibrio de fuerzas. La suma de fuerzas en la dirección horizontal para todas las rebanadas es:

$$\sum (E_L - E_R) - \sum (N \sin \alpha) + \sum (S_m \cos \alpha) - \sum (kW) + \sum D \cos \omega \pm \sum A = 0 \quad (3.4)$$

El término $\sum (E_L - E_R)$ representa las fuerzas normales entre rebanadas y debe ser cero cuando se suman las de toda la masa deslizante. Después de sustituir a S_m y reorganizar los términos, el factor de seguridad con respecto al equilibrio de la fuerza horizontal es:

$$F_f = \frac{\sum (c' \beta \cos \alpha + (N - u \beta) \tan \phi' \cos \alpha)}{\sum N \sin \alpha + \sum kW - \sum D \cos \omega \pm \sum A} \quad (3.5)$$

La fuerza normal en la base de una dovela se obtiene de la suma de fuerzas en la dirección vertical en cada dovela (rebanada o corte).

$$(X_L - X_R) - W + N \cos \alpha + S_m \sin \alpha - D \sin \omega = 0 \quad (3.6)$$

Una vez más, después de sustituir a S_m , la ecuación para la fuerza normal en la base de cada dovela es:

$$N = \frac{W + (X_R - X_L) - \left[\frac{c' \beta \sin \alpha - u \beta \tan \phi' \sin \alpha}{F} \right]}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F}} \quad (3.7)$$

La ecuación de la fuerza normal es no lineal, con el valor dependiente del factor de seguridad F . El factor de seguridad es igual a F_m cuando se resuelve para equilibrio de momentos e igual al factor de fuerza de seguridad F_f , al resolver para el equilibrio de las fuerzas.

La ecuación de la fuerza normal en la base de la rebanada no se puede resolver directamente, ya que se desconoce el factor de seguridad (F) y las fuerzas cortantes entre rebanadas (es decir, X_L y X_R). En consecuencia, N necesita ser determinado usando un esquema interactivo.

Para comenzar la solución para el factor de seguridad, las fuerzas cortantes y normales entre dovelas se ignoran, la fuerza normal en la base de cada dovela se puede calcular directamente sumando fuerzas en la misma dirección que la fuerza normal.

$$N = w \cos \alpha - kW \operatorname{sen} \alpha + [D \cos (\omega + \alpha - 90)] \quad (3.8)$$

Puede usarse esta ecuación simplificada de la normal para obtener valores iniciales del factor de seguridad. Los factores de seguridad obtenidos utilizando esta ecuación simplificada es el factor de seguridad de Fellenius u ordinario.

Si se ignoran las fuerzas cortantes entre dovelas, pero se conservan las fuerzas normales entre dovelas, entonces la ecuación de fuerza normal en la base de la dovela es:

$$N = \frac{W - \frac{(c' \beta \operatorname{sen} \alpha + u \beta \operatorname{sen} \alpha \tan \phi')}{F} + [D \operatorname{sen} \omega]}{\cos \alpha + \frac{\operatorname{sen} \alpha \tan \phi'}{F}} \quad (3.9)$$

Cuando se usa esta ecuación para la normal en la base, el factor de seguridad con respecto al de equilibrio de los momentos es el factor de seguridad Simplificado de Bishop, y el factor de seguridad con respecto al equilibrio de la fuerzas es el factor de seguridad Simplificado de Janbú. El denominador en la ecuación de la normal en la base de las dovelas, comúnmente recibe el nombre de la variable, m_α . Este término puede ser problemático cuando la inclinación de la base del corte es demasiado pronunciada. Como podemos ver a partir de la ecuación básica anterior y el diagrama de la figura 3.7, la variable m_α es una función de la inclinación de la base de las rebanadas, α , y $\tan \phi' / F$. Las dificultades computacionales ocurren cuando m_α se aproxima a cero. Esta situación puede ocurrir cuando α es negativo y $\tan \phi' / F$ es grande o cuando α es grande y $\tan \phi' / F$ es pequeño. Específicamente, el valor m_α se convertirá en cero cuando la inclinación de la base de cualquier corte, α , tenga la siguiente relación con el ángulo de fricción movilizado, $\tan \phi' / F$:

$$\frac{\cos \alpha}{\operatorname{sen} \alpha} = \frac{1}{\tan \alpha} = -\frac{\tan \phi'}{F} \quad (3.10)$$

Cuando el valor de m_α se aproxima a cero, la fuerza normal calculada, N , en la dovela se vuelve excesivamente grande. Como resultado, la resistencia al corte movilizado, S_m , se vuelve muy grande y ejerce una influencia desproporcionadamente grande en el cálculo del factor de seguridad.

El cálculo del factor de seguridad puede tomar otro extremo cuando m_α es negativo. El término m_α puede ser negativo cuando el ángulo α , es más negativo que el ángulo limitante, α_1 . En este caso, la fuerza normal calculada es negativa. En consecuencia, el factor calculado de seguridad puede ser subestimado, ya que la

resistencia al corte total movilizado se reduce. Cuando una porción tiene un valor $m\alpha$ pequeño, pero negativo, su fuerza normal se vuelve grande y negativa en comparación con otras rebanadas. El gran valor negativo entonces domina los cálculos de estabilidad, y el factor calculado de seguridad puede ser menor que cero, lo que por supuesto no tiene sentido.

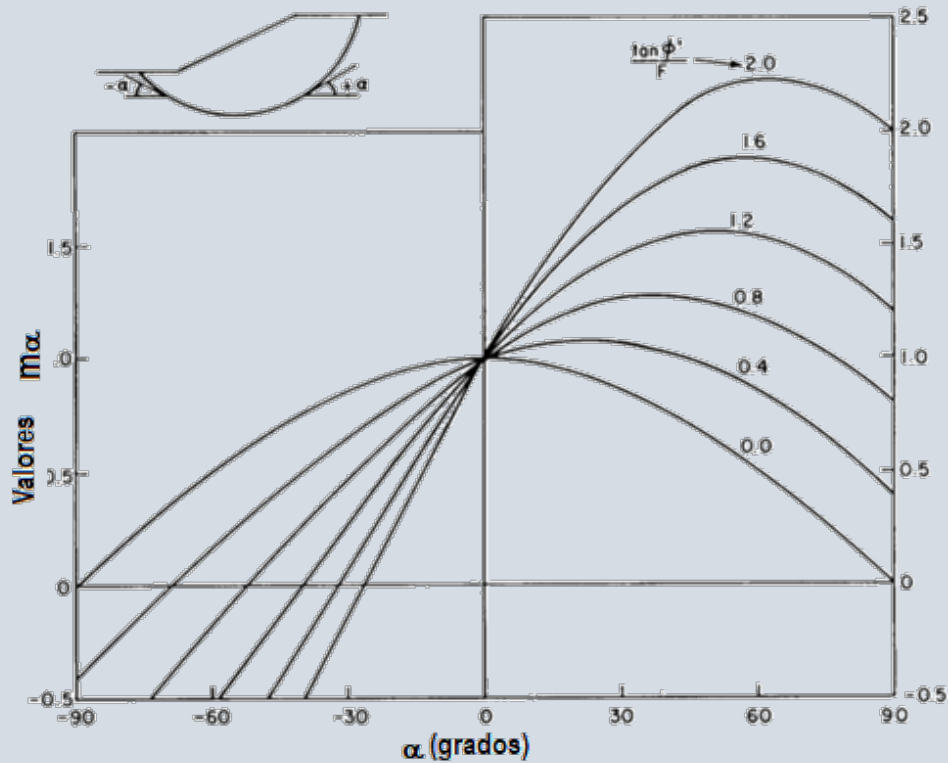


Figura 3.7 Magnitud de $m\alpha$ para varios α , ϕ y valores de F .

Los problemas asociados con la magnitud de $m\alpha$ son principalmente el resultado de una forma asumida inapropiadamente para la superficie de deslizamiento. Idealmente, la teoría clásica de la presión de la tierra debería usarse para establecer las condiciones limitantes para la forma de la superficie de deslizamiento. Al aplicar la teoría de la presión de la tierra, el suelo se divide en dos regiones, a saber, una zona de presión de tierra activa y una zona de presión de tierra pasiva. La inclinación de la superficie de deslizamiento en la zona pasiva (pie del talud) de la masa deslizante debe limitarse a la oblicuidad máxima para el estado pasivo. Es decir:

$$\alpha_1 < 45^\circ - \frac{\phi'}{2} \quad (3.11)$$

Del mismo modo, la inclinación de la superficie de deslizamiento en la zona activa (cresta del talud) no debe exceder el valor obtenido de la siguiente ecuación:

$$\alpha_1 < 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \quad (3.12)$$

Estas soluciones generalmente resolverán los problemas de m_a . La zona activa también se puede combinar con una zona de grietas de tensión vertical para aliviar problemas de m_a .

Es responsabilidad del usuario asegurarse de que no se violen los ángulos de limitación con respecto a las zonas activa y pasiva. Sin embargo, si se infringen las condiciones, hay un control en SLOPE / W para evitar que el valor absoluto de m_a se acerque demasiado a cero.

Las fuerzas entre dovelas, normales y cortantes son aquellas que actúan en las caras verticales entre rebanadas, las fuerzas normales entre dovelas se resuelven utilizando un procedimiento de integración que comienza en el extremo izquierdo de cada superficie de deslizamiento.

La suma de fuerzas en una dirección horizontal se puede escribir para cada dovela como:

$$(E_L - E_R) - N \operatorname{sen} \alpha + S_m \cos \alpha - kW + D \cos \omega = 0$$

Al sustituir S_m en la expresión y luego despejar la fuerza normal entre rebanadas en el lado derecho de cada rebanada queda:

$$E_R = E_L + \frac{(c' \beta - u \beta \tan \phi') \cos \alpha}{F} + N \left(\frac{\tan \phi' \cos \alpha}{F} - \operatorname{sen} \alpha \right) - kW + D \cos \omega \quad (3.13)$$

Dado que la fuerza normal entre rebanadas de la izquierda de la primera rebanada es cero (es decir, $E_L = 0$), integrando desde el extremo izquierdo de todas las dovelas, se puede calcular la fuerza normal entre dovelas de todas las dovelas. Tenga en cuenta que la ecuación para calcular la fuerza normal entre dovelas depende del factor de seguridad y se actualiza durante el proceso de iteración.

Una vez que se conoce la fuerza normal entre cortes, la fuerza cortante entre dovelas se calcula como un porcentaje de la fuerza normal entre cortes según la siguiente ecuación empírica propuesta por Morgenstern y Price (1965):

$$X = E \lambda f(x) \quad (3.14)$$

donde:

$f(x) =$ función de fuerza entre dovelas que representa la dirección relativa de la fuerza entre dovelas resultante,

$\lambda =$ el porcentaje (en forma decimal) de la función utilizada,

$E =$ fuerza normal entre dovelas, y

$X =$ fuerza cortante entre dovelas.

La figura 3.8 muestra algunas formas de funciones típicas. El tipo de función de fuerza utilizada para calcular el factor de seguridad es una prerrogativa del usuario.

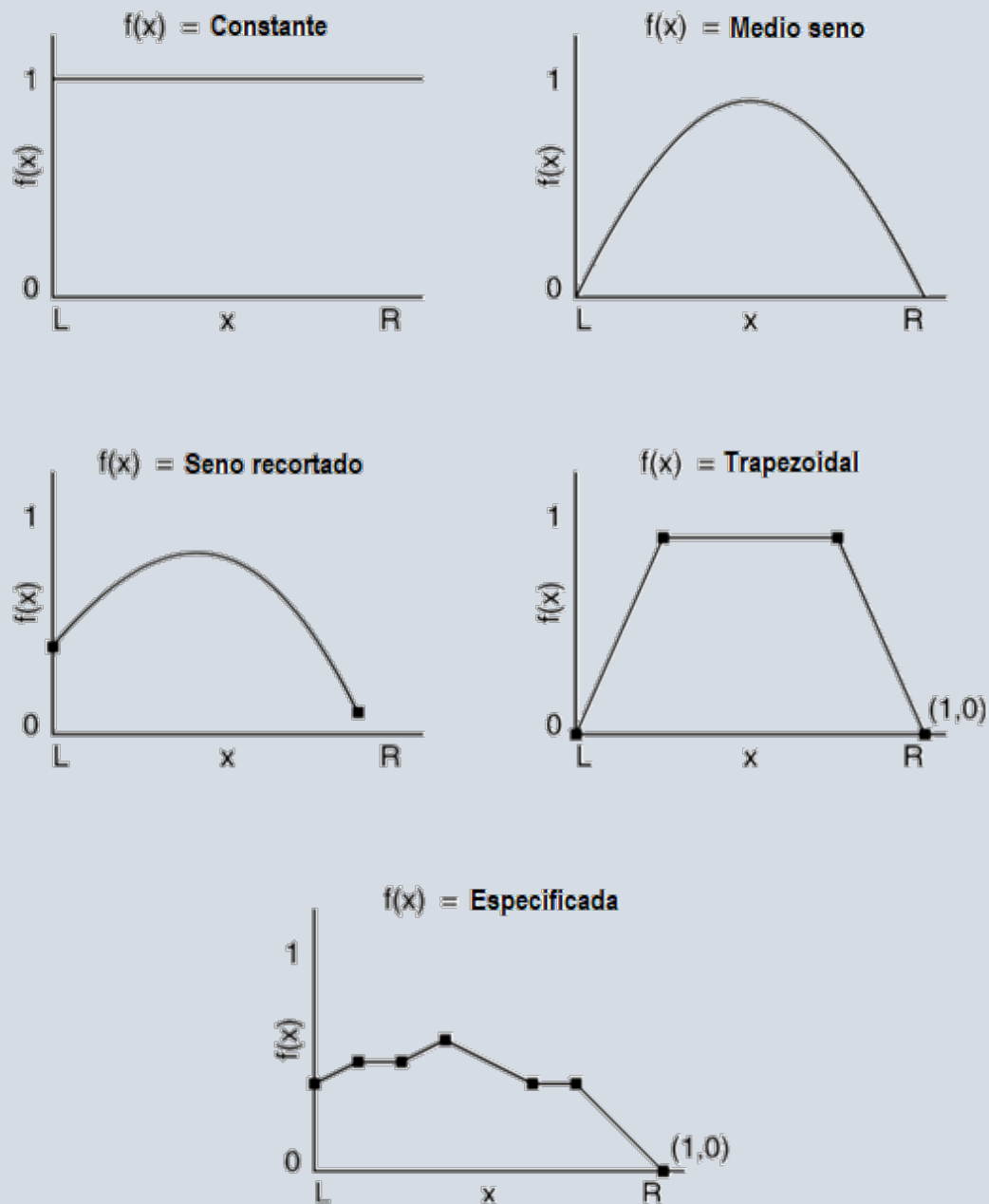


Figura 3.8 Ejemplo de funciones de fuerzas entre dovelas.

Las fuerzas cortantes entre dovelas de las rebanadas son necesarias para calcular la fuerza normal en la base de cada dovela. La Figura 13-6 ilustra cómo se usa la función de fuerza de medio seno entre dovelas $f(x)$ para calcular la fuerza cortante entre dovelas. Supóngase que la fuerza normal E entre la rebanada 1 y 2 es de 100 kN, el valor λ aplicado es 0.5 y se usa una función de fuerza entre dovelas de medio seno. El valor $f(x)$ en la ubicación entre el segmento 1 y 2 es 0.45. La fuerza cortante X entonces es:

$$f(x) = 0.45$$

$$\lambda = 0.5$$

$$E = 100 \text{ kN}$$

$$E = 100 \text{ kN}$$

$$X = 100 \times 0.5 \times 0.45 = 22.5 \text{ kN}$$

Para este ejemplo, la relación de cortante a normal varía de 0.0 en la cresta y el pie, hasta un máximo de 0.5 en el punto medio a lo largo de la superficie de deslizamiento.

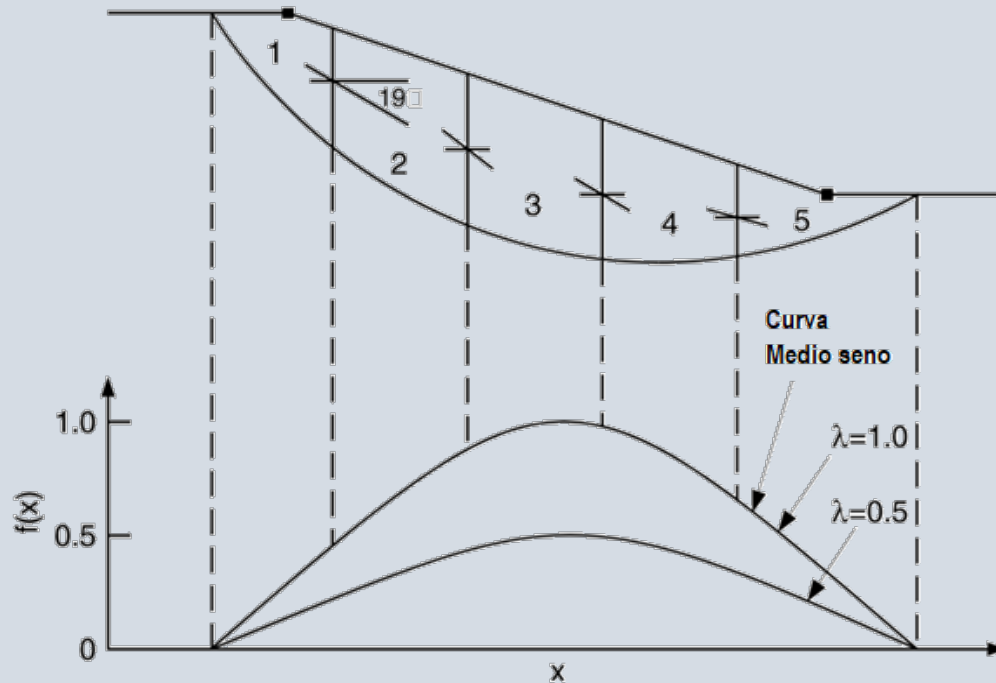


Figura 3.9 Ejemplo con la función medio seno para las fuerzas entre dovelas.

La formulación y solución del método de equilibrio de límite general (GLE) se puede utilizar para simular la mayoría de los métodos de dovelas comúnmente utilizados, desde un punto de vista teórico, los diversos métodos de dovelas se pueden categorizar en términos de las condiciones de equilibrio estático satisfechas y la suposición con respecto a las fuerzas entre cortes. La tabla 3.5 resume las condiciones de equilibrio estático

satisfechas por muchos de los métodos de corte comúnmente utilizados. La Tabla 3.6 resume la suposición utilizada en cada uno de los métodos de cortes para hacer que el análisis sea determinado.

Tabla 3.5 Condiciones de equilibrio estático satisfechas por varios métodos de equilibrio límite.

Método	Equilibrio de Fuerzas		Equilibrio de Momentos
	1ª Dirección (vertical)	2ª Dirección (horizontal)	
Fellenius (ordinario)	Sí	No	Si
Bishop Simplificado	Sí	No	Si
Janbu Simplificado	Sí	Sí	No
Spencer	Sí	Sí	Si
Morgenstern-Price	Sí	Sí	Si**
Corps of Engineers	Sí	Sí	No
Lowe-Karafiath	Sí	Sí	No
Janbu Generalizado	Sí	Sí	No
Sarma	Sí	Sí	Si

**El equilibrio del momento en una dovela individual se usa para calcular las fuerzas cortantes entre dovelas.

Tabla 3.6 Supuestos utilizados en varios métodos de equilibrio límite.

Método	Supuesto
Fellenius (ordinario)	Las fuerzas entre dovelas son ignoradas
Bishop Simplificado	Las fuerzas resultantes entre dovelas son horizontales (es decir, no hay fuerzas cortantes entre rebanadas).
Janbu Simplificado	Las fuerzas resultantes entre dovelas son horizontales. Se puede usar un factor de corrección empírica, f_0 , para tener en cuenta las fuerzas cortantes entre rebanadas.
Spencer	Las fuerzas entre dovelas resultantes son constantes a lo largo de la masa deslizante en el talud.
Morgenstern-Price	La dirección de las fuerzas resultantes entre dovelas se determina usando una función arbitraria. El porcentaje de la función λ , requerido para satisfacer el equilibrio de momento y fuerza, se calcula con un solucionador rápido.
Corps of Engineers	La dirección de la fuerza resultante entre dovelas es: i) igual al promedio de la pendiente desde el principio hasta el final de la superficie de deslizamiento o ii) paralela a la superficie del suelo.
Lowe-Karafiath	La dirección de la fuerza resultante entre dovelas es igual al promedio de la superficie del terreno y la pendiente en la base de cada rebanada.
Janbu Generalizado	La ubicación de la fuerza normal entre dovelas se define mediante una línea de empuje asumida.
Sarma	La dirección de la fuerza resultante entre dovelas se calcula con base a la fuerza normal entre rebanadas y la cohesión especificada por el usuario y el ángulo de fricción entre la superficie entre dovelas.

La formulación GLE calcula F_m y F_f para un rango de valores λ . Con estos valores calculados, se puede dibujar un gráfico como el de la figura 3.10 que muestra cómo F_m y F_f varían con λ . Este tipo de diagrama es una característica útil de la formulación GLE. Tal trama permite comprender las diferencias entre los factores de seguridad de los diversos métodos y comprender la influencia de la función de fuerza entre las dovelas seleccionada.

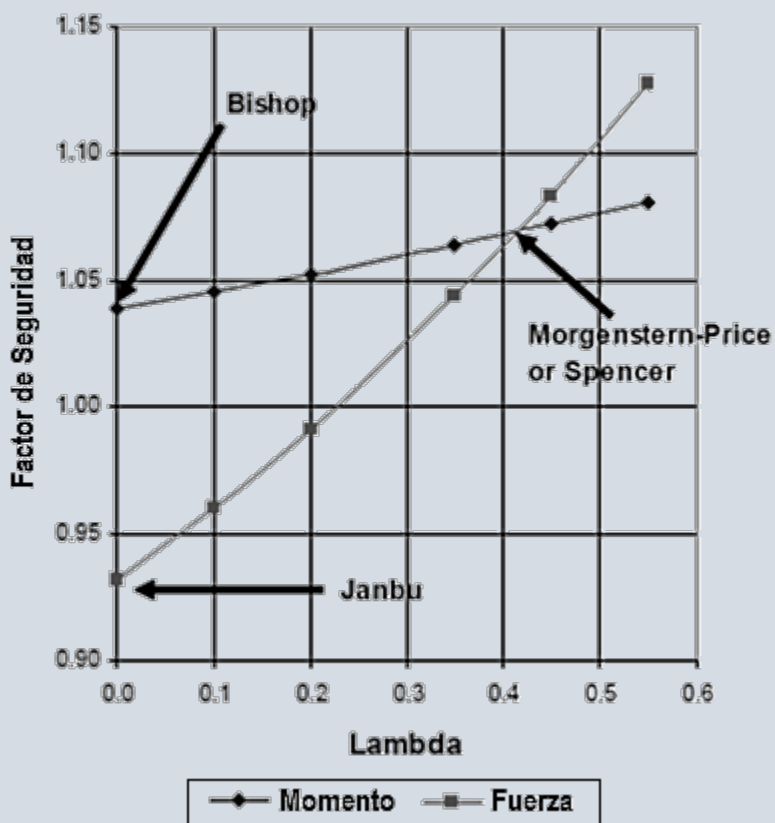


Figura 3.10 F_s y F_m para diferentes valores de λ .

PROPUESTA METODOLÓGICA PROBABILÍSTICA

4

Introducción

Después de establecer y analizar el estado de la cuestión de los tópicos fundamentales para la propuesta metodológica objeto de la investigación en los tres primeros capítulos, se plantean y explican los pasos de ésta aplicados a un talud idealizado localizado en el municipio de Almoloya de Juárez, Estado de México, se propone esta ubicación para usar los datos estadísticos de la estación meteorológica del Valle de Toluca. El talud hipotético se somete a 1000 simulaciones numéricas para determinar su probabilidad de falla y el índice de confiabilidad con la distribución log-normal. Con la finalidad de facilitar los cálculos matemáticos y disminuir el tiempo de la obtención de los resultados, se usaron los softwares Matlab 2013, Geostudio 2012 (Slope y Seep) y Excel 2013.

4.1 Propuesta Metodológica Probabilista.

Con base en el análisis del estado del arte estudiado en los capítulos anteriores, se propone la metodología probabilística (ver figura 4.1) mediante simulaciones de Monte Carlo, está constituida por tres fases, la primera fase puede dividirse en dos procedimientos, el diseño del talud en condiciones iniciales y la generación de escenarios de lluvia, el primero tiene la finalidad de determinar la geometría inicial del talud y el segundo consiste en analizar los datos estadístico de la variable independiente (precipitaciones pluviales) para generar los escenarios con una distribución de probabilidad determinada. La segunda fase consiste en someter al talud a múltiples simulaciones con los escenarios probables de lluvia, se calcula la infiltración y estabilidad del talud a partir de las condiciones iniciales del mismo, dando como resultado la evolución del factor de seguridad en el tiempo y finalmente en la última fase con el conjunto de factores de seguridad obtenidos se estima la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad; en los apartados siguientes se explica y aplica al caso de estudio.



Figura 4.1 Diagrama conceptual de la propuesta.

4.2 Diseño del talud en condiciones iniciales.

Consiste en determinar la geometría del talud con las propiedades del suelo correspondiente a la época de sequía, de tal manera que se obtenga un factor de seguridad mayor o igual a 1.5 usando alguno de los métodos para analizar la estabilidad del talud. Se propone el método de Morgenstern- Price (Morgenstern & Price, 1965) por las ventajas ya comentadas en el capítulo tres, los datos necesarios para realizar el análisis son:

estratigrafía del suelo, propiedades mecánicas e hidráulicas de cada tipo de suelo (cohesión efectiva, ángulo de fricción efectiva, conductividad hidráulica saturada, contenido de agua volumétrica saturada y residual y la densidad del suelo o el peso volumétrico saturado), nivel de agua freática (NAF) y las presiones de poro intersticiales iniciales, además de seleccionar la expresión matemática para calcular el esfuerzo cortante para suelo no saturado, los modelos para estimar swcc y la función de conductividad hidráulica no saturada de los distintos tipos de suelo de la estratigrafía.

El talud idealizado para ejemplificar la metodología tiene la estratigrafía mostrada en la figura 4.2, la que es común en la zona cercana a la ubicación del observatorio meteorológico, constituida por arena, arcilla arenosa y arcilla, además se indica el nivel de agua freática considerado y la geometría propuesta. En la tabla 4.1 se muestran las propiedades mecánicas de los tres estratos de suelo.

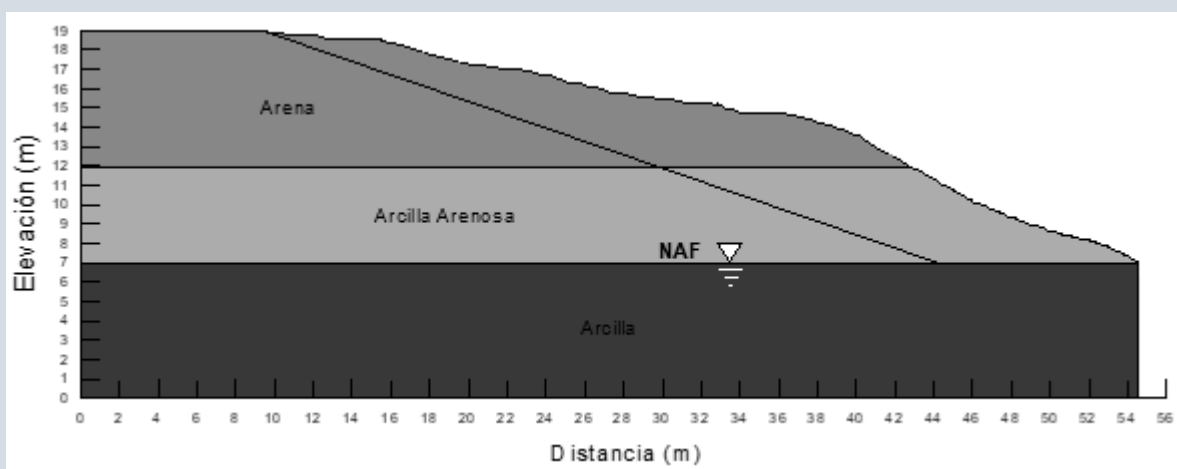


Figura 4.2 Estratigrafía del talud idealizado y geometría propuesta.

Tabla 4.1. Propiedades mecánicas de los estratos de suelo.

Suelo	c' (kPa)	ϕ' (grados)	γ_{saturado} (kN/m ³)
Arena	1	35°	19.03
Arcilla Arenosa	8	25°	20.14
Arcilla	12	10°	20.75

*Valores típicos para el tipo de suelo (Rahimi, et al., 2010; Josifovski & Lenart, 2016; Mahmood, et al., 2016; Gofar & Rahardjo, 2017).

Las presiones intersticiales iniciales se pueden estimar mediante un cálculo hidrostático, multiplicando el peso volumétrico del agua por la distancia a partir del nivel freático, por arriba del nivel son presiones negativas y por debajo presiones positivas, suponiendo que no existe flujo de agua dentro del suelo,

esto no se apega a la realidad, sin embargo, cuando existe flujo descendente las presiones son menores que las hidrostáticas (Fredlund & Rahardjo, 1993; González de Vallejo, et al., 2002), en la figura 4.3 se muestra la comparación.

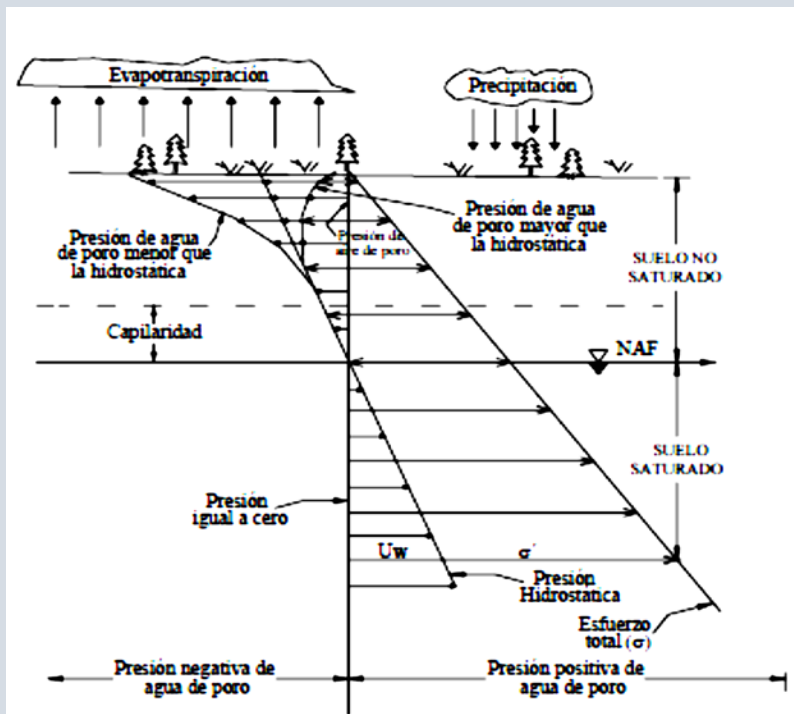


Figura 4.3 Perfil de presión de poro del suelo cerca de la superficie (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Dado que en la realidad aun en tiempo de sequía existe flujo de agua en el suelo, en el talud analizado se emplea un flujo inicial mínimo como condición de borde y así estimar las presiones de poro por medio del modelo de flujo estacionario usando GeoStudio 2012 (Guan, et al., 2014), con el fin de predecir mejor el comportamiento del talud; en la figura 4.4 se muestran los resultados. El análisis con flujo estacionario requiere estimar la swcc y la función de conductividad hidráulica no saturada, se utilizan las expresiones propuestas por Van Genuchten (Van Genuchten, 1980); las propiedades hidráulicas y los parámetros necesarios se muestran en la tabla 4.2.

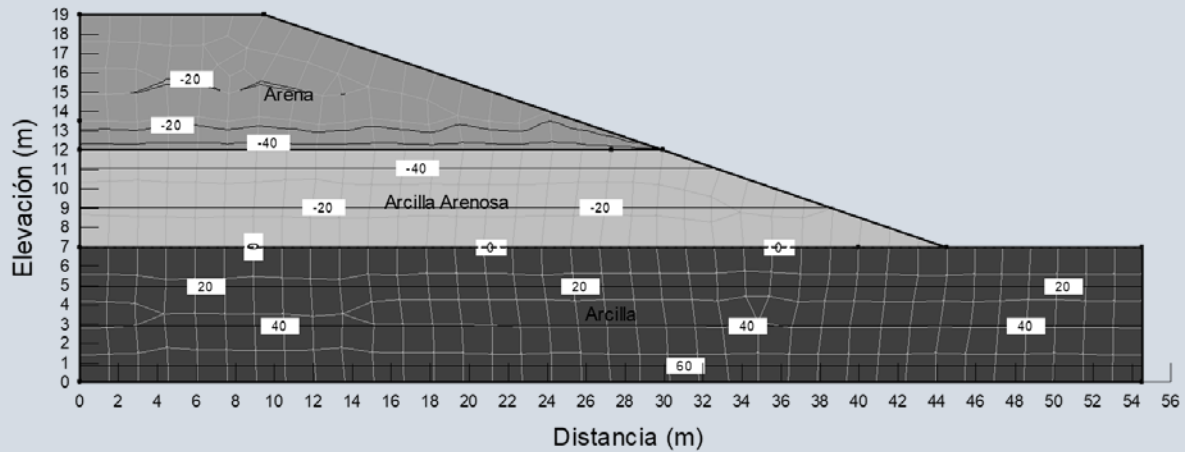


Figura 4.4 Perfil de presiones de poro iniciales (en kPa).

Tabla 4.2. Propiedades hidráulicas y parámetros para las expresiones propuestas por Van Genuchten.

Suelo	Conductividad hidráulica Saturada Ks (m/día)	θ_s (m ³ /m ³)	θ_r (m ³ /m ³)	n	a (kPa)
Arena	7.1280	0.43	0.045	2.68	0.677
Arcilla Arenosa	0.0288	0.38	0.100	1.23	3.633
Arcilla	0.0480	0.38	0.068	1.09	12.263

* Valores medios de los parámetros de los suelos (Carsel & Parrish, 1988).

La expresión propuesta por Terzagui (Terzaghi, 1936) se usa para calcular el esfuerzo cortante en suelos saturados y la de Vanapalli (Vanapalli, et al., 1996) para no saturados. El resultado del análisis de estabilidad se muestra en la figura 4.5, con un factor de seguridad de 1.58 para la superficie circular crítica de deslizamiento, luego, la geometría, las presiones de poro y la superficie crítica inicial de falla inicial obtenidas son usadas en cada simulación, dado el caso que el factor de seguridad fuera menor a 1.5 se debe proponer una nueva geometría para obtener un factor de seguridad mayor.

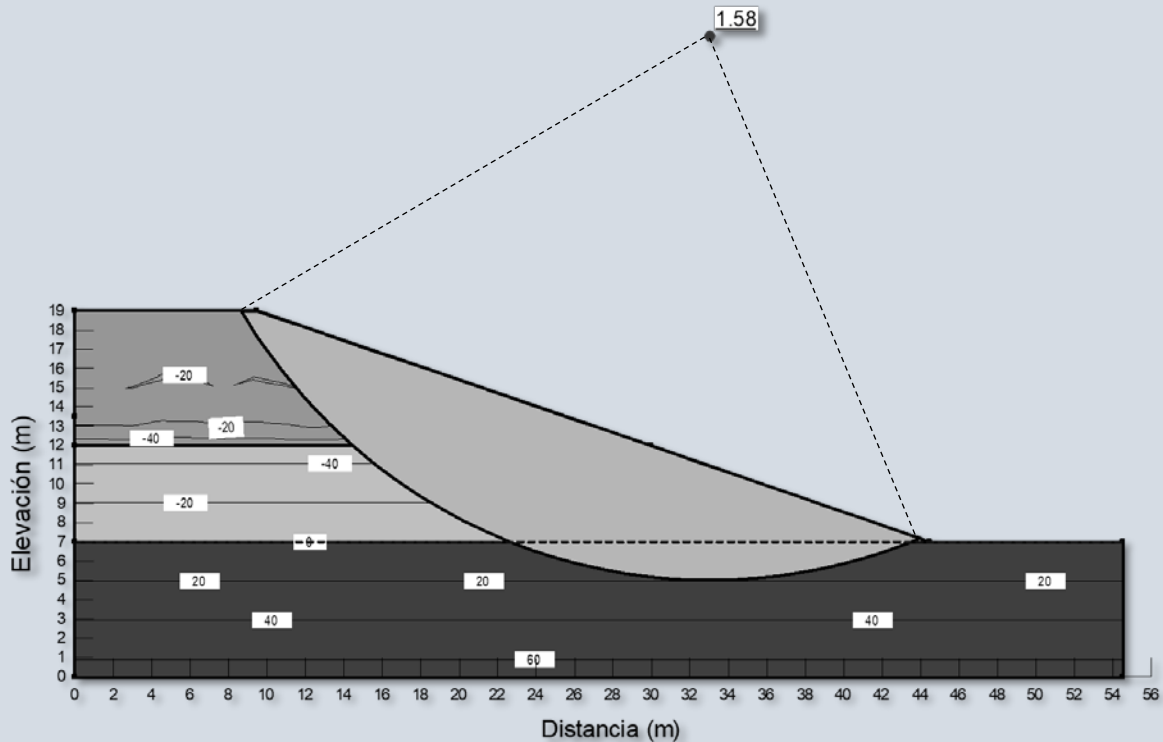


Figura 4.5 Superficie crítica de falla y factor de seguridad inicial, con la geometría propuesta.

4.3 Generación de escenarios de lluvia

La lluvia afecta el comportamiento de los taludes principalmente por el cambio de humedad en el suelo, las lluvias intensas no son las únicas que afectan la estabilidad del talud, por lo cual es importante usar una serie de lluvias consecutivas y no un único registro (Rahimi, et al., 2011). Se han desarrollado modelos estocásticos, basados en cadenas de Markov, distribución de Poisson (Hom, 1998; Kim, 2009; White & Singham, 2012), para predecir la duración e intensidad de la lluvia.

Es trascendental identificar los meses más lluviosos durante el año para considerarlos dentro de la época de lluvias, en algunas zonas del planeta está dividida en dos intervalos de tiempo, en otras en uno solo, como es el caso de México. La figura 4.6 muestra el % promedio mensual en el país, en el Estado de México y en el Valle de Toluca, se tomaron los registros del año 1900-2009 para el país (fuente: Climate Change Knowledge Portal), del año 2009 al 2014 para el estado (fuente: Sistema Meteorológico Nacional CONAGUA) y de 1982 al 2014 del observatorio, concluyendo que el periodo de lluvias para la región es de mayo a octubre, el análisis se realizó con lluvias acumuladas mensualmente.

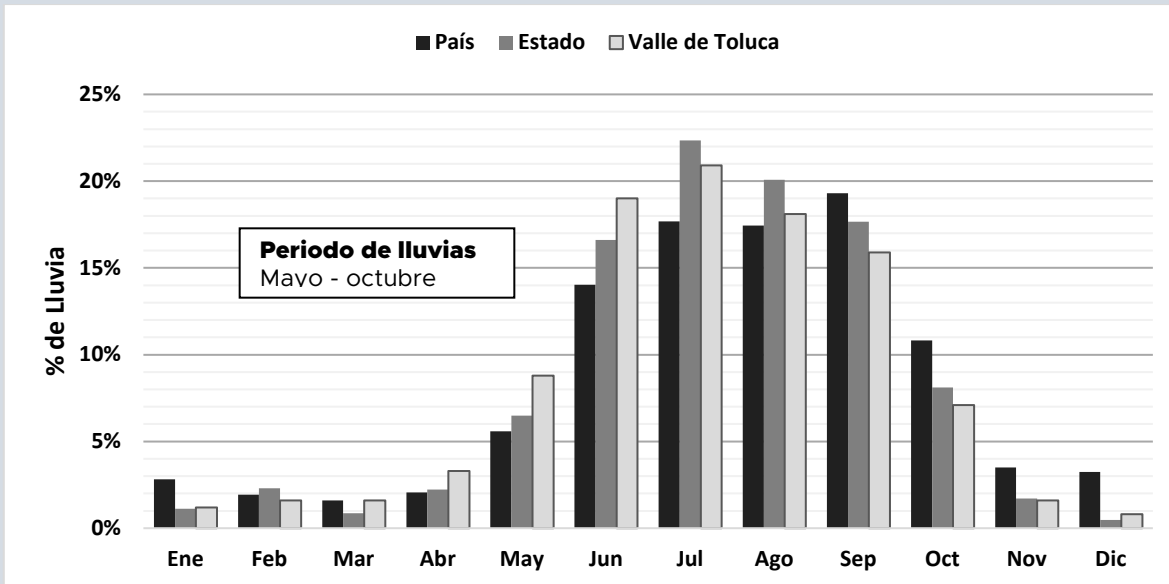


Figura 4.6 % Promedio de Lluvias Mensuales en el año.

Con el periodo de lluvias identificado y siguiendo la recomendación de la Organización Mundial de Meteorología, que considera el ciclo climático mínimo representativo de 30 años. Se generan series de 184 días de acuerdo al número de simulaciones establecido, se usan los registros diarios del año 1968 al año 2009 (anexo A), de la estación meteorológica ubicada en el municipio de Zinacantepec, Estado de México (identificada internacionalmente con la clave 767675, Observatorio Meteorológico de Superficie: Toluca, México; latitud N 19° 17', longitud W99° 41', altitud 2720 msnm). La tabla 4.3 muestra la tabla de frecuencias de los datos agrupados, el histograma de frecuencias acumuladas se ajusta a una distribución empírica segmentada en rectas (figura 4.7) dado que al realizar pruebas ajuste de bondad con varias distribuciones teóricas dieron resultados negativos.

Tabla 4.3 Tabla de frecuencias de los datos agrupados.

Intervalo (mm/día)	Frecuencia	Frecuencia relativa	Frecuencia relativa acumulada
0.00-5.53	4961	0.7700	0.7700
5.53-11.06	719	0.1116	0.8816
11.06-16.59	346	0.0537	0.9353
16.59-22.12	200	0.0310	0.9663
22.12-27.65	99	0.0154	0.9817
27.65-33.18	54	0.0084	0.9901
33.18-38.71	28	0.0044	0.9944
38.71-44.24	14	0.0022	0.9966
44.24-49.77	9	0.0014	0.9980
49.77-55.30	8	0.0012	0.9992
55.30-60.83	2	0.0003	0.9995
60.83-66.36	0	-	0.9995
66.36-71.89	2	0.0003	0.9998
71.89-77.42	1	0.0002	1.0000

Los datos para generar la gráfica de la distribución empírica se muestran en la tabla 4.4, cuidando en iniciar en cero y terminar con el valor máximo de lluvia de los registros.

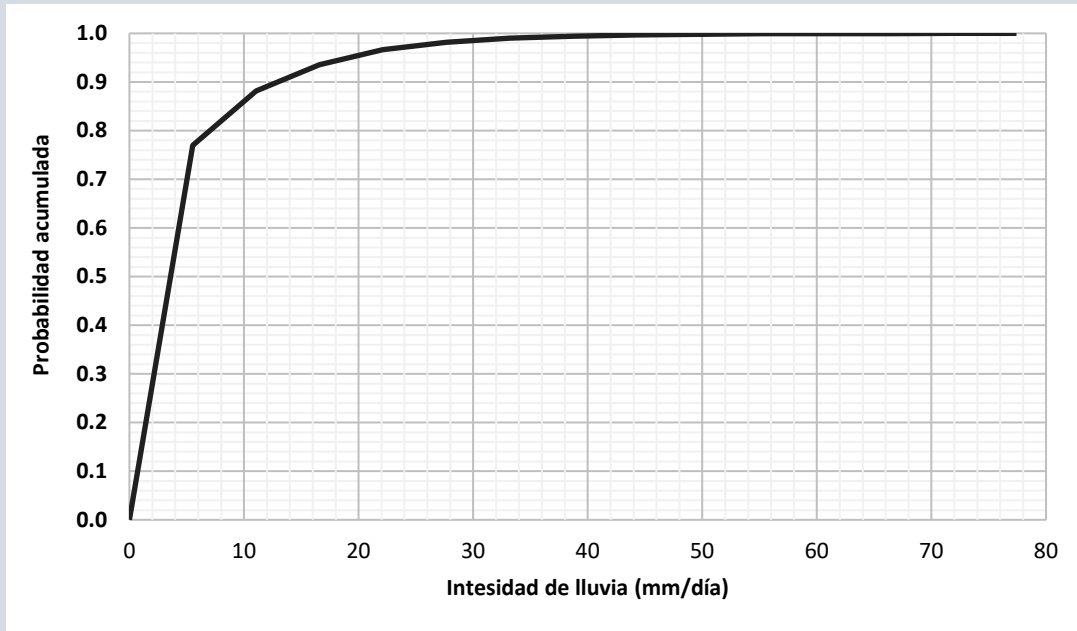


Figura 4.7 Distribución acumulada empírica.

Tabla 4.4 Tabla para la distribución empírica de probabilidad acumulada.

Lluvia (mm/día)	Probabilidad acumulada
0.00	0.0000
5.53	0.7700
11.06	0.8816
16.59	0.9353
22.12	0.9663
27.65	0.9817
33.18	0.9901
38.71	0.9944
44.24	0.9966
49.77	0.9980
55.30	0.9992
60.83	0.9995
66.36	0.9995
71.89	0.9998
77.42	1.0000

A partir de los datos de la tabla 4.4 para el caso de la investigación se generaron 1000 escenarios probables de 184 días de lluvia, primero se generaron 1000 series de 184 datos de números aleatorios con una distribución uniforme en el intervalo [0, 1] usando Matlab 2013; a continuación empleando la inversa de las funciones de las rectas se obtienen las intensidades de lluvia correspondientes mediante una hoja de cálculo. Los resultados

obtenidos se incluyen en el anexo B, como ejemplo en la tabla 4.5 se muestran los valores usados para la primera simulación en el talud.

Tabla 4.5 Escenario de lluvias para la primera simulación.

No. Día	Lluvia (mm/día)	No. Día	Lluvia (mm/día)	No. Día	Lluvia (mm/día)	No. Día	Lluvia (mm/día)
1	4.88	51	26.45	101	1.33	151	1.13
2	1.79	52	0.66	102	4.07	152	2.04
3	0.78	53	2.15	103	0.30	153	4.00
4	20.46	54	3.39	104	0.89	154	18.54
5	1.61	55	12.40	105	9.71	155	5.51
6	5.03	56	5.41	106	0.70	156	1.83
7	2.15	57	2.47	107	27.21	157	4.94
8	5.86	58	0.13	108	8.92	158	3.78
9	0.28	59	3.05	109	2.43	159	4.84
10	1.50	60	0.98	110	8.76	160	1.43
11	5.11	61	7.39	111	4.48	161	0.07
12	5.39	62	20.75	112	4.53	162	0.28
13	0.83	63	7.51	113	0.66	163	2.38
14	3.96	64	5.16	114	2.53	164	4.98
15	4.82	65	0.29	115	5.13	165	3.88
16	8.69	66	2.28	116	2.00	166	0.00
17	5.37	67	3.81	117	2.94	167	1.24
18	0.27	68	3.06	118	2.35	168	5.07
19	0.54	69	4.08	119	1.95	169	1.32
20	8.65	70	20.51	120	8.46	170	3.38
21	5.01	71	5.64	121	4.80	171	10.64
22	0.11	72	2.25	122	0.72	172	2.19
23	2.00	73	10.36	123	4.22	173	1.11
24	5.39	74	33.99	124	2.09	174	0.41
25	1.67	75	5.40	125	21.15	175	1.00
26	0.46	76	4.07	126	2.14	176	5.12
27	1.60	77	27.21	127	3.01	177	14.16
28	1.50	78	16.61	128	5.50	178	10.93
29	5.06	79	2.71	129	3.28	179	3.18
30	16.93	80	9.78	130	4.58	180	34.90
31	1.53	81	7.93	131	8.60	181	5.12
32	4.37	82	4.52	132	2.07	182	2.76
33	19.35	83	0.68	133	4.13	183	3.90
34	2.31	84	2.08	134	5.01	184	1.09
35	6.94	85	0.35	135	3.58		
36	2.78	86	3.50	136	19.88		

No. Día	Lluvia (mm/día)	No. Día	Lluvia (mm/día)	No. Día	Lluvia (mm/día)	No. Día	Lluvia (mm/día)
37	1.82	87	1.23	137	15.31		
38	5.26	88	1.83	138	29.73		
39	8.73	89	2.61	139	3.21		
40	0.78	90	3.92	140	4.68		
41	0.25	91	3.92	141	1.12		
42	3.20	92	4.95	142	10.98		
43	5.05	93	3.87	143	0.47		
44	0.26	94	0.13	144	2.37		
45	0.73	95	3.56	145	23.97		
46	3.46	96	3.85	146	1.96		
47	1.69	97	1.37	147	1.68		
48	5.39	98	0.60	148	0.31		
49	5.43	99	13.17	149	17.28		
50	2.50	100	0.39	150	3.26		

4.4 Análisis del talud (modelo infiltración-esfuerzo cortante) ante escenarios probables de lluvia.

Después de establecer la geometría y las presiones de poro intersticiales iniciales del talud, además de contar con los escenarios probables de lluvia, se somete el talud a cada uno de los escenarios y se analiza la evolución del comportamiento estructural del talud. En el cálculo de la infiltración y del esfuerzo cortante de suelos no saturados son esenciales la swcc y la función de conductividad hidráulica, ambas dependen de la succión mátrica y el contenido volumétrico de agua. En este trabajo, éstas se estimaron con el modelo de Van Genuchten (Van Genuchten, 1980) y los valores medios de los parámetros de los suelos (Carsel & Parrish, 1988); en un caso real, tanto las propiedades mecánicas como las hidráulicas se deben obtener de pruebas de laboratorio.

Las gráficas de contenido volumétrico de agua se muestran en las figuras 4.8 y las gráficas de la conductividad hidráulica se muestran en la figuras 4.9.

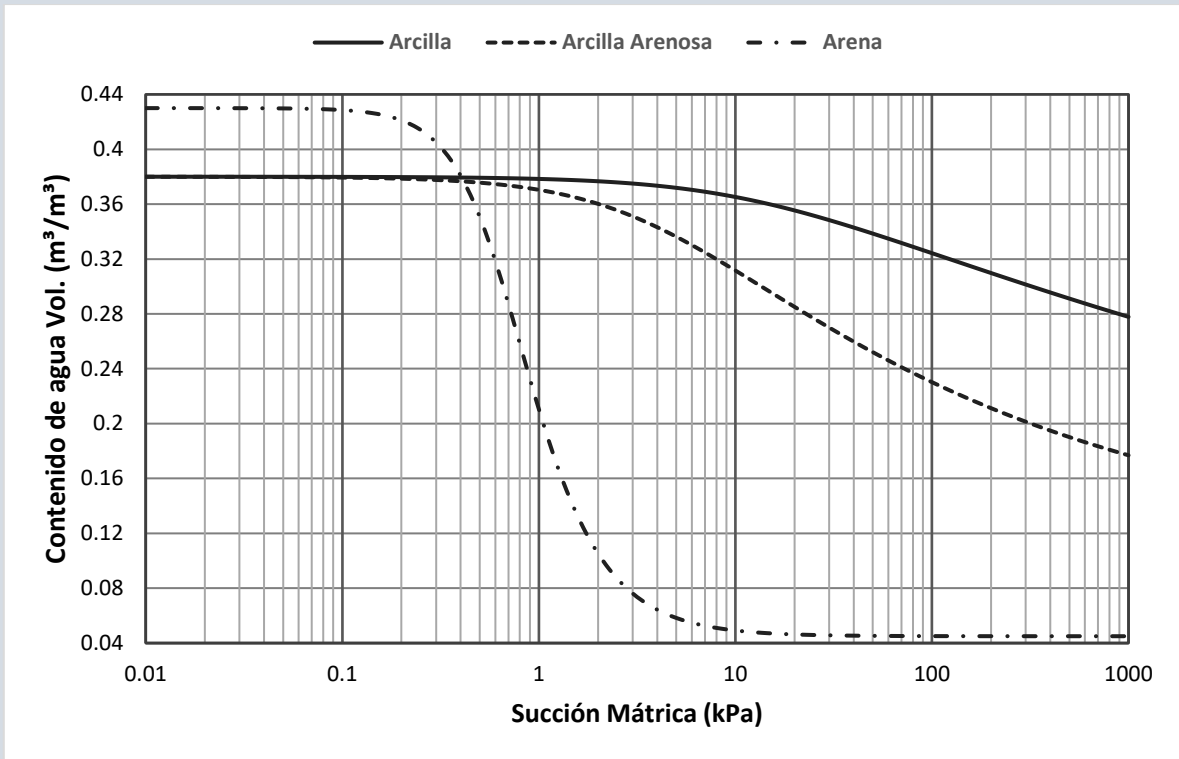


Figura 4.8 Curva SWCC.

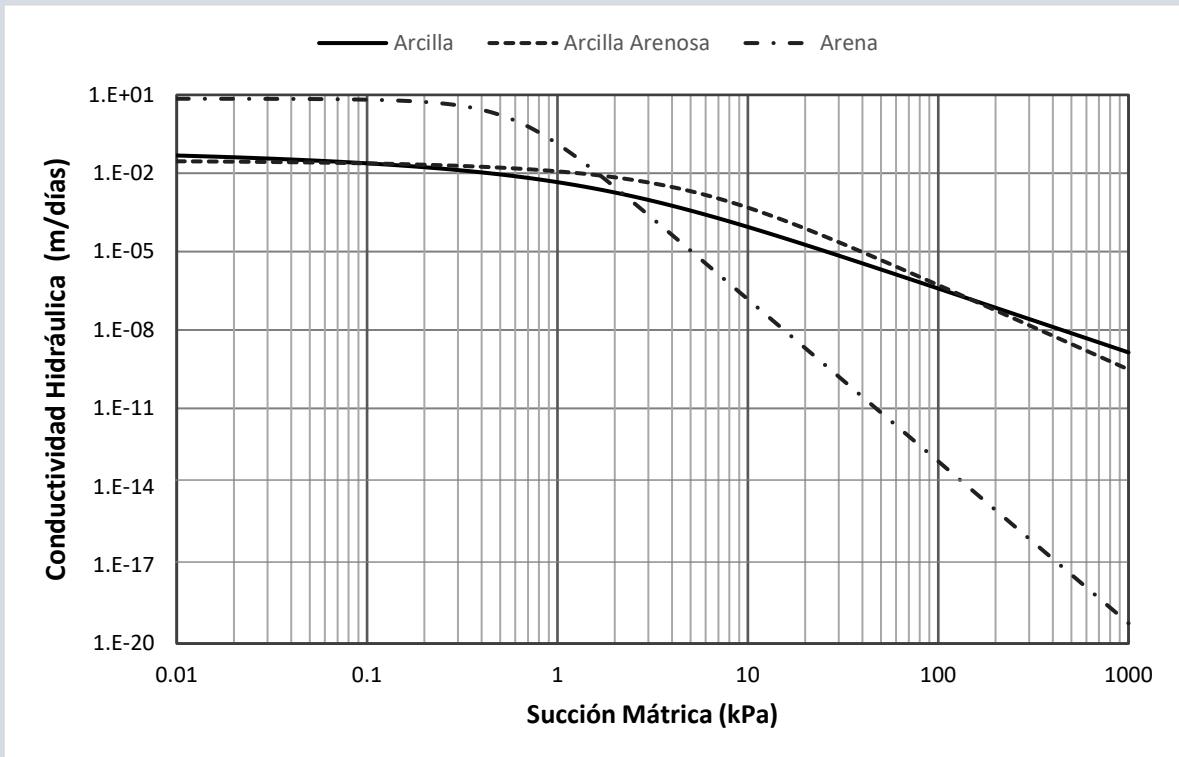


Figura 4.9 Curvas de Conductividad hidráulica.

Para el análisis de infiltración se supone que la lluvia penetra en la parte superior y en la cara del talud, aunque en el primer capítulo se analizó con profundidad el tópico del flujo de agua en el suelo, es importante señalar los fundamentos teóricos que aplica el software para la solución, Seep analiza el flujo transitorio en el suelo con la ecuación de Richards (Richards, 1931) :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = m_w \gamma_w \frac{\partial H}{\partial t} \quad (4.1)$$

donde:

$$H = \frac{u_w}{\gamma_w} + y : \text{presión total}$$

k_x : conductividad hidráulica en la dirección x

k_y : conductividad hidráulica en la dirección y

Q : flujo aplicado en el contorno

m_w : pendiente de la curva característica suelo-agua

γ_w : peso volumétrico del agua

t : tiempo

u_w : presión de poro del agua

y : elevación (m)

En la solución de la ecuación (4.1) se usa elemento finito, recordando que este método se basa en el concepto de subdividir un continuo en pequeños fragmentos, describiendo el comportamiento o las acciones de las piezas individuales y luego reconectando todas las piezas para representar el comportamiento del continuo como un todo. El proceso de subdividir el continuo en piezas más pequeñas se conoce como discretización o mallado y las piezas se conocen como elementos finitos, el software usa elementos triangulares y cuadriláteros. Aplicando el método de Galerkin del residuo pesado a la ecuación diferencial gobernante, el elemento finito para la ecuación de filtración bidimensional queda como:

$$\tau \int_A \left([B]^T [C] [B] \right) dA \{H\} + \tau \int_A \left(\lambda < N >^T < N > \right) dA \{H\}, t = q\tau \int_A \left(< N >^T < N > \right) dA \quad (4.2)$$

Donde:

$[B]$: matriz de gradiente

$[C]$: matriz de conductividad hidráulica

$\{H\}$: vector de presiones nodales

$\langle N \rangle$: vector de la función de interpolación
 q : flujo unitario a través del borde del elemento
 τ : espesor del elemento
 t : tiempo,
 $\lambda = m_w \gamma_w$: termino de almacenamiento para flujo transitorio
 A : área del elemento

Una forma compacta de escribir la ecuación para flujo transitorio con elemento finito es:

$$[K]\{H\} + [M]\{H\}, t = \{Q\} \quad (4.3)$$

donde:

$[K]$: matriz característica
 $[M]$: matriz de almacenamiento de agua
 $\{Q\}$: vector de flujo

La solución de elementos finitos para un análisis transitorio es una función del tiempo, como lo indica el término $\{H\}, t$ en la ecuación (4.3). La integración con respecto al tiempo se realiza mediante un esquema de aproximación de diferencias finitas, dando como resultado la siguiente expresión:

$$(\Delta t [K] + [M])\{H_1\} = \Delta t \{Q_1\} + [M]\{H_0\} \quad (4.4)$$

Despejando a H_1 de la ecuación (4.4) queda:

$$\{H_1\} = \frac{\Delta t \{Q_1\} + [M]\{H_0\}}{\Delta t [K] + [M]} \quad (4.5)$$

donde:

Δt : incremento de tiempo
 H_1 : presión total al final del incremento
 H_0 : presión total al inicio del incremento
 Q_1 : flujo en el nodo al final del incremento

Como se observa en la ecuación (4.5), a fin de obtener al final del incremento de tiempo la presión total, es necesario conocer la presión al inicio del incremento. Expresado de otra manera, las condiciones iniciales deben conocerse para realizar un análisis transitorio.

El *Seep* usa integración numérica Gaussiana para evaluar la matriz característica $[K]$ y la matriz de almacenamiento $[M]$. Las integrales se evalúan al muestrear las propiedades del elemento en puntos específicamente definidos y luego se suman para todo el elemento; la integral de la matriz característica queda:

$$[K] = \tau \int_A \left([B]^T [C] [B] \right) dA = \tau \sum_{j=1}^n [B_j]^T [C_j] [B_j] \det |J_j| W_{1j} W_{2j} \quad (4.6)$$

donde:

j : nodo o punto a integrarse

n : número de nodos de integración del elemento

$[C_j]$: dato de la matriz de conductividad hidráulica en el nodo de integración

$[B_j]$: dato de la matriz en el nodo de integración

$\det [J_j]$: determinante de la matriz jacobiana

$W_{1j} W_{2j}$: factores de ponderación (gaussianos)

El número de puntos para evaluar la integral, requeridos en un elemento, depende de la cantidad de nodos y la forma de los elementos. De forma similar la matriz de almacenamiento de agua se evalúa numéricamente con la expresión siguiente:

$$[M] = \tau \int_A \left(\lambda \langle N \rangle^T \langle N \rangle \right) dA = \tau \sum_{j=1}^n \lambda_j \langle N \rangle^T \langle N \rangle \det |J_j| W_{1j} W_{2j}$$

Cuando se evalúa la matriz de almacenamiento de agua, el software usa una formulación agrupada (Segerlind, 1984) para agrupar los coeficientes fuera de la diagonal en la matriz con los términos diagonales. Para elementos de orden superior, también se usa la escala diagonal. La formulación agrupada, junto con la escala diagonal, se adopta para mejorar la estabilidad en el análisis transitorio.

Para evaluar λ , se obtiene un valor de la función de contenido volumétrico de agua para cada punto de integración de dos maneras. En la mayoría de los casos m_w , se calcula como la pendiente de una línea recta entre las presiones de agua de poro viejas y nuevas en un punto de Gauss, la pendiente de esta línea recta se puede ver como la tasa promedio de cambio durante un incremento de tiempo. Esto se considera un valor más

realista que tomar la derivada de la función en un punto específico; una excepción a este procedimiento es cuando las presiones de poro de agua nuevas y viejas son casi idénticas, en este caso, se calcula la media de las presiones de poro de agua nuevas y viejas.

La matriz de conductividad hidráulica queda:

$$[C] = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix} \quad (4.7)$$

Una vez que la solución ha convergido y las presiones nodales son conocidas, se calcula los gradientes hidráulicos y las velocidades de flujo darcianas en cada uno de los puntos de integración dentro de cada elemento. El gradiente en cada punto de integración o Gauss se calcula a partir de la ecuación:

$$\begin{Bmatrix} i_x \\ i_y \end{Bmatrix} = [B]\{H\} \quad (4.8)$$

donde:

i_x : gradiente en la dirección x

i_y : gradiente en la dirección y

Las velocidades darcianas en cada punto de Gauss se calculan a partir de la ecuación:

$$\begin{Bmatrix} v_x \\ v_y \end{Bmatrix} = [C][B]\{H\} \quad (4.9)$$

donde:

v_x : velocidad en dirección x

v_y : velocidad en dirección y

El enfoque utilizado en GeoStudio 2012, las fuerzas de filtración no son consideradas debido a que el análisis utiliza el peso total del suelo y las fuerzas límite se oponen a las fuerzas de flotación y filtración.

Los resultados obtenidos después del proceso de infiltración con Seep para cada uno de los tiempos definidos (presiones de poro intersticiales y el nivel de agua freática) son usados por el software Slope para calcular la estabilidad del talud. Por ejemplo en la figura 4.10 se muestran los resultados del talud en la primera simulación para t=184 días.

El Slope usa las expresiones propuestas por Terzagui (Terzaghi, 1936) y Vanapilli (Vanapalli, et al., 1996), en suelos saturados y no saturados respectivamente para calcular el esfuerzo cortante, además se seleccionó el método de Morgenster-Price (Morgenstern & Price, 1965) para estimar el factor de seguridad para cada uno de

los tiempos fijados, en este caso son 184 días en intervalos de un día, los resultados de la primera simulación se muestran en la figura 4.11.

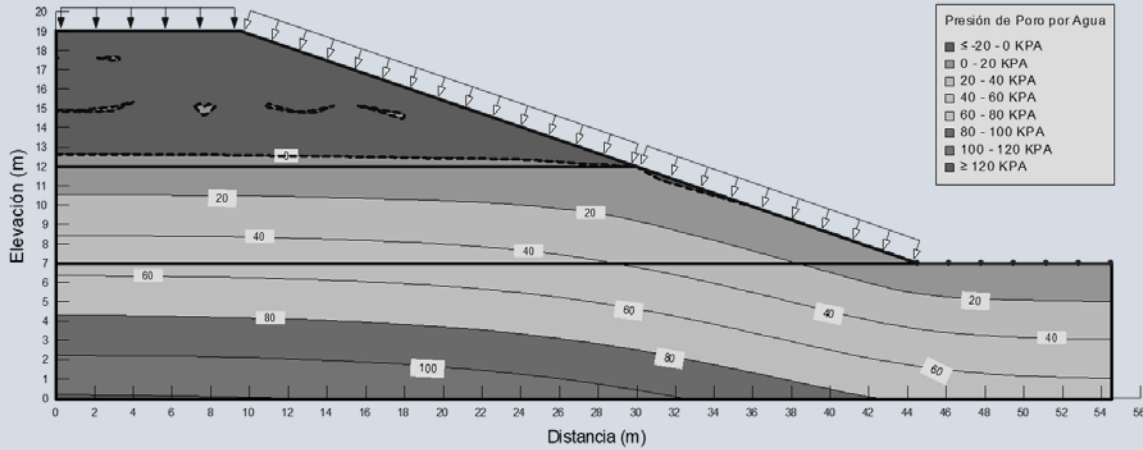


Figura 4.10 Resultados de SEEP para la primera simulación t=184 días.

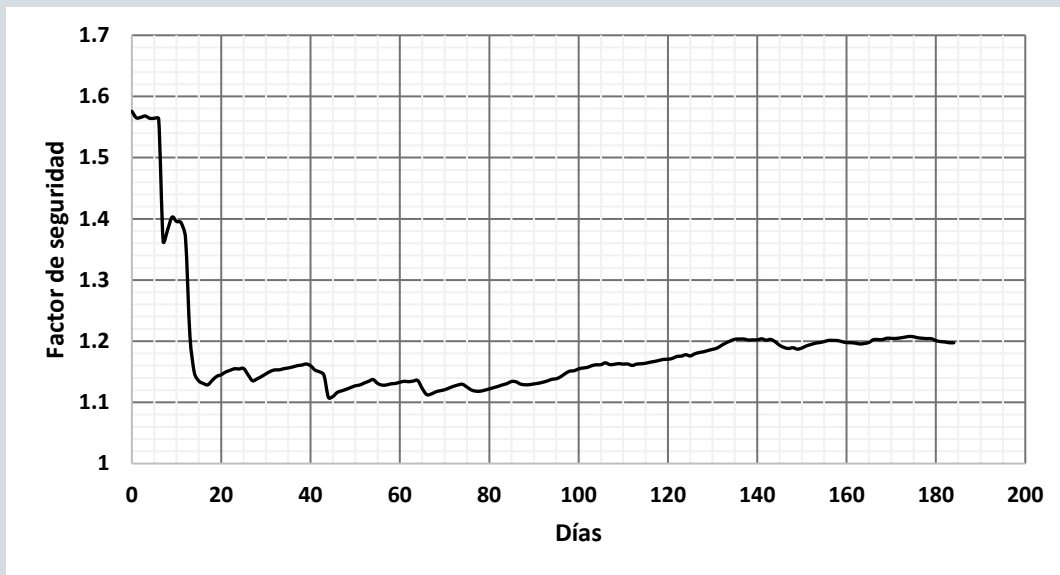


Figura 4.11 Evolución del factor de seguridad de la primera simulación para la superficie crítica inicial.

El diagrama de flujo para la segunda y tercera fase se muestra en la figura 4.12, la segunda fase termina cuando se ha sometido el talud al total de escenarios de lluvia generados, dando un conjunto de factores de seguridad producto de las simulaciones hechas, en el anexo C se encuentran todos los archivos de las simulaciones.

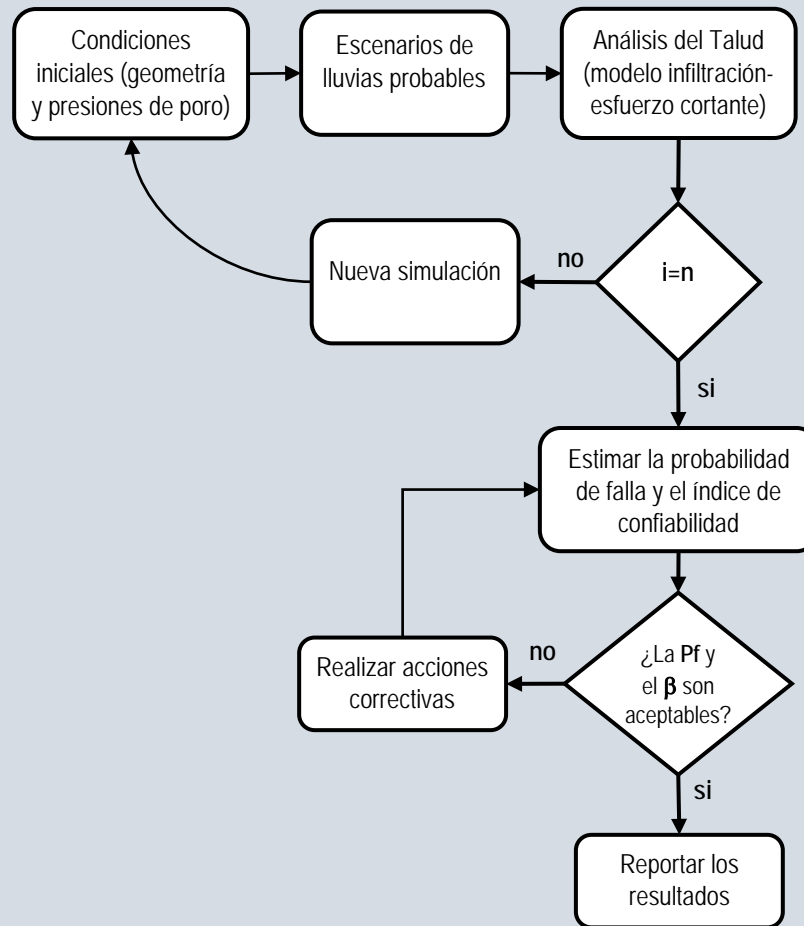


Figura 4.12 Diagrama de flujo de la segunda y tercera fase (i: número de simulación, n: simulaciones establecidas)

4.5 Análisis de Confiabilidad

Al finalizar las simulaciones, con la muestra de factores de seguridad (anexo D) se calculan la media y la desviación estándar de los datos no agrupados para los tiempos establecidos, a través de la distribución log-normal con la ecuación (4.10) se estima la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad con la ecuación (4.11). En las figuras 4.13 y 4.14 se muestran las gráficas de probabilidad de falla y el índice de confiabilidad en función del tiempo para el talud analizado.

$$P_f = P(FS < 1) \quad (4.10)$$

$$\beta_{\log normal} = \frac{\ln\left(\frac{E[FS]}{\sqrt{1+CV^2}}\right)}{\sqrt{\ln(1+CV^2)}} \quad (4.11)$$

donde:

$$CV = \frac{\sigma}{E[FS]} : \text{coeficiente de variación}$$

σ : desviación estándar

$E[FS]$: media del factor de seguridad

Como parte del diseño por confiabilidad, tanto la probabilidad de falla como el índice de confiabilidad deben compararse con los valores objetivos, para la metodología propuesta se usan los valores establecidos por USACE (índice de confiabilidad objetivo β_t y la probabilidad de ruptura (Pt) o de falla asociada), estos se muestran en la tabla 4.6, el nivel de desempeño al menos debe ser arriba del promedio. En el caso estudiado el comportamiento es inaceptable a partir del doceavo día.

Tabla 4.6 Índices de Confiabilidad y probabilidades de falla objetivo (U.S. Army Corps of Engineers, 1997).

Nivel de Desempeño Esperado	β_t	Pt
Alto	5.0	3×10^{-7}
Bueno	4.0	3×10^{-5}
Arriba del promedio	3.0	1×10^{-3}
Abajo del promedio	2.5	6×10^{-3}
Pobre	2.0	2.3×10^{-2}
Insatisfactorio	1.5	7×10^{-2}
Peligroso	1.0	1.6×10^{-1}

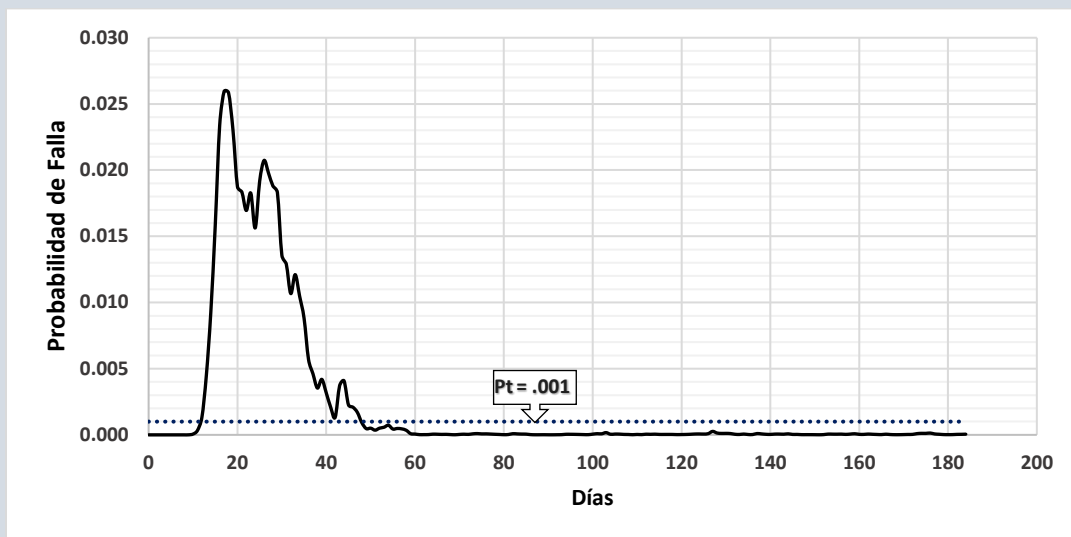


Figura 4.13 Probabilidad de falla en función del tiempo de la superficie inicial crítica.

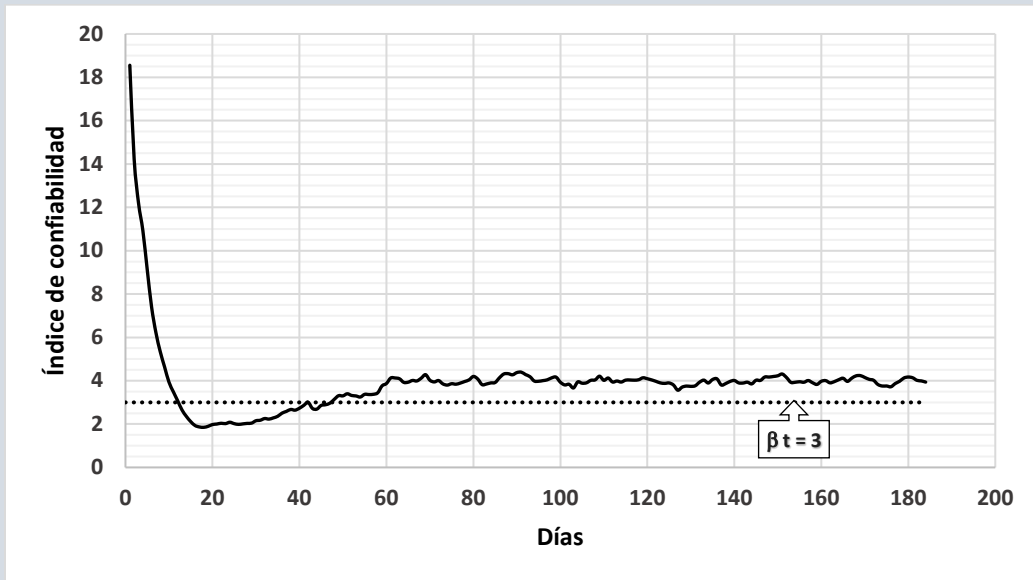


Figura 4.14 Índice de confiabilidad en función del tiempo de la superficie inicial crítica.

Se sugiere un índice de confiabilidad de 3 para taludes de rutina y 4 para taludes importantes (Sivakumar Babu & Murthy, 2005). En el caso analizado se debe proponer una nueva geometría con un factor de seguridad inicial mayor al considerado en esta primera propuesta (1.58), de tal manera que la probabilidad de falla sea menor o igual a 0.001 y el índice de confiabilidad sea mayor o igual a 3.

Sin texto

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5

Introducción

Se realiza el análisis y discusión de los resultados para interpretar los hallazgos relacionados con el comportamiento de taludes de suelo no saturado expuestos a precipitaciones pluviales y los objetivos propuestos, así como la correspondencia de la hipótesis de trabajo con las teorías o supuestos teóricos, para evaluar si los hallazgos confirman los supuestos planteados. El objetivo general se alcanzó dado que se propuso y ejemplifico la metodología probabilística para explicar y predecir el comportamiento de taludes de suelo no saturado. Se analizan y discuten las condiciones de borde para el análisis de flujo transitorio, el nivel de agua freática y presiones de poro intersticiales iniciales, la geometría del talud, el análisis de flujo transitorio y la estabilidad del talud, además de la confiabilidad en el talud y la condición última del talud (presiones de poro finales plausibles). Mostrando cómo se encontró la solución al problema planteado, así como el alcance y las limitaciones de la metodología numérica.

5.1 Condiciones de borde para el análisis de flujo transitorio

El patrón de lluvia que se utiliza para el análisis de infiltración de agua como condición de borde es fundamental para obtener resultados congruentes con el comportamiento físico de los taludes, en el caso de la investigación se propone la generación de escenarios probables con una distribución empírica con precipitaciones diarias acumuladas, los registros diarios usados no se apegan a ninguna distribución teórica de probabilidad, se realizaron tres pruebas de ajuste de bondad Kolmogorov-Smirnov, Anderson-Darling y Chi cuadrado con ayuda del software EasyFit 5.6, a diversas distribuciones continuas de probabilidad, Exponencial, Normal, Log-normal, Pareto, Rayleigh, Valores extremos, Weibull, Frechet, Gamma; siendo negativo el resultado para un buen ajuste en cada una de ellas (ver anexo E). En la figura 5.1 se muestra el histograma de frecuencias construido con los registros de precipitaciones diarias de 1968 a 2009 del Observatorio Meteorológico de Superficie, se observa que las precipitaciones de mayor intensidad son poco frecuentes comparadas con las de menor intensidad. Aunque se reportan el uso de distribuciones teóricas para ajustar los registros de precipitaciones pluviales (Kristo, et al., 2017), en la gran mayoría de los casos no son para precipitaciones pluviales diarias.

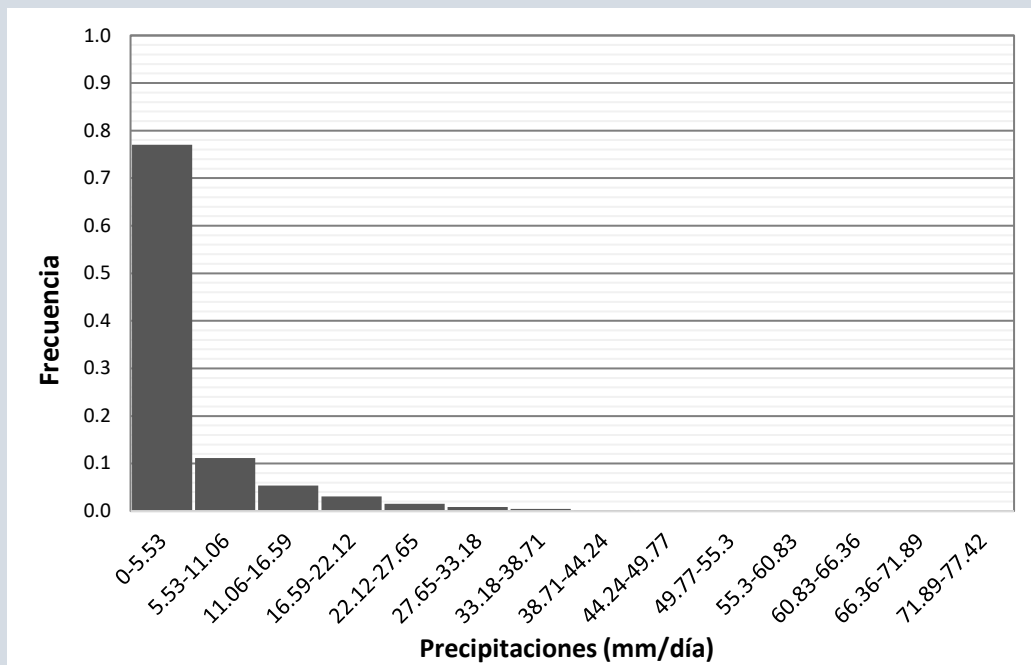


Figura 5.1 Histograma de precipitaciones.

Es importante señalar que tomando en cuenta la lluvia antecedente además de la tormenta de diseño genera mejores resultados que un solo registro de precipitación pluvial (Rahimi, et al., 2011; White & Singham, 2012), la distribución empírica considera la misma probabilidad de ocurrencia de los eventos en los seis meses de lluvia, por lo tanto, queda pendiente construir distribuciones para cada uno de los meses de lluvia para generar series de lluvia más apegadas al comportamiento mensual de las precipitaciones pluviales en el periodo de lluvias. Tampoco se consideró el aumento de las intensidades y duraciones de las precipitaciones por el cambio

climático, principalmente con el fin de no agregarle más complejidad a la propuesta metodológica sin conocer una línea de referencia (estudio paramétrico o de sensibilidad) para medir el impacto de este factor.

5.2 Nivel de agua freática y presiones de poro intersticiales iniciales

Para las presiones de poro intersticiales iniciales, se realizó un análisis para decidir que era mejor, ¿estimar las presiones de poro con un flujo estacionario o calcularlas hidrostáticamente a partir del NAF de la época de sequía. Se analizó la evolución del comportamiento estructural del talud en ambos casos con el escenario de lluvias de la primera simulación, la superficie crítica inicial de deslizamiento resultante fue la misma (figura 5.2 y 5.3) y las presiones de poro del agua son menores las estimadas con flujo estacionario que con análisis hidrostático, además existe un comportamiento estructural diferente en el tiempo analizado. Se eligieron las presiones de poro iniciales estimadas con flujo estacionario debido a que se acercan más al comportamiento esperado (Fredlund & Rahardjo, 1993; González de Vallejo, et al., 2002; Guan, et al., 2014).

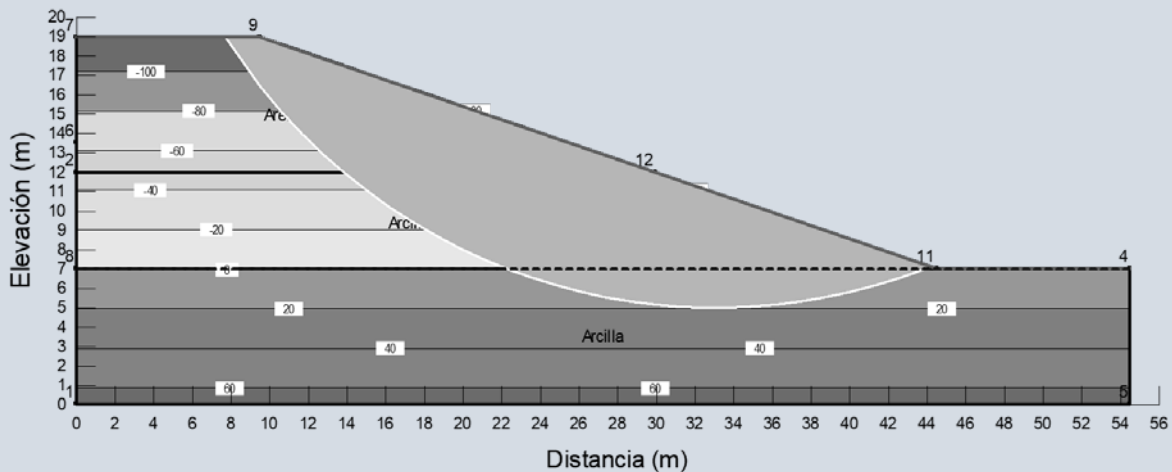


Figura 5.2 Superficie crítica de deslizamiento inicial con presiones intersticiales hidrostáticas.

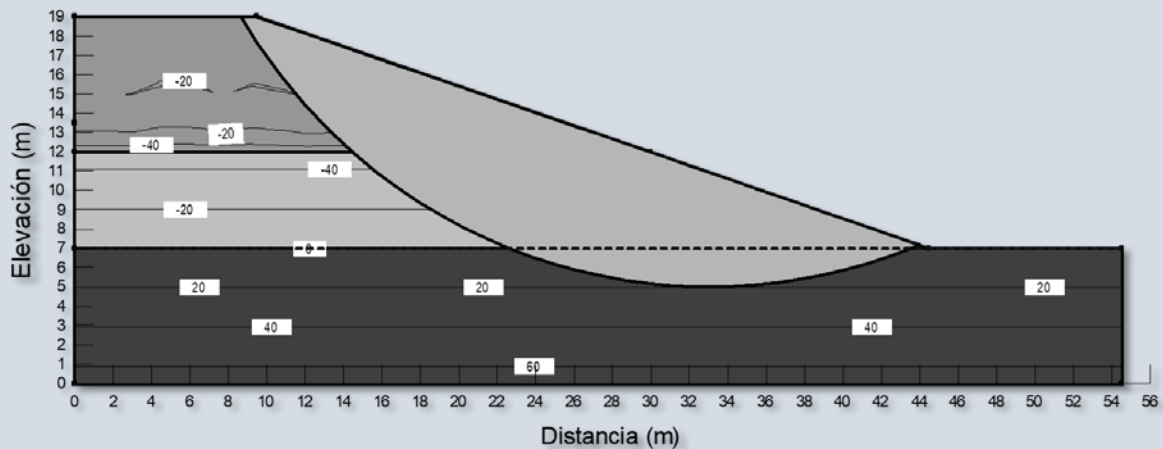


Figura 5.3 Superficie crítica de deslizamiento inicial con presiones intersticiales de flujo estacionario.

Las diferencias del factor de seguridad en los 184 días del periodo de lluvias se muestran en la figura 5.4, con los datos de la primera simulación.

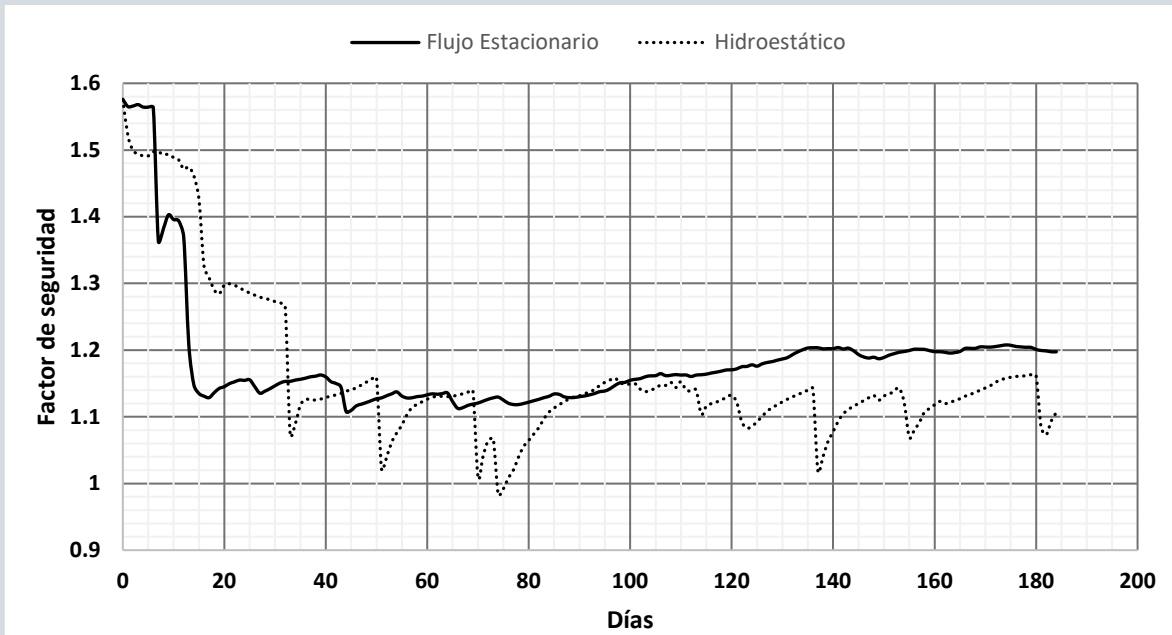


Figura 5.4 Factores de seguridad de la primera simulación correspondientes a la superficie crítica inicial.

5.3 Geometría del talud

La geometría inicial del talud se obtiene con el nivel de agua freática y las presiones intersticiales iniciales, la geometría del talud podría modificarse en el lapso que se analiza el talud, debido a fallas superficiales poco profundas, no obstante en el talud modelado todos los factores de seguridad son mayores a uno, significa que no se modificó la geometría en el lapso estudiado.

5.4 Análisis de flujo transitorio en el talud

Las precipitaciones se aplicaron en la corona y en la cara del talud, utilizando una condición de frontera hidráulica doble, que es capaz de cambiar automáticamente de un flujo establecido a una condición de límite de presión de agua de poro prescrita. Esta condición de frontera permite contabilizar la escorrentía, ya que la infiltración de lluvia se detiene cuando las presiones de poro en los nodos fronterizos se aproximan a cero (Pedone, et al., 2016), en la parte inferior del talud a partir del pie no se consideró infiltración de agua debido a que la capa de rodamiento de la carretera es impermeable, de la misma manera no se incluyó la capa vegetal del talud.

En el análisis únicamente se usó la trayectoria de humedecimiento de la SWCC estimada con el modelo de Van Genuchten (Van Genuchten, 1980), por lo mismo no se consideró la histéresis de los ciclos de secado-

humedecimiento, ni los efectos de la evaporación del agua en el suelo y solo los cambios en el flujo de fase líquida (insaturado-saturado). Los cambios en el flujo de fase gaseosa generalmente se ignoran debido a las dificultades para obtener la magnitud de la presión de poro del aire y por lo mismo se considera igual a cero (Sun, et al., 2015; Sun, et al., 2016).

5.5 Análisis de estabilidad del talud

Al igual que en otras investigaciones el análisis de la estabilidad del talud durante los eventos de lluvia se realizó utilizando un método de equilibrio límite (Sun, et al., 2015; Sun, et al., 2016), para el trabajo de investigación se empleó Morgenstern-Price. Las superficies de falla consideradas son de geometría circular, se analizaron los factores de seguridad de la superficie crítica inicial y los factores de seguridad mínimos de otras superficies críticas (modos de falla múltiple), para observar la evolución del comportamiento del talud. Asimismo en la zona susceptible de falla del talud existen muchas superficies de deslizamiento que pueden tener geometrías diferentes a la circular, pero contenidas en esta zona (ver figura 5.5); la diferencia entre los factores de seguridad de la superficie crítica inicial y los factores mínimos de otras superficies, se refleja en una variación no significativa del índice de confiabilidad entre ambos casos.

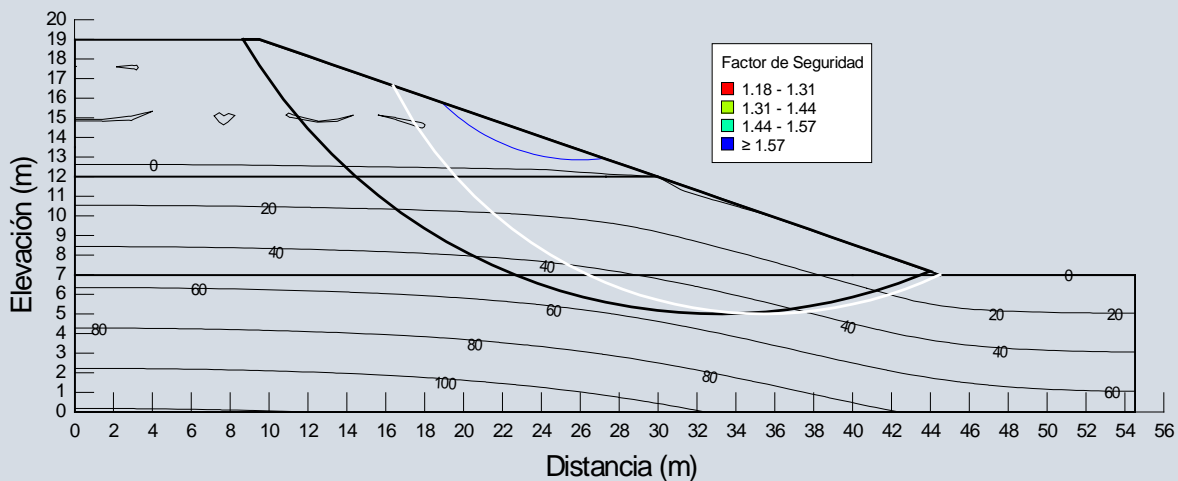


Figura 5.5 Zona de falla (contiene a la superficie crítica inicial de deslizamiento y la crítica para $t=184$ días) de la primera simulación.

El colapso del suelo en trayectorias de humedecimiento no se puede explicar con los modelos de esfuerzo cortante utilizados. En ese sentido se deben explorar los modelos micro-mecánicos que son más complejos que permiten incluir la histéresis del suelo, observar con detalle la influencia del agua sobre el comportamiento volumétrico y la deformación, además de simular la distribución de los poros y la estructura sólida del suelo (Rojas, 2013), no obstante, que su implementación está en una fase inicial además de ser compleja.

5.6 Confiabilidad en el talud

El número de simulaciones se estableció en función de la convergencia de las medias, las desviaciones estándar y los coeficientes de variación de los factores de seguridad resultantes de la superficie crítica inicial. En la figura 5.6, 5.7 y 5.8 se observa que a partir de 500 simulaciones el comportamiento es convergente, por lo tanto, 1000 simulaciones son suficientes. El comportamiento de las medias, las desviaciones estándar y los coeficientes de variación considerado todas las superficies críticas posibles (modo de falla múltiple-global) es similar a los resultados de la superficie crítica inicial.

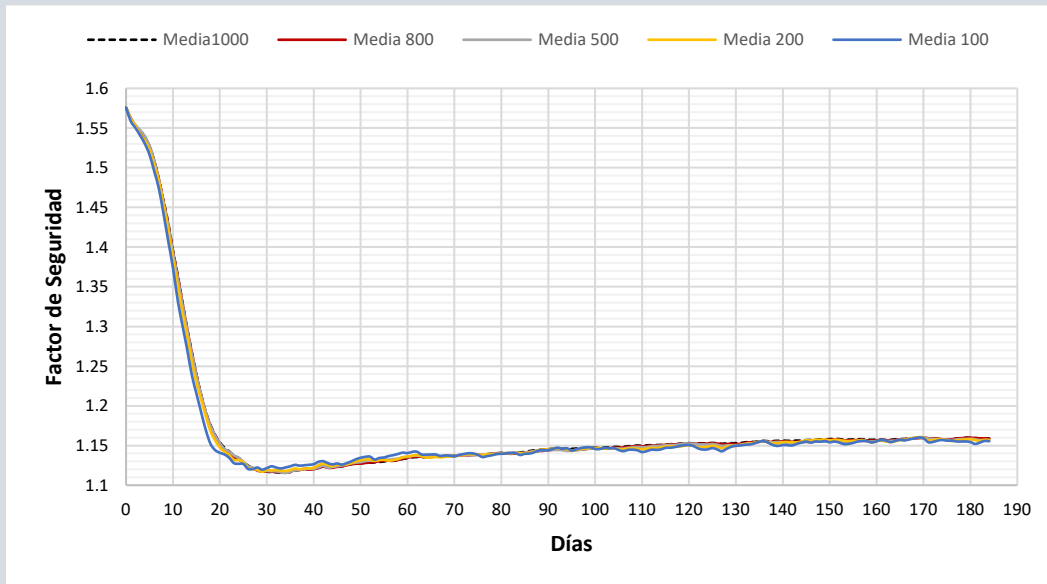


Figura 5.6 Valor promedio de los factores de seguridad.

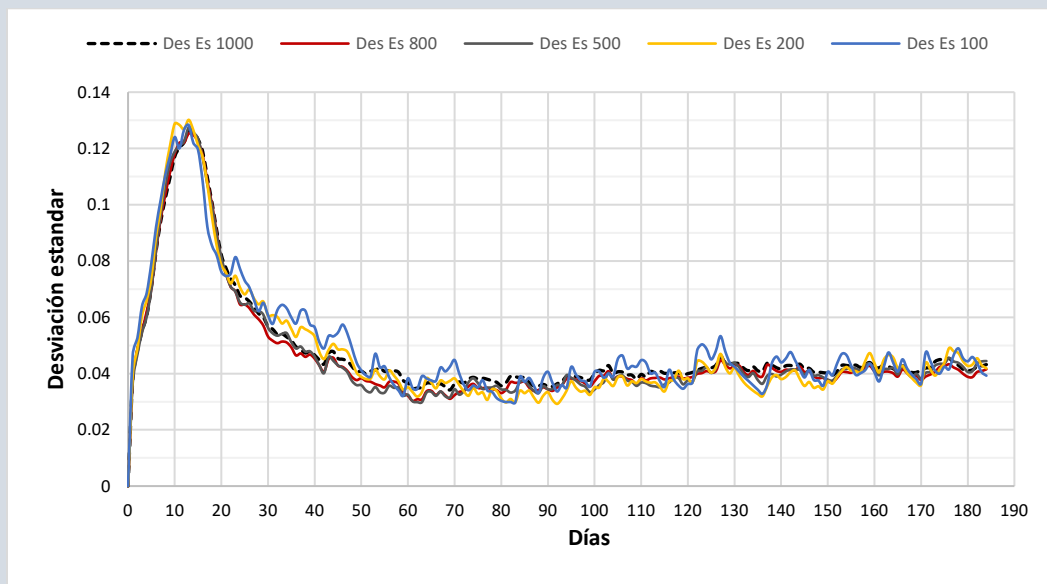


Figura 5.7 Desviación estándar de los factores de seguridad.

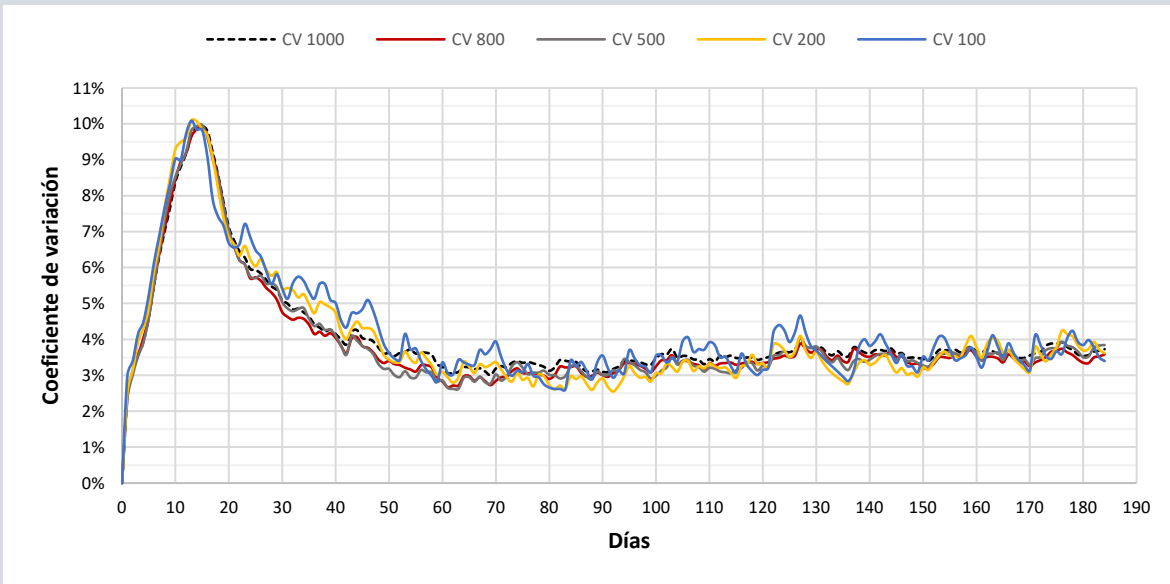


Figura 5.8 Coeficiente de variación de los factores de seguridad.

Para los factores de seguridad se asumen distribuciones normales o log-normales, no se calcula la probabilidad de falla de forma directa debido que requeriría un número mayor de simulaciones y un mejor método para generar los escenarios de lluvia, por ejemplo Simulaciones de Monte Carlo con hiper-cubo latino.

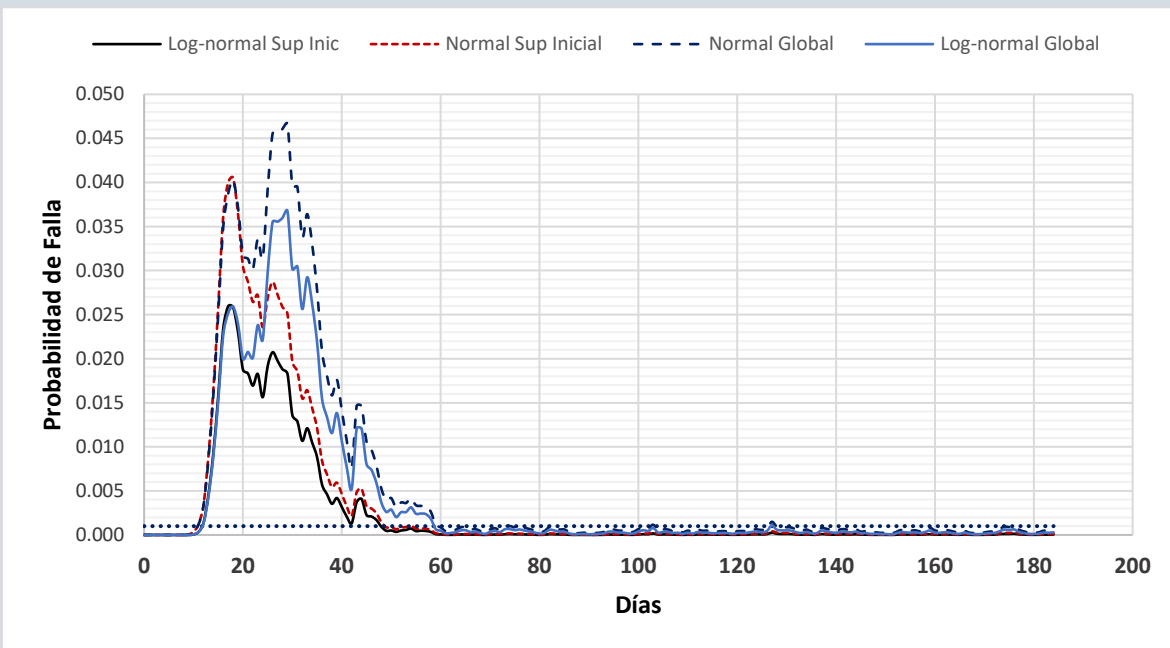


Figura 5.9 Probabilidad de falla de diferentes tipos de distribuciones.

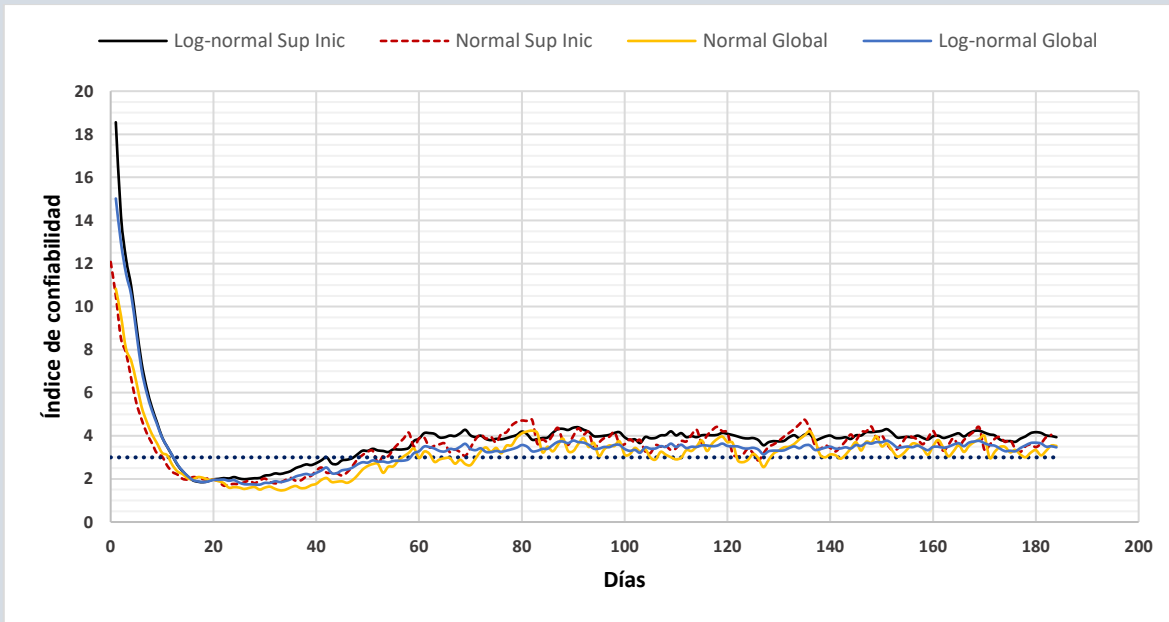


Figura 5.10 Índice de confiabilidad de diferentes tipos de distribuciones.

En la figura 5.9 y 5.10 se observa que la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad resultante de ambas distribuciones tanto para la superficie crítica inicial como para otras superficies críticas, tienen el mismo comportamiento siendo válidos los resultados de la distribución log-normal con la superficie crítica inicial. En la gráfica de la figura 5.10 se muestra que existen índices de confiabilidad menores a los correspondientes del estado más húmedo posible del talud, indicando que los estados no saturados pueden ser más críticos

5.7 Condición última del talud (presiones de poro finales plausibles)

Una de las interrogantes en el análisis tradicional de los taludes, es determinar el factor seguridad en la situación más crítica, generalmente se analiza el estado saturado, los factores de seguridad en estado no saturado son considerados menos críticos que el del saturado. En la evolución de los factores resultantes de cada una de las simulaciones del talud, se observaron factores de seguridad menores al correspondiente al último día del escenario de simulación con la condición de mayor humedad en el suelo, por ejemplo en la primera simulación la superficie crítica inicial tuvo un factor mínimo de 1.1 en el lapso analizado, mientras que el de la condición más húmeda de 1.19. De igual manera considerando todas las superficies críticas posibles el factor de seguridad mínimo fue de 1.1 y en la condición con mayor humedecimiento de 1.17 (figura 5.11). Asimismo se analizó el comportamiento del talud con flujo transitorio utilizando una serie de lluvias de 385 días para ver si tendía a la saturación total (figura 5.12), también se analizó el talud iniciado con una saturación completa en todos sus estratos con el escenario de 184 días (figura 5.13), resultando que ambos casos convergen a un factor de seguridad de 1.19 para la superficie inicial crítica y para todas las superficies críticas 1.17. La

suposición de que el talud se va a saturar completamente es equivocada en el ejemplo estudiado y especialmente para los casos donde existen suelos arenosos (Gofar & Rahardjo, 2017).

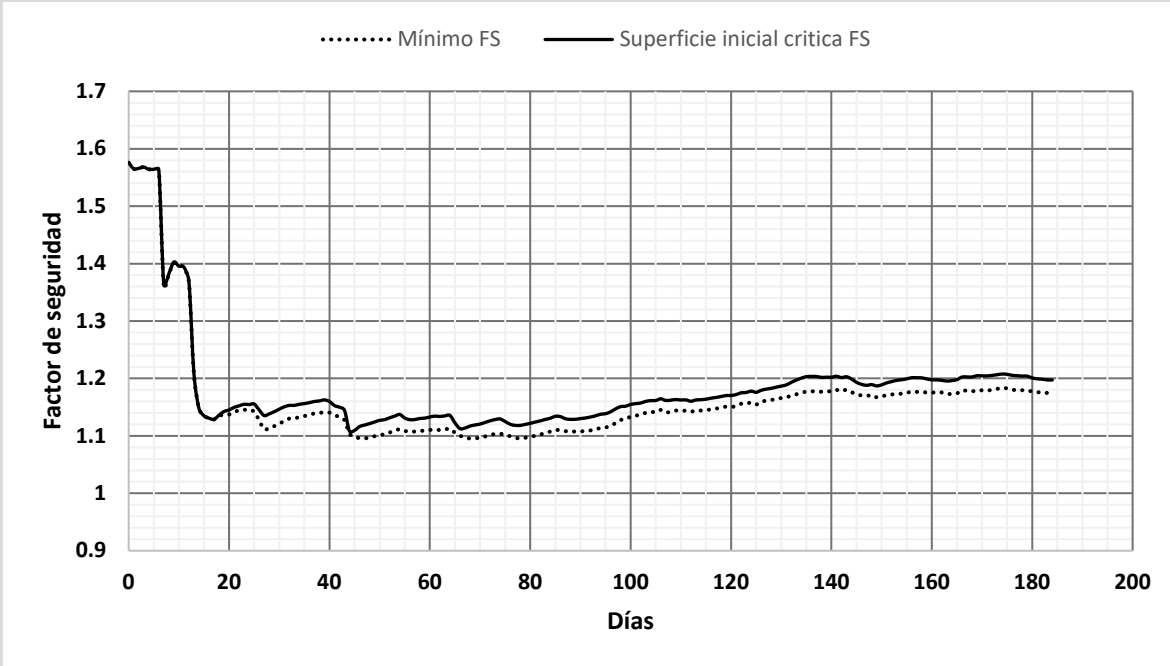


Figura 5.11 Factores de seguridad de la primera simulación del talud.

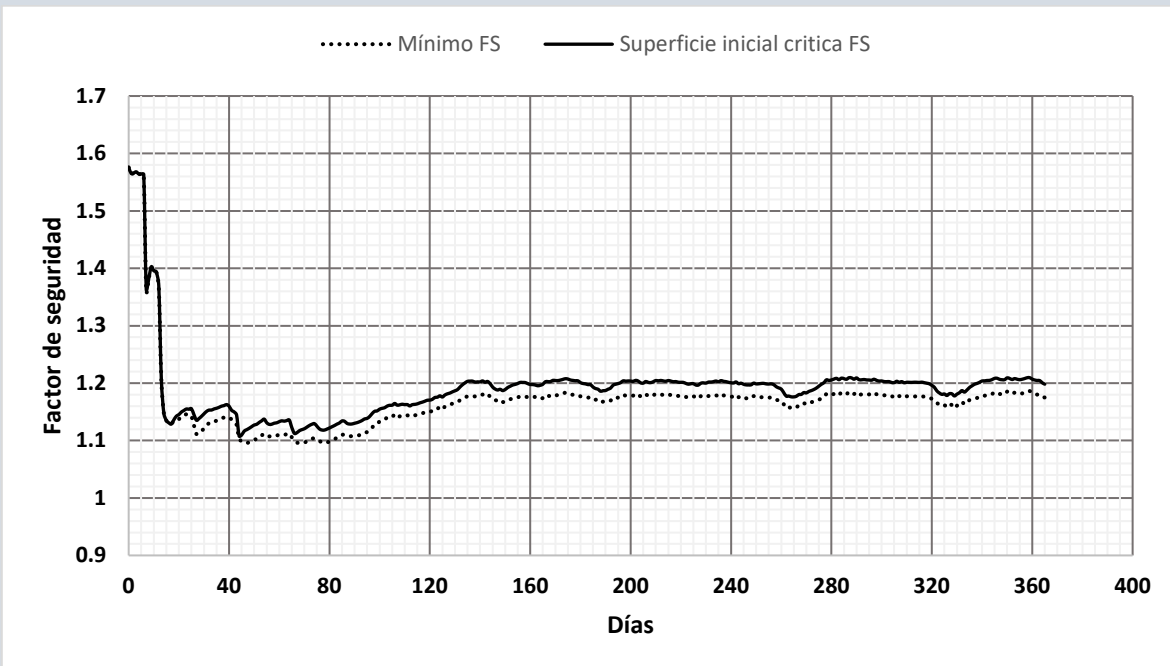


Figura 5.12 Evolución de los factores de seguridad extendiendo el escenario de la primera simulación a 365 días.

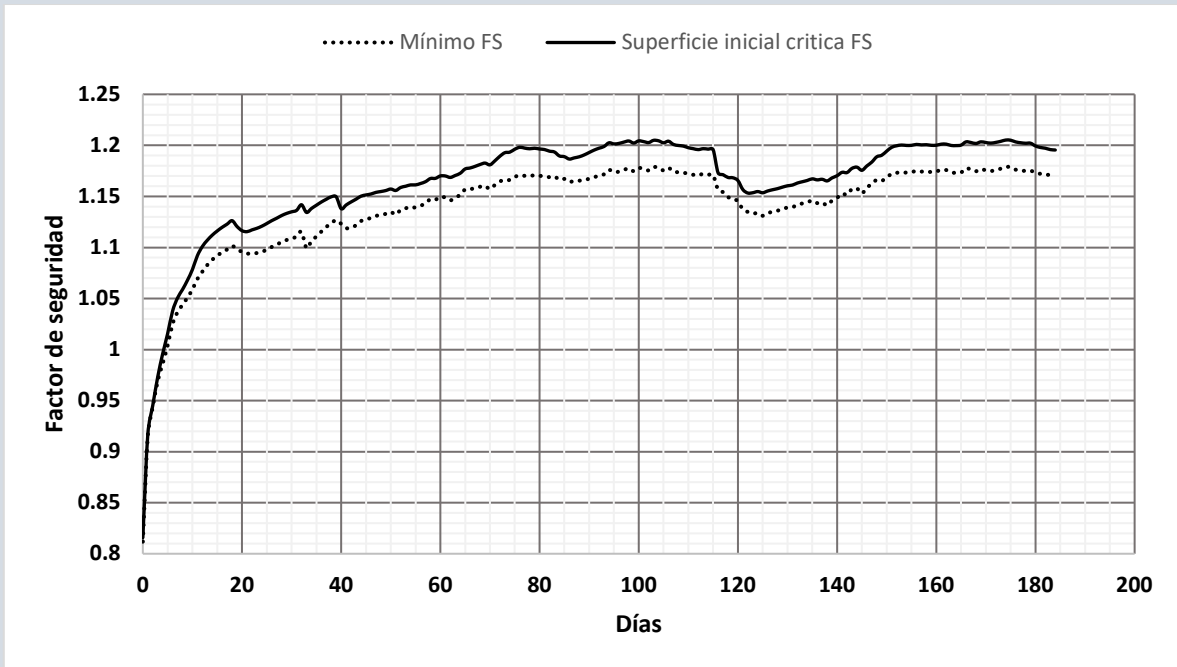


Figura 5.13 Evolución de los factores de seguridad iniciando con el talud completamente saturado.

5.8 Relación con la hipótesis

Con relación a la hipótesis de trabajo, que expresa que los taludes diseñados con un factor de seguridad de 1.5 tienen un comportamiento inadecuado usando criterios de diseño por confiabilidad baja la acción de precipitaciones pluviales, al menos en el caso del talud idealizado muestra un comportamiento inadecuado con el índice de confiabilidad y la probabilidad estimada. El comportamiento de cada talud depende del régimen de lluvia de la región en donde se ubique el talud; los taludes estudiados en las investigaciones mencionadas en la parte introductoria de la tesis, donde se presentan deslizamientos debido a las precipitaciones pluviales, fueron diseñados con factores de seguridad que toman en cuenta las incertidumbres posibles, sin embargo, han fallado cuando están expuestos a las lluvias.

CONCLUSIONES Y TRABAJO FUTURO



Conclusiones

El objetivo de la tesis de diseñar una metodología para estimar la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad de un talud de suelo no saturado, para explicar y predecir el comportamiento estructural del talud de mejor manera se cumplió, no obstante las limitaciones establecidas en el capítulo cinco, los resultados proporcionan una idea más cercana del comportamiento del talud en el tiempo, llegando a las siguientes conclusiones:

1. El talud nunca llega a una saturación total, debido a que el estrato más cercano a la superficie es arenoso y tiene una mayor conductividad hidráulica.
2. La probabilidad de falla con el paso del tiempo aumenta 0.000 a 0.025 mientras que el índice de confiabilidad disminuye de 18 a 1.7, la lluvia modificada sustancialmente el comportamiento del talud.
3. El número de 1000 simulaciones es adecuado, a partir de 500 simulaciones, la media, desviación, estándar, la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad convergen.
4. Las presiones de poro iniciales estimadas con un flujo estacionario con una condición de borde mínima, tienen un comportamiento más cercano a lo esperado, que las calculadas de forma hidrostática, en el a talud estudiado.

5. La probabilidad de falla y el índice de confiabilidad se estimaron tanto con la distribución normal como la log-normal, por ejemplo con la log normal el índice de confiabilidad mínimo para 1000 simulaciones fue de 1.7 y para la normal de 1.85, no es significativa la diferencia de resultados usando estas dos distribuciones.
6. La hipótesis enunciada en la introducción de la tesis fue acertada, al menos en el talud estudiado, el diseño realizado con un factor de seguridad de 1.5 no garantiza la seguridad del mismo.

Trabajo Futuro

El trabajo de la investigación da pauta a muchas oportunidades de trabajo futuro en el campo de los taludes de suelo no saturado, desde uso de copulas con distribuciones bivariantes, para las variables aleatorias como intensidad y duración de la lluvia y temperatura ambiente. Aún existen muchas líneas de investigación con relación al tópico del trabajo, es un camino largo de recorrer, pero es necesario avanzar; las líneas se pueden agrupar en: mecánica de suelos no saturados, metodologías para el análisis de estabilidad de taludes y confiabilidad geotécnica.

Además de incluir las variaciones temporales, se pueden considerar las variaciones espaciales de las propiedades del suelo, ángulo de fricción, cohesión, peso volumétrico, conductividad hidráulica. Asimismo se puede considerar la histéresis producto de los ciclos de humedecimiento y secado la conductividad hidráulica, para incluir en el modelo de infiltración, la evaporación y transpiración. Incluyendo la fase de gaseosa para determinar la succión mátrica y no establecer a priori que la presión del aire es igual a cero. Aparte de usar otros modelos de esfuerzo cortante que incluyan la histéresis que permitan explicar y predecir el colapso del suelo por humedecimiento. Al modelo de investigación también se puede agregar el estudio de las herramientas matemáticas para construir las funciones swcc y la conductividad hidráulica, realizando una comparación entre las diferentes herramientas propuestas.

En el proceso de infiltración también se puede estudiar la influencia de la cobertura en la superficie del talud, de tal manera que se puede estimar con certidumbre el agua que se infiltra y la que escurre. Otra posibilidad de investigación es monitorear un talud real, con objeto de determinar la humedad y las presiones de poro, el cambio en el nivel freático, el avance en el frente de humedecimiento y contrastarlo con el modelo numérico. Complementándolo con un estudio de los suelos de la región con el fin de obtener las propiedades necesarias para construir las funciones hidráulicas. En ese mismo orden de ideas, emplear otros métodos de estabilidad

de taludes aparte de Morgenstern-Price, por ejemplo, elementos finitos para estimar las deformaciones del suelo y no únicamente los esfuerzos. Sin dejar a un lado el estudio de otras formas geométricas de la superficie crítica de falla diferente a la circular (compuestas).

En la generación de los escenarios de lluvia se pueden construir distribuciones de probabilidad de cada uno de los meses que incluye la época de lluvias y no una sola para todo el periodo de lluvias, de tal manera que se logren escenarios más cercanos a la realidad, para simular el comportamiento del talud usando el método de Monte Carlo. A su vez, se puede incluir el efecto del cambio climático, por medio de un análisis de los registros estadísticos de las intensidades y duraciones, para identificar su crecimiento en el tiempo y así pronosticar el crecimiento de las intensidades y duraciones de las precipitaciones pluviales. En la investigación se usó el método de simulaciones de Monte Carlo, dado la anterior se pueden probar otros métodos de confiabilidad para contrastarlos y determinar cuál es más consistente, tomando en cuenta el tiempo necesario para el análisis y la certeza de los resultados obtenidos. Generalmente se asumen distribuciones normales o log-normales de los factores de seguridad con el fin de estimar la probabilidad de falla, se pueden estudiar si las distribuciones son las más adecuadas o que distribuciones lo serían. El estudio necesario para establecer nuestro propio código de diseño geotécnico con base en el riesgo y la confiabilidad, implicaría un esfuerzo más amplio, no obstante, es una gran oportunidad de la ingeniería mexicana. Siendo posible instaurar probabilidades de falla e índices de confiabilidad adecuados a las necesidades locales.

Sumado a todo lo anterior se puede estudiar el diseño y análisis del talud en tres dimensiones tomando en cuenta todos los factores antes mencionados, probando los diferentes métodos existentes.

Sin texto

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS



Abderrahmane, T. H. & Abdelmadjid, B., 2016. Assessment of Slope Stability by Continuum and Discontinuum Methods. *World Academy of Science, Engineering and Technology, International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architect*, 10(4), pp. 543-548.

Agus, S. S., Leong, E. C. & Rahardjo, H., 2005. Estimating permeability functions of Singapore residual soils. *Engineering Geology, Volumen 78*, pp. 119-133.

Ahangar-Asr, A., A., J. & Javadi, A., 2012. An evolutionary approach to modelling the soil–water characteristic curve in unsaturated soils. *Computers & Geosciences, Volumen 43*, p. 25–33.

Ahmed, A. & Soubra, A. H., 2013. Probabilistic analysis at the serviceability limit state of two neighboring strip footings resting on a spatially random soil. *Structural Safety, Volumen 49*, pp. 2-9.

Aitchison, G. & Bishop, A., 1960. *Discussion in Pore pressure and suction in soil. 150*. Primera ed. London: Butterworths.

Aitchison, G. D., 1965. Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas; a symposium in print.

Aitchison, G. D., 1965b. Soil properties, shear strength and consolidation. *In proceeding 6th Interational Conference Soil Mechanic Foundations Engineering, 3*, pp. 318-321.

Alban, A., Darji, H. A., Imamura, A. & Nakayama, M. K., 2017. Efficient Monte Carlo methods for estimating failure probabilities. *Reliability Engineering & System Safety, Volumen 165*, pp. 376-394.

Alimohammadlou, Y., Najafi, A. & Gokceoglu, C., 2014. Estimation of rainfall-induced landslides using ANN and fuzzy clustering methods: a case study in Saeen Slope, Azerbaijan province, Iran. *Catena, Volumen 120*, pp. 149-162.

- Alonso, E., Gens, A. & Hight, D., 1987. Special problem soils. *General report. In proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin*, Volumen 3, pp. 1087-1146.
- Alonso, E. & Lloret, A., 1985. Comportamiento de Suelos parcialmente Saturados. *Revista de Obras Públicas*, Mayo-Junio, pp. 435-461.
- Anagnosti, P., 1969. Three-dimensional stability of fill dams. *In Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico*, Volumen 2, pp. 275-280.
- Angerer, L. & Birle, E., 2016. Experimental determination of the hysteretic behaviour of soil-water retention curve of silty sands. *E3S Web of Conferences 9, 11004 (2016)*.
- Aristizabal, E. F. G., Jerez, C. A. R. & Brand, M. A. B., 2011. Influence of rainfall intensity on infiltration and deformation of unsaturated soil slopes. *Dyna*, 78(170), pp. 116-123.
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussi re, B. & Chapuis, R. P., 2003. A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. *Can. Geotech. Journal*, Volumen 40, pp. 1104-1122.
- Aubertin, M., Ricard, J. & Chapuis, R., 1998. A predictive model for the water retention curve: application to tailings from hardrock mines. *Can. Geotech. J.*, 35(1), pp. 55-69.
- Azzouz, A. & Baligh, M., 1978. Three-dimensional stability of slopes. *Research Rep. R78-8, Order No. 595, Alexandria, VA*.
- Azzouz, A. & Baligh, M., 1983. Loaded Areas on Cohesive Slopes. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 109(5), pp. 724-729.
- Babu, G. S., Reddy, K. R. & Srivastava, A., 2014. Influence of spatially variable geotechnical properties of MSW on stability of landfill slopes. *Journal of Hazardous, Toxic, and Radioactive Waste*, 18(1), pp. 27-37.
- Baecher, G. B. & Christian, J. T., 2003. *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. 1a edici n*. England: Wiley.
- Bai, T., Tao, X. & Zhang, D., 2014. Probabilistic slope stability analysis using morgenstern-price method. *In Earthwork Project Management, Slope Stability Analysis, and Wave-Based Testing Techniques*, pp. 73-80.
- Baker, R. & Leshchinsky, D., 1987. Stability Analysis of Conical Heaps,. *Soils and Foundations*, 27(4), pp. 99-110.
- Bakkari, A., 2007. *Observation et mod lisation d'ouvrages en terre soumis   des processus de s chage et d'humidification*. s.l.:(Doctoral dissertation,  cole nationale des ponts et chauss es (France)).

- Baligh, M. M. & Azzouz, A. S., 1975. End effects on stability of cohesive slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Volumen 101(ASCE# 11705 Proceeding).
- Baltodano, R., 2006. Tensile strength, shear strength, and effective stress for unsaturated sand (Doctoral dissertation, University of Missouri-Columbia).
- Barrera, M., 2002. *Tesis Doctoral "Estudio Experimental del Comportamiento Hidro-Mecánico de Suelos Colapsables"*. Barcelona, España: Universidad Politecnica de Cataluña.
- Batali, L. & Andreea, C., 2016. Slope Stability Analysis Using the Unsaturated Stress Analysis. Case Study. *Procedia engineering*, Volumen 143, pp. 284-291.
- Beer, M., Zhang, Y., Quek, S. T. & Phoon, K. K., 2013. Reliability analysis with scarce information: Comparing alternative approaches in a geotechnical engineering context. *Structural Safety*, Volumen 41, pp. 1-10.
- Bernoulli, D., 1738. *Hydrodynamica*. Primera ed.
- Bishop, A., 1959. The principle of effective stress. *Teknik Ukeblad*, Issue 39, pp. 859-863.
- Bishop, A. & Donald, I., 1961. The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus. *Proc. 5th Int. Conf. on Soil Mech. Found. Eng. Paris.*, Volumen 1, pp. 13–21.
- Bishop, A. W., 1955. The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. *Geotechnique*, Volumen 5.
- Brooks, R. & Corey, A., 1964. Hydraulic properties of porous media. *Colorado State University, Fort Collins, CO., Hydrology Paper*, Volumen 3.
- Buckingham, E., 1907. Studies on the movement of soil moisture. *US Department of Agriculture. Bureau of Soils - Bulletin No. 38*.
- Burdine, N., 1953.. Relative permeability calculations from pore size distribution data. *Journal of Petroleum Technology*, 5 (3), pp. 71-78.
- Cao, Z., Wang, Y. & Li, D., 2017. *Probabilistic approaches for geotechnical site characterization and slope stability analysis*. Springer Berlin Heidelberg.
- Carsel, R. F. & Parrish, R. S., 1988. Developing joint probability distributions of soil water retention characteristics. *Water Resources Research*, 24(5), pp. 755-769.
- Casini, F., Askarinejad, A. & Springman, S., 2016. Infiltration-induced Slope Instability: a multi-scale approach. *In E3S Web of Conferences, EDP Sciences*, 9(12), pp. 1-8.
- Castellari, A., Merz, R. & Blöschl, G., 2009. Probabilistic envelope curves for extreme rainfall events. *Journal of hydrology*, 378(3-4), pp. 263-271.
- Cavounidis, S. & Kalogeropoulos, H., 1992. End Effects on the Stability of Cuts in Normally Consolidated Clays. *Rivista Italiana Gi Geotechnica*, Volumen 2, pp. 85-93.

Celia, M. A., Bouloutas, E. T. & Zarba, R. L., 1990. A general mass-conservative numerical solution for the unsaturated flow equation. *Water resources research*, 26(7), pp. 1483-1496.

Chakraborty, A. & Goswami, D., 2016. State of the art: Three dimensional (3D) slope-stability analysis. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 10(5), pp. 493-498.

Chaudhary, K. B. et al., 2016. Three-Dimensional Slope Stability: Geometry Effects.

Cheng, C., Ou, C. & Chau, K., 2002. Combining a fuzzy optimal model with a genetic algorithm to solve multiobjective rainfall-runoff model calibration. *Journal of Hydrology*, 268(1), pp. 72-86.

Chen, H. X. & Zhang, L. M., 2014. A physically-based distributed cell model for predicting regional rainfall-induced shallow slope failures. *Engineering geology*, Volumen 176, pp. 79-92.

Chen, P., Wei, C., Liu, J. & Ma, T., 2013. Strength theory model of unsaturated soils with suction stress concept. *Journal of Applied Mathematics*, pp. 1-10.

Chen, R. & Chameau, J., 1983a. Three-dimensional Limit Equilibrium Analysis of slopes. *Geotechnique*, 32(1), pp. 31-40.

Chen, R. & Chameau, J., 1983b. Discussion Three-dimensional Limit Equilibrium Analysis of Slopes. *Geotechnique*, 33(1), pp. 215-216.

Childs, E. C. & Collis-George, N., 1950. The permeability of porous materials. *In Proceedings of the Royal Society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 201(1066), pp. 392-405.

Chin, K., E.C., L. & H., R., 2010. A simplified method to estimate the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(12), pp. 1382-1400.

Chiu, C. F., Yan, W. M. & Yuen, K. V., 2012. Reliability analysis of soil-water characteristics curve and its application to slope stability analysis. *Engineering Geology*, Volumen 135, pp. 83-91.

Cho, S. E., 2009. Infiltration analysis to evaluate the surficial stability of two-layered slopes considering rainfall characteristics. *Engineering Geology*, 105(1-2), pp. 32-43.

Cho, S. E., 2014. Probabilistic stability analysis of rainfall-induced landslides considering spatial variability of permeability. *Engineering Geology*, Volumen 171, pp. 11-20.

Christian, J. T. & Baecher, G. B., 1999. Point-estimate method as numerical quadrature. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(9), pp. 779-786.

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

Christian, J. T. & Urzua, A., 2009. Reliability Related to Factor of Safety and Uncertainty. *International Foundation Congress and Equipment Expo in Contemporary Topics in In Situ Testing, Analysis, and Reliability of Foundations*, pp. 372-378.

Corps of Engineers, 1970. Engineering and Design Stability of Earth and Rock-Fill Dams. *Engineering Manual, EM 1110-2-1902*. Department of the U.S Army Corps of Engineers.

Coulomb, C. A., 1776. Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs, a l'architecture.

Cresswell, H. & Paydar, Z., 1996. Water retention in Australian soil, description and prediction using parametric functions. *Austral. J. Soil Res.*, 34(2), pp. 195-212.

Croney, D. & Coleman, J. D., 1948. Soil thermodynamics applied to the movement of moisture in road foundations. *Proc. 7th Cong. Appl. Mech.*, Volumen 3, pp. 163-177.

Darcy, H., 1856. Histoire Des Fontaines Publiques de Dijon. *Pans: Dalmont*.

Davies, O. et al., 2014. Investigation of a pore pressure driven slope failure using a coupled hydro-mechanical model. *Engineering Geology*, 178, pp. 70-81.

De Luca, D. L. & Cepeda, J. M., 2016. Procedure to Obtain Analytical Solutions of One-Dimensional Richards' Equation for Infiltration in Two-Layered Soils. *Journal of Hydrologic Engineering*, 21(7), p.p 04016018-1 – 04016018-11.

Dennhardt, M. & Forster, W., 1985. Problems of Three Dimensional Slope Stability. *Proceeding of the 11th International Conference in Soil Mechanics and Foundation Engineering, Part 2, San Francisco*, pp. 427-431.

Dineen, K., 1997. *The influence of soil suction on compressibility and swelling*. PhD thesis, University of London (Imperial College). London, UK.

Duncan, J. M. 1999. The use of back analysis to reduce slope failure risk. *Civil engineering practice*, 14(1), 75-91.

Duncan, J. M., 2000. Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 126(4), pp. 307-316..

Duncan, J. M., 2013. Slope stability then and now. *In Geo-Congress 2013: Stability and Performance of Slopes and Embankments III*, pp. 2191-2210.

El Shamy, U., 2007. Numerical study of rainfall infiltration in unsaturated slopes. *In Embankments, Dams, and Slopes: Lessons From the New Orleans Levee Failures and Other Current Issues*, pp. 1-10.

Fan, C. C. & Chang, H. W., 2014. The role of time in the hydrological behavior of residual soil slopes during rainfall events. *Catena*, Volumen 124, pp. 1-8.

Fellenius, W., 1922. Statens Jarnvagens Geotekniska Kommission: Slutbetankande. *Technical Report, Stockholm, Sweden*.

Fellenius, W., 1927. *Erdstatische Bereshnungen mit Reibung und Kohasion*. Ernst, Berlin.

Fenton, G. A. et al., 2015. Reliability-based geotechnical design in 2014 Canadian highway bridge design code. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(2), pp. 236-251.

Fenton, G. A., Naghibi, F. & Griffiths, D. V., 2016. On a unified theory for reliability-based geotechnical design. *Computers and Geotechnics*, Volumen 78, pp. 110-122.

Filz, G. M. & Navin, M. P., 2006. *Stability of Column-Supported Embankments*, Charlottesville, Virginia EE.UU.: Via Department of Civil and Environmental Engineering Virginia Polytechnic Institute and State University.

Fredlund, M. D., 1999. *Tesis: The Role of Unsaturated Soil Property Functions in the Practice of Unsaturated Soil Mechanics*. Saskatwn, Saskatchewan, Canada: University of Saskatchewan.

Fredlund, D., 1979. Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. *Can. Geotech. J.*, 16(1), pp. 121-139.

Fredlund, D. G., 1996. The Emergence of Unsaturated Soil Mechanics. *The Fourth Spencer J. Buchanan Lectura, College Station, Texas. A & M University Press*, pp. 1-40.

Fredlund, D. G., 2000. The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering, The R.M. Hardy Address. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(5), pp. 963-986.

Fredlund, D. G., 2007. Slope stability hazard management systems. *Journal of Zhejiang University SCIENCE A*, 8(11), pp. 1695-1711.

Fredlund, D. G. & Krahn, J., 1977. Comparison of slope stability methods of analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 14(3), pp. 429-439.

Fredlund, D. G. & Morgenstern, N. R., 1977. Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 103(ASCE 12919), pp. 447-466.

Fredlund, D. G. & Rahardjo, H., 1993. *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. 1a ed. Wiley & Sons.

Fredlund, D. G., Rahardjo, H. & Fredlund, M. D., 2012. *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. 1a ed. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.

Fredlund, D. G., Rahardjo, H., Leong, L. C. & Ng, C. W., 2001. Suggestions and recommendations for the interpretation of soil-water characteristic curves. *In Proc. 14th Southeast Asian Geot. Conf., December, Hong Kong*.

Fredlund, D. G. & Xing, A., 1994. Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian geotechnical journal*, 31(4), pp. 521-532.

Fredlund, D., Krahn, J. & Pufahl, D., 1981. The relationship between limit equilibrium slope stability methods. *In Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Volumen 3, pp. 409-416.

Fredlund, D., Morgenstern, N. R. & Widger, R. A., 1978. The Shear Strength of Unsaturated Soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3), pp. 313-321.

Fredlund, D. & Pham, H., 2006. A volume–mass constitutive model for unsaturated soils in terms of two independent stress state variables. *4th Int. conf. on unsaturated soils, ASCE, Volumen 1, Carefree, Arizona, Volumen 1*, pp. 105-134.

Fredlund, D. & Rahardjo, H., 1993. *Soil Mechanics Unsaturated Soils*. Primera ed. EU: Wiley and Sons.

Fredlund, M. D., Fredlund, D. G. & Wilson, G. W., 1997. 3rd Brazilian Symposium on Unsaturated Soils, Rio de Janeiro, Brazil, April 22-25. Volumen 1, pp. 13-23.

Fredlund, M. & Gitirana, G., 2011. Probabilistic methods applied to unsaturated numerical modeling. *Geotechnical and Geological Engineering*, 29(2), pp. 217-223.

Fredlund, M., Wilson, G. & Fredlund, D., 2002. Use of grain-size distribution for estimation of the soil water characteristic curve. *Can. Geotech. J.*, 39(5), pp. 1103-1117.

Freeze, R. & Cherry, J., 1979. *Groundwater*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs.

Frohlich, O. K., 1953. The factor of safety with respect to sliding of a mass of soil along the arc of a logarithmic spiral. *Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Volumen 2, pp. 230-233.

Gallegos, G., Rojas, E., Leal, J. C. & Mora, R. S., 2012. Efecto de la succión en la estabilidad de un talud de arena limosa. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, XIII(3), pp. 271-281.

Gardner, W. R., 1958. Mathematics of isothermal water conduction in unsaturated soil. *Highway research board special report*, (40).

Gardner, W. R., 1958. Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. *Soil science*, 85(4), pp. 228-232.

Gavin, K. & Xue, J., 2010. Design charts for the stability analysis of unsaturated soil slopes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 28(1), pp. 79-90.

Gens, A., Hutchinson, J. & Cavounidis, S., 1988. Three-dimensional Analysis of Slides in Cohesive Soils. *Geotechnique*, 38(1), pp. 1-23.

Geo-Slope, I., 2008. *Stability Modeling with SLOPE/W 2007 Version*. Tercera ed. Calgary, Alberta, Canada: GEO-SLOPE International Ltd.

Gitirana, J. G. F. N. & Fredlund, D. G., 2004. Soil-water characteristic curve equation with independent properties. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 13(2), pp. 209-212.

Gofar, N., Lee, M. L. & Kassim, A., 2006. Effect of surface boundary condition on rainfall infiltration. *Jurnal Teknologi*, B(44), pp. 63-70..

Gofar, N. & Rahardjo, H., 2017. Saturated and unsaturated stability analysis of slope subjected to rainfall infiltration. *In MATEC Web of Conferences. EDP Sciences.*, 101, pp. 1-5.

Goh, S. G., 2012. *Hysteresis Effects On Mechanical Behaviour Of Unsaturated Soils*. School Of Civil And Environmental Engineering Nanyang Technological University. Singapore: (Ph.D.thesis).

Goh, S. G., Rahardjo, H. & Leong, E. C., 2010. Shear Strength Equations for Unsaturated Soil under Drying and Wetting. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(4), pp. 594-606.

Gong, W., Juang, C. H., Khoshnevisan, S. & Phoon, K. K., 2016. R-LRFD: Load and resistance factor design considering robustness. *Computers and Geotechnics*, Volumen 74, pp. 74-87.

González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. 2002. *Ingeniería geológica*. Pearson Educación.

Gottardi, G. & Venutelli, M., 2001. UPF: two-dimensional finite-element groundwater flow model for saturated–unsaturated soils. *Computers & geosciences*, 27(2), pp. 179-189.

Griffiths, D. V. & Fenton, G. A., 2007. *Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering*. Udine, Italy.: Springer Wien New York.

Guan, J., Mok, C. M. & Yeung, A. T., 2014. Integrated Analysis Framework for Predicting Surface Runoff, Infiltration, and Slope Stability. *In Geo-Congress 2014: Geo-characterization and Modeling for Sustainability*, pp. 2588-2599.

Hasofer, A. M. & Lind, N. C., 1974. Exact and invariant second-moment code format. *Journal of the Engineering Mechanics division*, 100(1), pp. 111-121.

Hassan, A. M. & Wolff, T. F., 1999. Search algorithm for minimum reliability index of earth slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(4), pp. 301-308.

Hidalgo Montoya, C. A. & Pacheco de Assis, A., 2011a. Herramientas para análisis por confiabilidad en geotecnia: La teoría. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 10(18), pp. 69-77.

Hidalgo Montoya, C. A. & Pacheco de Assis, A., 2011b. Herramientas para análisis por confiabilidad en geotecnia: Aplicación. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 10(18), pp. 79-86.

Hillel, D., 1998. *Environmental soil physics: Fundamentals, applications, and environmental considerations*. primera ed. New York: Academic press.

Holický, M., Retief, J. V., Diamantidis, D. & Viljoen, C., 2015. On standardization of the reliability basis of structural design. *12th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, ICASP12 Vancouver, Canada, July 12-15*, pp. 1-8.

Hom, C. L., 1998. *Regional characteristics of rainstorm durations and intensities (Doctoral dissertation, Massachusetts Institute of Technology)*.

Hovland, H., 1977. Three-dimensional Slope Stability Analysis Method. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 103(9), pp. 971-986.

Hungr, O., 1987. An Extension of Bishop's Simplified Method of Slope Stability Analysis to Three Dimensions,. *Geotechnique*, 37(1), pp. 113-117.

Hungr, O., Salgado, F. & Byrne, P., 1989. Evaluation of a three-dimensional method of slope stability analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, Volumen 26, pp. 679-686.

Hutson, J. & Cass, A., 1987. A retentively function for use in soil water simulation models. *Soil Sci. J.*, 38(1), pp. 105-113.

Jaime, A. & Montoya, A., 2008. Análisis de Confiabilidad en Geotecnia, Cuatro enfoques. *Memorias de la XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Aguascalientes, Ags., nov, 2008.*

Janbu, N., 1954. Application of composite slip surface for stability analysis. In Proceedings of European Conference on Stability of Earth Slopes, Sweden, 1954 (Vol. 3, pp. 43-49).

Janbú, N., 1968. *Slope stability computations: Soil mechanics and foundation engineering report.* Trondheim.: Technical University of Norway, .

Jenning, J., 1960. A revised effective stress law for use in the prediction of the behavior of unsaturated soils. In: *Proceedings of the Brit Nat Soc SOMEFE conference on pore pressure and suction in soils.* Butterworths, pp. pp 26-30.

Jenning, J. & Burland, J., 1962. Limitations to the use of effective stress in partly saturated soils. *Géotechnique*, 12(2), pp. 125-144.

Jeong, S., Lee, K., Kim, J. & Kim, Y., 2017. Analysis of Rainfall-Induced Landslide on Unsaturated Soil Slopes. *Sustainability*, 9(7), pp. 1-20.

Johari, A., Habibagahib, G. & Ghahramanib, A., 2011. Prediction of SWCC using artificial intelligent systems: A comparative study. *Scientia Iranica*, 18(5), pp. 1002-1008.

Johari, A., Habibagahi, G. & Ghahramani, A., 2006. Prediction of soil-water characteristic curve using a genetic based neural network. *Scientia Iranica*, 13(3), pp. 284-294.

Josifovski, J. & Lenart, S., 2016. Some experience in numerical modelling of unsaturated slope instabilities. In *E3S Web of Conferences.* EDP Sciences., Volumen 9, pp. 1-6.

Kalatehjari, R. & Ali, N., 2013. A review of three-dimensional slope stability analyses based on limit equilibrium method. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Volumen 18, pp. 119-134.

Kassim, A., Gofar, N., Lee, L. M. & Rahardjo, H., 2012. Modeling of suction distributions in an unsaturated heterogeneous residual soil slope. *Engineering geology*, Volumen 131, pp. 70-82.

Kim, D. K., 2009. *Study on Poisson cluster stochastic rainfall generators.* Texas A&M University.

Kim, J., Jeong, S., Park, S. & Sharma, J., 2004. Influence of rainfall-induced wetting on the stability of slopes in weathered soils. *Engineering Geology*, 75(3-4), pp. 251-262.

Krahn, J. & Fredlund, D. G., 1972. On total, matric and osmotic suction. *Soil Science*, 114(5), pp. 339-348.

Kristo, C., Rahardjo, H. & Satyanaga, A., 2017. Effect of variations in rainfall intensity on slope stability in Singapore. *International Soil and Water Conservation Research*, 5(4), pp. 258-264.

L'Heureux, J. S., 2005. *Tesis "Unsaturated soils and rainfall induced landslides"*. Oslo, Noruega: University of Oslo.

Lacasse, S. & Nadim, F., 1998. Risk and reliability in geotechnical engineering. *Fourth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, pp. 1172-1192.

Lam, L. & Fredlund, D., 1993. A General Limit Equilibrium Model for Three- Dimensional Slope Stability Analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, Volumen 30, pp. 905-919.

Lam, L., Fredlund, D. G. & Barbour, S. L., 1987. Transient seepage model for saturated–unsaturated soil systems: a geotechnical engineering approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 24(4), pp. 565-580.

Lee, H. C. & Wray, W. K., 1995. Technics to evaluate to soil suction - a vital unsaturated soil water variable. *Proc. 1st International Conference on Unsaturated Soils, Paris.*, Volumen II, pp. 615-622.

Lee, L. M., Gofar, N. & Rahardjo, H., 2009. A simple model for preliminary evaluation of rainfall-induced slope instability. *Engineering Geology*, 108(3-4), pp. 272-285..

Leong, E. C. & Rahardjo, H., 1997. Review of soil-water characteristic curve equations. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 123(12), pp. 1106-1117.

Leong, E. C. & Rahardjo, H., 2012. Two and three-dimensional slope stability reanalyses of Bukit Batok slope. *Computers and geotechnics*, Volumen 42, pp. 81-88.

Leong, E., Rahardjo, H. & Fredlund, D., 2001. Application of unsaturated soil mechanics in geotechnical engineering. *Proceedings of the 8th East Asian Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Singapore, Dec. 5-7.*

Leshchinsky, D. & Baker, R., 1986. Three-dimensional Slope Stability: End Effects. *Soils and Foundations*, 26(4), pp. 98-110.

Leshchinsky, D., Baker, R. & Silver, M., 1985 . Three Dimensional Analysis of Slope Stability. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Issue 9, pp. 199-223.

Leshchinsky, D. & Huang, C. C., 1992. Generalized Three-Dimensional Slope Stability Analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*, 118(11), pp. 1748-1764.

Leshchinsky, D. & Mullett, T. L., 1988. Design charts for vertical cuts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 114(3), pp. 337-344.

Li, D. Q. et al., 2016. Response surface methods for slope reliability analysis: review and comparison. *Engineering Geology*, Volumen 203, pp. 3-14.

- Li, L., Wang, Y. & Cao, Z., 2014a. Probabilistic slope stability analysis by risk aggregation. *Engineering Geology*, Volumen 176, pp. 57-65.
- Li, X., Li, J. & Zhang, L., 2014b. Predicting bimodal soil-water characteristic curves and permeability functions using physically based parameters. *Computers and Geotechnics*, Volumen 57, pp. 85-96.
- Liu, Q. Q. & Li, J. C., 2015. Effects of water seepage on the stability of soil-slopes. *Procedia IUTAM*, Volumen 17, pp. 29-39.
- Liu, S. Y., Shao, L. T. & Li, H. J., 2015. Slope stability analysis using the limit equilibrium method and two finite element methods. *Computers and Geotechnics*, Volumen 63, pp. 291-298.
- López Acosta, N. P. & Mendoza, P. J. A., 2016. *Flujo de agua en suelos parcialmente saturados y su aplicación a la ingeniería geotécnica*. Primera ed. DF, México: Instituto de Ingeniería UNAM.
- Lowe, J. & Karafiath, L., 1960. Stability of earth dams upon drawdown. *Proceedings of the First Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City*, Volumen 2, pp. 537-552.
- Lu, H. H., Xu, L. M., Fredlund, M. D. & Fredlund, D. G., 2014. Comparison Between 3D Limit Equilibrium and Shear Strength Reduction Methodologies. *Geo-characterization and Modeling for Sustainability*, pp. 3112-3121.
- Mahmood, K., Kim, J. M. & Ashraf, M., 2016. The effect of soil type on matric suction and stability of unsaturated slope under uniform rainfall. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 20(4), pp. 1294-1299..
- Mergili, M. et al., 2014. Spatially distributed three-dimensional slope stability modelling in a raster GIS. *Geomorphology*, Volumen 206, pp. 178-195.
- Metroplis, N., 1987. The beginning of the monte carlo method. *Los Alamos Science Special Issue*, pp. 125-130.
- Montgomery, D. C., 2013. *Design and Analysis of Experiments*. Eighth ed. s.l.:John Wiley & Sons, Inc.
- Morgenstern, N. U. & Price, V. E., 1965. The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, 15(1), pp. 79-93.
- Mualem, Y., 1976. A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water resources research*, 12(3), pp. 513-522.
- Muttil, N. & Chau, K. W., 2006. Neural network and genetic programming for modelling coastal algal blooms. *International Journal of Environment and Pollution*, 28(3-4), pp. 223-238.
- Myers, R. H., Montgomery, D. C. & Anderson-Cook, C. M., 2016. *Response surface methodology: process and product optimization using designed experiments*. Fourth ed. s.l.: John Wiley & Sons.
- Nefeslioglu, H. A. & Gokceoglu, C., 2011. Probabilistic risk assessment in medium scale for rainfall-induced earthflows: Catakli catchment area (Cayeli, Rize, Turkey). *Mathematical Problems in Engineering*, pp. 1-20.

Ng, C. W. & Menzies, B., 2007. *Advanced unsaturated soil mechanics and engineering*. Primera ed. USA and Canada: Taylor and Francis.

Noor, M. M. & Anderson, W. F., 2006. A comprehensive shear strength model for saturated and unsaturated soils. *In Unsaturated Soils 2006*, pp. 1992-2003.

Ochoa, V. E. M., 2012. Suelos parcialmente saturados, de la investigación a la cátedra universitaria. *Boletín de Ciencias de la Tierra*, Volumen 31, pp. 23-38..

Onyejekwe, S., Kang, X., Ge, L. & Stephenson, R., 2011. Variability Analysis of Undrained Shear Strength for Reliability-Based Design. *In Geo-Frontiers 2011: Advances in Geotechnical Engineering*, pp. 3029-3039.

Osipov, V., 2015. *Physicochemical Theory of Effective Stress in Soils, SpringerBriefs in Earth Sciences*. First ed. Moscow, Russia: Springer Verlag.

Pedone, G., Tsiampousi, A., Cotecchia, F. & Zdravkovic, L., 2016. Effects of soil-vegetation-atmosphere interaction on the stability of a clay slope: a case study. *In E3S Web of Conferences. EDP Sciences*, Volumen 9, pp. 1-4.

Pedroso, D. & Williams, D., 2010. A novel approach for modeling soil water characteristic curves with hysteresis. *Computers and Geotechnics*, 37(3), pp. 374-380.

Pereira, J. & Fredlund, D., 2000. Volume change behavior of collapsible compacted gneiss soil. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, Volumen 126, pp. 907-916.

Perera, Y. Y., Zapata, C. E., Houston, W. N. & Houston, S. L., 2005. Prediction of the Soil-Water Characteristic Curve Based on Grain-Size-Distribution and Index Properties. *In Advances in Pavement Engineering*, pp. 1-12.

Pham, H. Q. & Fredlund, D. G., 2008. Equations for the entire soil-water characteristic curve of a volume change soil. *Canadian geotechnical journal*, 45(4), pp. 443-453.

Pham, H. Q., Fredlund, D. G. & Barbour, S. L., 2005. A study of hysteresis models for soil-water characteristic curves. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(6), pp. 1548-1568.

Phoon, K. K., 2008. *Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering: computations and application*. Primera ed. CRC Press.

Phoon, K. K. & Ching, J., 2014. *Risk and reliability in geotechnical engineering*. 1a ed. CRC Press.

Phoon, K. K. & Retief, J. V., 2016. *Reliability of Geotechnical Structures in ISO2394*. Primera ed. London, UK: CRC Press.

Phoon, K. K. y otros, 2016. Some observations on ISO2394: 2015 Annex D (reliability of geotechnical structures). *Structural Safety*, Volumen 62, pp. 24-33..

Pietruszczak, S. & Haghghat, E., 2013. Assessment of slope stability in cohesive soils due to a rainfall. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 37(18), pp. 3278-3292.

PNPC2013, 2014. *Plan Nacional de Protección Civil 2014-2018*. México.

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

Rabie, M., 2014. Comparison study between traditional and finite element methods for slopes under heavy rainfall. *HBRC Journal*, 10(2), pp. 160-168.

Rahardjo, H., Ong, T. H., Rezaur, R. B. & Leong, E. C., 2007. Factors controlling instability of homogeneous soil slopes under rainfall. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(12), pp. 1532-1543.

Rahardjo, H. et al, 2010. Response parameters for characterization of infiltration. *Environmental Earth Sciences*, 60(7), pp. 1369-1380.

Rahardjo, H., Satyanaga, A. & Leong, E. C., 2016. Effects of rainfall characteristics on the stability of tropical residual soil slope. *In E3S Web of Conferences, EDP Sciences*, 9, pp. 1-6.

Rahardjo, H., Satyanaga, A. & Leong, E. H., 2012. Unsaturated Soil Mechanics for Slope Stabilization. *Southeast Asian Geotechnical Journal*, 43, pp. 48-58.

Rahimi, A., 2015. *Parameters affecting estimation of unsaturated permeability of soils (Ph.Dthesis)*. Nanyang Technological University. Singapore.

Rahimi, A., Rahardjo, H. & Leong, E. C., 2011. Effect of Antecedent Rainfall Patterns on Rainfall-Induced Slope Failure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(5), pp. 483-491.

Rahimi, A., Rahardjo, H. & Leong, E. C., 2010. Effect of hydraulic properties of soil on rainfall-induced slope failure. *Engineering Geology*, 114(3-4), pp. 135-143.

Regmi, R. K., Jung, K., Nakagawa, H. & Kang, J., 2014. Study on mechanism of retrogressive slope failure using artificial rainfall. *Catena*, Volumen 122, pp. 27-41.

Reynolds, O., 1883. An experimental investigation of the circumstances which determine whether the motion of water shall be direct or sinuous, and of the law of resistance in parallel channels. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, Volumen 174, pp. 935-982.

Richards, L. A., 1931. Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics*, 1(5), pp. 318-333.

Ridley, A. M., 1993. *The measurement of soil moisture suction*. Londres: (PhD Thesis). University of London.

- Rojas, E., 2008.. Equivalent Stress Equation for Unsaturated Soils. *International Journal of Geomechanics*, 8(5), pp. 285-290.
- Rojas, E., 2013. *Towards a Unified Soil Mechanics Theory. The Use of Effective Stresses in Unsaturated Soils*. s.l.:Bentham Science Publishers.
- Rojas, E., 2014. Hacia una mecánica de suelos unificada. *XXVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, 19 al 21 Noviembre, Puerto Vallarta, Jalisco.*, pp. 1-13.
- Rojas, E., Horta, J., López-Lara, T. & Hernández, B. J., 2013. Probabilistic Porous Model to Simulate the Retention Curve of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(2), pp. 320-329.
- Rosenblueth, E., 1975. Point estimates for probability moments. *Proceedings of the National Academy of Sciences*, 72(10), pp. 3812-3814.
- Russo, D., Zaidel, J. & Laufer, A., 2001. Numerical analysis of flow and transport in a combined heterogeneous vadose zone-groundwater system. *Advances in Water Resources*, 24(1), pp. 49-62.
- Sahis, M. K. & Biswas, P. P., 2017. Comparative Deterministic and Probabilistic Analysis of Two Unsaturated Soil Slope Models after Rainfall Infiltration. *Jordan Journal of Civil Engineering*, 11(1), pp. 142-148.
- Salgado, R. & Kim, D., 2013. Reliability analysis of load and resistance factor design of slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(1), pp. 57-73.
- Santoso, A. M., Phoon, K. K. & Quek, S. T., 2011. Effects of soil spatial variability on rainfall-induced landslides. *Computers & Structures*, 89(11-12), pp. 893-900.
- Sarma, S. K., 1973. Stability analysis of embankments and slopes. *Geotechnique*, 23(3), pp. 423-433.
- Satyanaga, A., 2015. *Soil water characteristic curve and shear strength of soil with bimodal*. School of Civil and Environmental Engineering Nanyang Technological University, Singapore: (Ph.D.thesis).
- Satyanaga, A., Rahardjo, H., Leong, E. C. & Wang, J. Y., 2013. Water characteristic curve of soil with bimodal grain-size distribution. *Computers and Geotechnics*, Volumen 48, pp. 51-61.
- Schnellmann, R., H., R. & Schneider, H. R., 2015. Controlling parameter for unsaturated soil property functions: validated on the unsaturated shear strength. *Can. Geotech. J.*, Volumen 52, p. 374-381.
- Segerlind, L. J., 1984. *Applied Finite Element Analysis*. Segunda ed. Wiley.
- Sharma, H. D., Settepani, F. W. & Martinez, B. C., 2014. Deterministic and Probabilistic Slope Stability Applied to a Landfill Slope. *In Geoenvironmental Engineering*, pp. 140-148.
- Sivakumar Babu, G. L. & Murthy, D. S., 2005. Reliability analysis of unsaturated soil slopes. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 131(11), pp. 1423-1428.

Sleep, M. D. & McGuire, M. P., 2015. Quantitative comparison of direct Monte Carlo simulation to simplified reliability approaches for evaluating the stability of unreinforced slopes. *In IFCEE 2015*, pp. 1915-1925.

Spencer, E., 1967. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique*, 17(1), pp. 11-26.

Steluti Marques, G. & Azoia Lukiantchuki, J., 2017. Evaluation of the stability of a highway slope through numerical modeling. *Dyna*, 84(200), pp. 121-128.

Suarez, D. J., 1998. *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales*. Primera ed. Bucaramanga, Colombia: Ingeniería de Suelos Ltda.

Suchomel, R. & Maši, D., 2010. Comparison of different probabilistic methods for predicting stability of a slope in spatially variable $c-\phi$ soil. *Computers and Geotechnics*, 37(1), pp. 132-140.

Sun, D. M., Li, X. M., Feng, P. & Zang, Y. G., 2016. Stability analysis of unsaturated soil slope during rainfall infiltration using coupled liquid-gas-solid three-phase model. *Water Science and Engineering*, 9(3), pp. 183-194..

Sun, D. M., Zang, Y. G. & Semprich, S., 2015. Effects of airflow induced by rainfall infiltration on unsaturated soil slope stability. *Transport in Porous Media*, 107(3), pp. 821-841.

Szymkiewicz, A., Tisler, W. & Burzyński, K., 2015. Examples of numerical simulations of two-dimensional unsaturated flow with VS2DI code using different interblock conductivity averaging schemes. *Geologos*, 21(3), pp. 161-167.

Tang, W. H., Yucemen, M. S. & Ang, A. S., 1976. Probability-based short term design of soil slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 13(3), pp. 201-215.

Tan, X. H., Hu, N. L. D., Shen, M. F. & Hou, X. L., 2013. Time-variant reliability analysis of unsaturated soil slopes under rainfall. *Geotechnical and Geological Engineering*, 31(1), pp. 319-327.

Tarolli, P., Borga, M., Chang, K. T. & Chiang, S. H., 2011. Modeling shallow landsliding susceptibility by incorporating heavy rainfall. *Geomorphology*, Volumen 133, pp. 199-211.

Terzaghi, K., 1925. *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*. Franz Deuticke, Leipzig-Vienna.

Terzaghi, K., 1936. The shear resistance of saturated soils: Proceedings, First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Cambridge, Massachusetts. Volumen 1, pp. 54-56.

Tomasella, J. & Hodnett, M., 1998. Estimating soil water retention characteristics from limited data in Brazilian Amazonia. *Soil Sci. J.*, 163(3), pp. 190-202.

Tracy, F. T., 2016. Using Analytic Solution Methods on Unsaturated Seepage Flow Computations. *Procedia Computer Science*, 80, 554-564., Volumen 80, pp. 554-564..

Tsiampousi, A., Zdravkovic, L. & Potts, D. M., 2016. Soil-atmosphere interaction in unsaturated cut slopes. In *E3S Web of Conferences, EDP Sciences, Volumen 9*, pp. 1-6.

U.S. Army Corps of Engineers, 1997. *Introduction to probability and reliability methods for using in geotechnical engineering, ETL 1110-2-547*.

Ugai, K., 1985. Three Dimensional Stability Analysis of Vertical Cohesive Slopes. *Soils and Foundations*, 25(3), pp. 41-48.

Ugai, K., 1988 . Three-dimensional Slope Stability Analysis by Slice Methods. *Proceeding of the International Conference on Numerical Methods in Geomechanics. Innsbruck, Austria*, pp. 1369-1374.

Van Genuchten, M., 1980. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Amer. J.*, Volumen 44, pp. 892-898.

Vanapalli, S. & Fredlund, D., 2000. Comparison of Different Procedures to Predict Unsaturated Soil Shear Strength. *Proceedings of the GeoDenver Conference, Denver, Colorado, August 3-8*, pp. 195-219.

Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E. & Clifton, A. W., 1996. Model for the Prediction of Shear Strength with Respect to Soil Suction. *Canadian Geotechnical Journal*, Volumen 33, pp. 379-392.

Wang, Y., Cao, Z. & Au, S. K., 2011a. Practical reliability analysis of slope stability by advanced Monte Carlo simulations in a spreadsheet. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(1), pp. 162-172.

Wang, Y., Au, S. K. & Kulhawy, F. H., 2011b. Expanded reliability-based design approach for drilled shafts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(2), pp. 140-149.

Wang, Y., Cao Z. & Au, S., 2010. Efficient Monte Carlo Simulation of parameter sensitivity in probabilistic slope stability analysis. *Computers and Geotechnics*, Volumen 37, pp. 1015-1022.

White, J. A. & Singham, D. I., 2012. Slope stability assessment using stochastic rainfall simulation. *Procedia Computer Science*, Volumen 9, pp. 699-706.

Wijaya, M. & Leong, E. C., 2016. Equation for unimodal and bimodal soil–water characteristic curves. *Soils and Foundations*, 56(2), pp. 291-300.

Xie, J. X., Cheng, C. T., Chau, K. W. & Pei, Y. Z., 2006. A hybrid adaptive time-delay neural network model for multi-step-ahead prediction of sunspot activity. *International journal of environment and pollution*, 28(3-4), pp. 364-381.

Xing, Z., 1988. Three-Dimensional Stability Analysis of Concave Slopes in Plan View. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(6), pp. 658-671.

Xue, J. F. & Gavin, K., 2007.. Simultaneous determination of critical slip surface and reliability index for slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(7), pp. 878-886.

- Yamagami, T. & Jiang, J. C., 1996. Determination of the sliding direction in three-dimensional slope stability analysis. *Proceedings of the 2nd International Conference on Soft Soil Engineering, Part 1, Nanjing: Hohai University Press*, pp. 567-572.
- Yamagami, T. & Jiang, J. C., 1997. A Search for the Critical Slip Surface in Three-dimensional Slope Stability analysis. *Soils and Foundations*, 37(3), pp. 1-16.
- Yang, C., Sheng, D. & Carter, J. P., 2011. Hysteretic seepage analysis in unsaturated soil covers. *In Unsaturated soils: Theory and practice: Proceedings of the 5th Asia-Pacific Conference on Unsaturated Soils, Pattaya, Thailand*, pp. 14-16.
- Yoshimi, V. & Osterberg, J., 1963. Compression of partially saturated cohesive soils. *Journal of Soil Mech. And Found. Div. A.S.C.E.*, 89(4), pp. 1-24.
- Yunusa, G. H., Kassim, A. & Gofar, N., 2014. Effect of surface flux boundary conditions on transient suction distribution in homogeneous slope. *Indian Journal of Science and Technology*, 7(12), pp. 2064-2075.
- Zambra, C. E., Dumbser, M., Toro, E. F. & Moraga, N. O., 2012. A novel numerical method of high-order accuracy for flow in unsaturated porous media. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 89(2), pp. 227-240.
- Zapata, C., Houston, W., Houston, S. L. & Walsh, K., 2000. Soil-water characteristic curve variability.
- Zhai, Q. & Rahardjo, H., 2012. Determination of soil-water characteristic curve variables. *Computers and Geotechnics*, Volumen 42, pp. 37-43.
- Zhang, F. & Fredlund, D., 2015. Examination of the estimation of relative permeability for unsaturated soils. *Can. Geotech. J.*, Volumen 52, p. 2077-2087.
- Zhang, J., Chen, H. Z., Huang, H. W. & Luo, Z., 2015. Efficient response surface method for practical geotechnical reliability analysis. *Computers and Geotechnics*, Volumen 69, pp. 496-505.
- Zhang, J. et al., 2014. Probabilistic prediction of rainfall-induced slope failure using a mechanics-based model. *Engineering Geology*, 168(0), pp. 129-140.
- Zhang, L. L., Zhang, J., Zhang, L. M. & Tang, W. H., 2011. Stability analysis of rainfall-induced slope failure: a review. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, 164(5), pp. 299-316.
- Zhang, L. L., Zhang, L. M. & Tang, W. H., 2005. Rainfall-induced slope failure considering variability of soil properties. *Géotechnique*, 55(2), pp. 183-188.
- Zhang, L., Zeng, J. & Cheng, Y., 2014b. Model uncertainty of unsaturated hydraulic properties and effects on slope reliability. *In Vulnerability, Uncertainty, and Risk: Quantification, Mitigation, and Management*, pp. 2330-2339.

Zhu, H., Zhang, L. M., Zhang, L. L. & Zhou, C. B., 2013. Two-dimensional probabilistic infiltration analysis with a spatially varying permeability function. *Computers and Geotechnics*, Volumen 48, pp. 249-259.

ANEXOS **ELECTRÓNICOS**



- **Anexo A** Registro de precipitaciones pluviales diarias
- **Anexo B** Escenarios de lluvia
- **Anexo C** Archivos de las simulaciones
- **Anexo D** Factores de seguridad de todas las simulaciones
- **Anexo E** Pruebas de ajuste de bondad para las precipitaciones pluviales