



UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA

MODELO PARA EL ESTUDIO DE LA AMENAZA DE MOVIMIENTOS EN MASA DETONADOS POR LLUVIAS EN EL BARRIO LLANADITAS DE LA CIUDAD DE MEDELLÍN

MELISSA PARRA OBANDO

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de Minas, Área curricular de ingeniería civil
Medellín, Colombia
2015

Modelo para el estudio de la amenaza de movimientos en masa detonados por lluvias en el barrio Llanaditas de la ciudad de Medellín

Melissa Parra Obando

Tesis de maestría presentada como requisito parcial para optar al título de:
Magister en Ingeniería - Geotecnia

Director (a):
Ph.D., César Augusto Hidalgo Montoya

Codirector (a):
Ph.D., Andrés Ochoa

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de Minas, Área curricular de Ingeniería Civil
Medellín, Colombia
2015

DEDICATORÍA

A mis padres, mis hermanos y a Daniel por su amor incondicional y constante apoyo

AGRADECIMIENTOS

Quiero comenzar dando gracias Dios por todo.

Agradezco al Profesor Cesar Hidalgo Montoya de manera especial, por su orientación, apoyo y disposición en el desarrollo del presente trabajo.

Agradezco al profesor Andrés Ochoa por la confianza y colaboración referente al presente trabajo.

Agradezco de manera muy especial a Daniel, la persona que estuvo conmigo a lo largo de este proceso, quien desempeña un papel importantísimo en mi vida y me ayudo a alcanzar esta meta.

Extiendo mi agradecimiento al Departamento de Hidrometría e Instrumentación de las Empresa Públicas de Medellín, por el suministro de los registros meteorológicos y a la empresa Deacivil por el suministrarme los resultados de los ensayos de corte directo de la zona de estudio.

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN.....	10
ABSTRACT.....	10
1. INTRODUCCIÓN	11
1.1 OBJETIVO GENERAL:	11
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	12
2. METODOLOGÍA	13
3. ESTADO DEL ARTE.....	17
4. MARCO TEÓRICO.....	20
4.1 ESTABILIDAD DE TALUDES	20
4.1.1 Probabilidad de falla de un talud.....	21
4.2 PRECIPITACIÓN.....	22
4.3 INFILTRACIÓN.....	25
4.3.1 Ley de Darcy y ecuación de Richards.....	25
4.3.2 Curvas Características.....	25
4.3.3 Prueba de infiltración: Infiltrómetro de doble anillo.....	26
4.3.4 Modelos de estimación de infiltración	27
5. CASO DE ESTUDIO.....	29
5.1 LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	29
5.2 FORMACIONES SUPERFICIALES	30
5.2.1 Dunita de Medellín (JKuM).....	30
5.2.2 Depósitos de vertiente	33
5.2.3 Depósitos antrópicos (QII).....	35
5.3 CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE LOS MATERIALES.....	36
5.4 VARIABILIDAD DE LOS MATERIALES.....	37
5.4.1 Distribución de probabilidad.....	40
5.4.2 Prueba de hipótesis.....	43
6. PRECIPITACIÓN.....	46
6.1 EVENTO DE PRECIPITACIÓN ANALIZADO	48
7. INFILTRACIÓN.....	51
7.1 TOMA DE MUESTRA.....	51
7.2 ENSAYOS DE CAMPO Y DE LABORATORIO	52

7.3	CUANTIFICACIÓN DE LA INFILTRACIÓN	57
7.3.1	Modelo de Infiltración de Horton.....	57
7.3.2	Modelo de Infiltración Número de curva	59
7.3.3	Modelo de Infiltración Green y Ampt.....	60
7.4	MODELACIÓN NUMÉRICA DE LA ECUACIÓN DE RICHARDS (SOFTWARE CHENFLO).....	62
8.	ESTIMACIÓN DE LA AMENAZA.....	73
9.	CONCLUSIONES	75
9.1	RECOMENDACIONES PARA FUTURAS INVESTIGACIONES.....	76
10.	REFERENCIAS	77

TABLA DE FIGURAS

Figura 1. Esquema del modelo usado para el talud infinito.	14
Figura 2. Esquema representativo del método del Talud infinito. Tomado de (Labbad et al., 2012).....	21
Figura 3. Zonas de la Curva Característica de un suelo. Tomada de (Meza, 2012).....	26
Figura 4. Efecto de la diferencia de niveles de agua entre ambos anillos. A la izquierda el flujo entra en el anillo interior; a la derecha el flujo sale del anillo interior. Tomada de Ibañez Asensio et al., 2010.....	27
Figura 5. Localización de la zona de estudio. Tomado de (Vega & Hidalgo, 2015)	29
Figura 6. Mapa Geológico simplificado del Valle de Aburrá Tomado de (Monsalve, 2010).....	30
Figura 7. Afloramientos rocosos en el sector de Llanaditas. Tomado de (DEACIVIL SAS, 2013).	31
Figura 8. Afloramiento de Dunita parte alta de la zona de estudio. Tomado de (DEACIVIL S.A.S, 2013)	32
Figura 9. Suelo residual de Dunita observado en cortes de vía y apiques. Tomado de (DEACIVIL S.A.S, 2013)	32
Figura 10. Material saprolítico identificado en la zona de estudio. Tomado de (DEACIVIL S.A.S, 2013)	33
Figura 11. Suelo limo-arenosa de saprolito ubicado en lomo sector norte del área de estudio. Tomado (DEACIVIL SAS, 2013).....	33
Figura 12. Deposito tipo flujo de lodos aproximadamente 0.85 m en corte de vía. B) Pequeños fragmento de roca y costras de óxido característicos en el depósito. C) Superficies suaves de depositación de flujo de lodos. Tomado de (DEACIVIL SAS, 2013)	34
Figura 13. Deposito tipo flujo de escombros.	34
Figura 14. Depósito asociado a la parte alta de la cuenca de la quebrada La Loca. Tomado de (DEACIVIL SAS, 2013).....	35
Figura 15. Depósito ubicado al sur de la zona de estudio. Tomado de (DEACIVIL SAS, 2013)	35
Figura 16. Localización de sondeos.	36
Figura 17. Gráfica de probabilidad para el peso unitario húmedo	41
Figura 18. Gráfica de probabilidad para el peso unitario seco	41
Figura 19. Gráfica de probabilidad para la cohesión.....	41
Figura 20. Gráfica de probabilidad para el ángulo de fricción.....	41
Figura 21 Distribución de función de probabilidad normal para el peso unitario húmedo (Depósito de vertiente).	42
Figura 22 Distribución de función de probabilidad normal para el peso unitario seco (Depósito de vertiente).	42
Figura 23 Distribución de función de probabilidad Weibull para la cohesión (Depósito de vertiente)	42
Figura 24 Distribución de función de probabilidad Weibull para el ángulo de fricción (Depósito de vertiente)	42
Figura 25 Distribución de función de probabilidad normal para el peso unitario húmedo (Suelo residual de Dunita)	42
Figura 26 Distribución de función de probabilidad normal para el peso unitario seco (Suelo residual de Dunita).....	42

Figura 27 Distribución de función de probabilidad Weibull para la cohesión (Suelo residual de Dunita).....	43
Figura 28 Distribución de función de probabilidad Weibull para el ángulo de fricción (Suelo Residual de Dunita).....	43
Figura 29 Distribución de función de probabilidad normal para el peso unitario húmedo (Saprolito de Dunita).....	43
Figura 30 Distribución de función de probabilidad normal para el peso unitario seco (Saprolito de Dunita).....	43
Figura 31 Distribución de función de probabilidad Weibull para la cohesión (Saprolito de Dunita).....	43
Figura 32 Distribución de función de probabilidad Weibull para el ángulo de fricción (Saprolito de Dunita).....	43
Figura 33. Ciclo anual promedio de precipitación mensual para el periodo comprendido entre los años 1948 y 2015.....	46
Figura 34. Ciclo anual - resolución diaria en el periodo comprendido entre los años 1948 y 2015.	46
Figura 35. Umbrales de lluvia empíricos tomado de Aristizábal et al. (2010).....	47
Figura 36. Resumen porcentual del tipo de alerta para el periodo comprendido entre los años 1948 y 2015.....	48
Figura 37. Probabilidad de excedencia del evento para diferentes periodos de retorno y diferentes FDP.	50
Figura 38 Toma de muestra inalterada, Cajón 3-suelo residual de Dunita	52
Figura 39 Toma de muestra inalterada, Cajón 4-saprolito de Dunita.....	52
Figura 40 Toma de muestra inalterada, Cajón 5-depósito de vertiente.....	52
Figura 41 Ensayo de infiltración con anillo doble	53
Figura 42 Preparación de muestras para ensayo de succión.....	55
Figura 43 Montaje del ensayo de succión.	56
Figura 44 Curva característica, suelo residual, C3-2.....	56
Figura 45 Curva característica, saprolito, C4-1.....	56
Figura 46 Curva característica, depósito de vertiente, C5-3.	57
Figura 47. Tasa de infiltración medida en campo y ajustada mediante modelo de Horton para el suelo residual.	58
Figura 48. Tasa de infiltración medida en campo y ajustada mediante modelo de Horton para el saprolito.....	58
Figura 49. Tasa de infiltración medida en campo y ajustada mediante modelo de Horton para el depósito de vertiente.	59
Figura 50. Usos del suelo. Elaboración propia.....	60
Figura 51. Esquema de la partición en diferencias finitas para el estrato de suelo. Tomado de (Montoya & Hidalgo, 2012).....	62
Figura 52 Avance del frente húmedo para la lluvia de 18 días, suelo residual, método CN (zona 2).	67
Figura 53 Avance del frente húmedo para la lluvia de 18 días, saprolito, método CN (zona 2).....	68
Figura 54 Avance del frente húmedo para la lluvia de 18 días, depósito de vertiente, método CN (zona 2).	68
Figura 55 Probabilidad de saturación con la profundidad, para cada formación superficial.	71
Figura 56 Probabilidad de falla total anual estática y avance frente húmedo de 0.2m	74

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Valores típicos de coeficiente de variación. Tomado de Hidalgo y Assis (2011).....	38
Tabla 2 Resultados de ensayos de laboratorio.....	39
Tabla 3. Estadísticos descriptivos del peso unitario húmedo para cada formación	44
Tabla 4 Prueba de hipótesis tipo p para el peso unitario húmedo (nivel de confianza 95%)	44
Tabla 5. Estadísticos descriptivos del peso unitario seco para cada formación	44
Tabla 6 Prueba de hipótesis tipo p para el peso unitario seco (nivel de confianza 95%).....	44
Tabla 7. Estadísticos descriptivos de la cohesión para cada formación	45
Tabla 8 Prueba de hipótesis para la cohesión (nivel de confianza 95%).....	45
Tabla 9. Estadísticos descriptivos del ángulo de fricción para cada formación	45
Tabla 10 Prueba de hipótesis para el ángulo de fricción (nivel de confianza 95%).....	45
Tabla 11. Precipitación diaria en mm de los 18 días antecedentes al movimiento en masa del día 13 de noviembre de 2010	48
Tabla 12. Parámetros estadísticas para las FDP	49
Tabla 13. Probabilidad de excedencia para superar los umbrales de lluvia acumulada de 18 días...	49
Tabla 14 Localización de la toma de muestra inalterada tipo cajón.....	51
Tabla 15 Ensayo de infiltración con anillo doble para el suelo residual	53
Tabla 16 Ensayo de infiltración con anillo doble para el saprolito	54
Tabla 17 Ensayo de infiltración con anillo doble para el depósito de vertiente.....	54
Tabla 18 Resultados de ensayos de laboratorio (caracterización de las muestras)	55
Tabla 19. Tasa de infiltración uniforme	61
Tabla 20. Datos de entrada para modelación mediante el software CHEMFLO	66
Tabla 21. Resultados del avance del frente húmedo según el CHEMFLO, para cada formación.....	66
Tabla 22. Determinación de la distribución de probabilidad del avance del frente húmedo (Suelo residual).....	69
Tabla 23. Determinación de la distribución de probabilidad del avance del frente húmedo (Saprolito)	69
Tabla 24. Determinación de la distribución de probabilidad del avance del frente húmedo (Depósito de vertiente).....	69
Tabla 25 Base estadística variables aleatorias, en función del avance del frente húmedo.....	70
Tabla 26 Probabilidad de saturación en función de cada formación superficial.	71
Tabla 27. Áreas en cada nivel de amenaza en las diferentes condiciones analizadas según la probabilidad de falla.....	73

RESUMEN

En zonas de altas pendientes como el barrio Llanaditas de la ciudad de Medellín se presentan movimientos en masa que ocasionan pérdidas materiales y humanas, además de grandes impactos ambientales. Los taludes allí presentes son muy vulnerables a fallas por efectos de recargas de agua, y es en particular en temporadas de lluvias cuando la ocurrencia de los deslizamientos es crítica. Dicha situación pone en alto riesgo a gran parte de la población ante la amenaza de movimientos en masa detonados por lluvia. Se busca validar una metodología que evalúe los niveles de amenaza con base en análisis de estabilidad. Ésta suple las deficiencias existentes en los métodos para determinar las propiedades mecánicas de los suelos y el nivel del agua en los taludes de estudio actualmente.

Palabras clave: deslizamientos, lluvias, amenaza, probabilidad de falla

ABSTRACT

In areas of high slopes as Llanaditas neighborhood of the city of Medellin, landslides cause material and human losses, besides great environmental impacts. The slopes found there, are very vulnerable to failure effects due to water accumulation, and particularly during rainy seasons the occurrence of landslides is grave. This situation puts at high risk the majority of the population before the threat of landslides triggered by rainfall. The aim is to validate a methodology to assess threat levels based on stability analysis. This methodology complements the existing deficiencies in the methods for determining the mechanical properties of the soil and the water level on the slopes in study.

Keywords : landslides , rains, threat, probability of failure

1. INTRODUCCIÓN

En Colombia se presentan problemas de estabilidad en taludes asociados al incremento de asentamientos poblacionales acelerados y poco controlados (Vega, 2013). Los movimientos de masa en general constituyen una de las mayores fuentes de daños causados por fenómenos naturales, que se reflejan en pérdidas humanas y materiales.

La Ingeniería Geotécnica ha logrado importantes avances en la comprensión de conceptos de análisis de estabilidad para determinar, la amenaza, vulnerabilidad y el riesgo. Los modelos actuales permiten estimar la amenaza por deslizamientos considerando la incertidumbre de los parámetros geotécnicos y los factores detonantes, obteniendo así resultados consecuentes con observaciones de campo. Uno de estos modelos se basa en la metodología propuesta por (C. A. Hidalgo, Vega, Assis, & Villarraga, 2012), la cual considera dos escenarios para la evaluación de la amenaza: el primero realiza evaluaciones en laderas con una historia de movimientos de masa mientras el segundo lo hace en taludes nuevos en los cuales no existe información estadística de los movimientos de masa. A partir de dicha evaluación, la amenaza es calculada como la probabilidad de falla debido a la acción de agentes detonantes de lluvia y sismo.

Diversos autores asocian la lluvia como un agente detonante de movimientos en masa, dado que ésta promueve la degradación de algunas propiedades mecánicas y físicas de los suelos y rocas que conforman los taludes. Se ha identificado además, que el aumento de humedad en el suelo, inclusive en pequeñas cantidades, puede inducir cambios significativos en el comportamiento mecánico del mismo, en propiedades intrínsecas como la resistencia al esfuerzo cortante, la deformabilidad, permeabilidad y durabilidad.

Uno de los aspectos que presenta mayor incertidumbre en la evaluación de la amenaza es el efecto de la saturación del suelo y de las presiones intersticiales (Godt et al., 2008) consideran la generación de presiones intersticiales a partir de medidas en piezómetros mientras (Rahardjo, Ong, Rezaur, & Leong, 2007), (Cascini, Cuomo, Pastor, & Sorbino, 2010), lo hacen a partir de modelos de infiltración. En lugares donde no cuenta con información de presiones intersticiales y saturación, se han usado modelos que consideran probabilidades de saturación a partir de umbrales de lluvia (C. A. Hidalgo et al., 2012).

De esta manera resulta importante una propuesta de trabajo cuyo principal objetivo sea aplicar una metodología para la evaluación de la amenaza, por movimientos de masa en laderas que permita caracterizar adecuadamente el proceso de infiltración de la lluvia y posterior saturación del suelo, tomando en cuenta las condiciones ambientales geológicas y topográficas de la zona.

1.1 OBJETIVO GENERAL:

Estimar de forma cuantitativa la amenaza por movimientos en masa, considerando el efecto de la lluvia y de la variabilidad de los materiales del barrio Llanaditas, ubicado en ladera oriental de la ciudad de Medellín.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar la variabilidad de los parámetros mecánicos del suelo aplicando modelos probabilísticos en los análisis de estabilidad de taludes.
- Identificar el efecto del avance del frente húmedo en los modelos de estabilidad de manera cuantitativa.
- Caracterizar las propiedades hidrogeológicas del suelo.

2. METODOLOGÍA

Se elaboró un estado del conocimiento para reconocer metodologías apropiadas que permitan determinar la probabilidad de falla de un talud, asociado al efecto que tiene la infiltración en el mismo y finalmente enmarcar el concepto de amenaza.

Con la información disponible de exploración de campo y ensayos de laboratorio efectuados en el barrio Llanaditas se realizó una caracterización de la zona de estudio. Se evaluó la variabilidad de los parámetros de resistencia al corte de los suelos del oriente de la ciudad de Medellín, cuyas principales formaciones corresponden a depósitos de vertiente tipo flujo de lodos y/o escombros, además de suelos residuales de Dunita de Medellín, Para el análisis estadístico se empleó una base de datos con 196 resultados de ensayos de corte directo consolidado drenado realizados sobre muestras inalteradas.

Para cada formación geológica de interés se definieron cuatro parámetros mecánicos, peso unitario húmedo γ_h , peso unitario seco γ_d , cohesión c y ángulo de fricción ϕ , los cuales serán reconocidos como variables y que fueron caracterizados mediante estadística descriptiva. Se identificó la función de distribución de probabilidad que permitía explicar el comportamiento de cada una de las variables. El gráfico de la función de distribución de probabilidad para cada una de las variables fue generado. Con el fin de determinar diferencias estadísticamente significativas entre los valores medios de tres poblaciones (depósito de vertiente, suelo residual y saprolito de Dunita), se efectuó una prueba de hipótesis tipo P mediante el software MINITABS para cada parámetro mecánico entre los suelos objeto de estudio.

Luego de definir las propiedades mecánica de las formaciones presentes, se definieron las condiciones de contorno y las propiedades hidrogeológicas del suelo. Para esto se seleccionó la estación pluviográfica más cercana a la zona de estudio, en este caso correspondiente a la estación de Villa Hermosa de las Empresas Públicas de Medellín [EPM]®. De esta manera los umbrales de falla en esta zona puntual y la cantidad de agua infiltrada pudieron ser verificados

Se recopilaron datos de precipitación con resolución diaria desde el año de 1948 hasta el 2015. Esta información se procesó con el fin de caracterizar los regímenes de precipitación de la zona. Posteriormente se seleccionó un evento de lluvia que superara los umbrales de falla establecidos y que hubiese sido documentado. Éste ocurrió en el mes de noviembre de 2010, época correspondiente a una fuerte temporada invernal en el país. Para dicho evento se determinó la intensidad de la lluvia y se modeló la infiltración mediante los métodos de Horton, Green y Ampt y la metodología del número de curva CN (Chow, Maidment, & Mays, 1994). De manera alterna, se realizaron ensayos de campo y de laboratorio para medir la capacidad hidráulica del suelo. Éstos consistieron en ensayos de infiltración de anillo doble para cada formación geológica de interés y ensayos de succión con papel filtro en el laboratorio para calcular la curva característica de estos suelos. Con estos modelos calculados se procedió a determinar el avance del frente húmedo con ayuda del software CHEMFLO 2000 ® de manera que fuera posible modelar el flujo de agua en el suelo definiendo las condiciones de contorno.

La probabilidad de falla se determinó usando la metodología desarrollada por (Hidalgo, 2013) calculando el factor de seguridad estático (FSE) por el método del talud infinito en conformidad con la Figura 1, así

$$FSE = \frac{c}{\gamma H \cos \alpha \sin \alpha} + \frac{(\gamma H - \gamma_w H_w) \cos^2 \alpha \tan \phi}{\gamma H \cos \alpha \sin \alpha} \quad [1]$$

Donde H es el espesor de la zona que falla [m], H_w es la altura del agua medida desde la superficie de falla [m], c es la cohesión del suelo [kPa], φ es el ángulo de fricción interna del suelo [°], γ es el peso unitario del suelo [kN/m³], γ_w es el peso unitario del agua [kN/m³] y α es el ángulo de inclinación promedio del terreno [°].

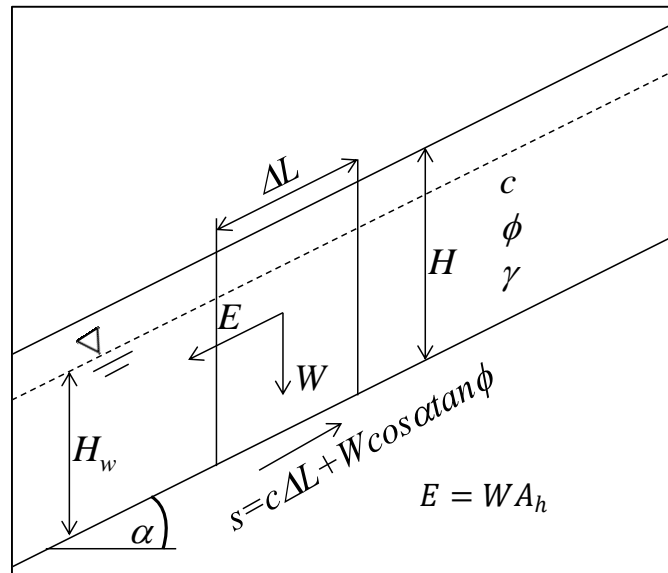


Figura 1. Esquema del modelo usado para el talud infinito.

La probabilidad de falla se determina como la probabilidad de que los valores considerados límites sean excedidos. En este caso la probabilidad de falla se determina como la probabilidad de que FSE sea menor que la unidad.

Una forma de evaluar la probabilidad de falla y a la vez cuantificar el efecto de la incertidumbre en la evaluación de amenaza por deslizamiento, es la utilización de técnicas de confiabilidad. La confiabilidad se entiende como la posibilidad que tiene un sistema para realizar las funciones para las que fue concebido. La confiabilidad se determinará por medio del índice de confiabilidad que se relaciona con una probabilidad de falla. Considerando que el valor crítico de FSE es 1.0, el índice de confiabilidad (β) de FSE, es definido por la siguiente expresión:

$$\beta = \frac{(E[FSE] - 1)}{\sigma[FSE]} \quad [2]$$

Donde $E[FSE]$ es el valor determinista de FSE calculado con los valores medios de las variables independientes y $\sigma[FSE]$ es la desviación estándar de FSE.

El índice β está relacionado con la probabilidad de ruptura, lo que permite una evaluación más consistente de la estabilidad. En este caso se usarán distribuciones de probabilidad (FDP) de FSE normal.

La probabilidad de falla está dada por la porción del área bajo la curva FDP del FSE correspondientes a los valores de FSE inferiores a uno (1). Ésta se puede determinar a partir de cualquier tabla de FDP normal con media cero (0) y desviación estándar uno (1). Es de anotar que la distribución normal arroja siempre valores de probabilidad mayores que las otras distribuciones, por lo cual su uso en evaluaciones de estabilidad presenta un abordaje conservador (Baecher & Christian, 2003).

En este tipo de evaluación, una dificultad radica en poder determinar la FDP de la función que se quiere evaluar, en este caso FSE, para lo cual resultan de utilidad los métodos probabilistas, ya que permiten la determinación de la FDP de una variable dependiente en función del conocimiento de las FDPs de las variables independientes que la generan. Entre los métodos más utilizados en la estadística aplicada a la geotecnia están el método de Monte Carlo y el método de primer orden segundo momento (FOSM). En este trabajo se usará el método FOSM.

El método FOSM utiliza la serie de Taylor para la determinación de la distribución de probabilidad de una función con un número de variables aleatorias. Para N variables aleatorias no correlacionadas, $G(x_1, x_2, \dots, x_N)$, se tiene:

$$E[G] = G(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_N) \quad [3]$$

$$V[G] = \sum_{i=1}^N \left(\frac{\partial G}{\partial x_i} \right)^2 V(x_i) \quad [4]$$

Donde $\bar{x}_i = E[x_i]$ corresponde al valor medio de la variable x_i , $V(x_i)$ es la varianza de la variable x_i , $E[G]$ es la media o valor esperado de G y $V[G]$ es la varianza de G .

En las expresiones anteriores, la serie de Taylor fue truncada a partir de sus términos de segundo orden, despreciándose por tanto los efectos de los terceros y cuartos momentos probabilistas. Sin embargo, esta aproximación se considera plenamente aceptable para fines prácticos (Baecher & Christian, 2003). Los valores de las derivadas pueden ser obtenidos mediante el cálculo analítico, pero es más usual y recomendable usar la aproximación numérica sugerida por (Christian, 2004), según la cual se estima la derivada con la ecuación:

$$\frac{\partial G}{\partial x_i} = \frac{G(x_i + \Delta x_i) - G(x_i)}{\Delta x_i} \quad [5]$$

De forma similar que en el índice β para el FSE, para la probabilidad de saturación en términos de z , se determina la ocurrencia de un índice confiabilidad β_1 en función de las propiedades hidráulicas del suelo además del avance del frente húmedo modelado, definido como:

$$\beta_1 = \frac{(\bar{Z} - z)}{\sigma z} \quad [6]$$

De acuerdo con el teorema de probabilidad total, la probabilidad total de falla de un talud está dada por la ecuación:

$$P_{ft} = P_s + P_{fns} \times (1 - P_s) \quad [7]$$

Donde P_{ft} es la probabilidad de falla total, P_{fns} es la probabilidad de falla en condición no saturada, P_s es la probabilidad marginal de que el suelo esté saturado y $(1-P_s)$ es la probabilidad marginal de que el suelo no esté saturado.

Finalmente se realizó una evaluación de la amenaza ante movimientos en masa detonados por el efecto de infiltración que generan las lluvias empleando la metodología propuesta por (Vega, 2013), la información requerida por el modelo implementado bajo ambiente SIG, corresponde a una cuadrícula regular de celdas para cada variable, para este caso se usaron celdas cuadradas de 25m de lado. La información usada en el modelo corresponde al Modelo Digital de elevaciones (DEM) que representa la distribución espacial de las alturas y la topografía de la zona de estudio, datos geológicos y propiedades del suelo y la probabilidad de falla.

3. ESTADO DEL ARTE

En Singapur, con el fin de identificar el efecto de la lluvia antecedente sobre la estabilidad de las laderas, se realizó una modelización numérica para entender el efecto de la infiltración del agua sobre la pendiente, donde se simularon diferentes cambios en la presión intersticial del agua debido a diferentes patrones de lluvia para observar que cambios había en el valor del factor de seguridad. Los resultados indicaron que tanto la precipitación diaria como la precipitación antecedente son importantes factores detonantes para la ocurrencia de deslizamientos. La lluvia diaria o el umbral de precipitación no pueden ser usados como un factor determinante de deslizamientos debido a que un aumento en la precipitación antecedente se presenta un incremento en la permeabilidad del suelo, donde lluvias posteriores podrían generar un movimiento en masa (Rahardjo, Li, Toll, & Leong, 2001).

Los deslizamientos inducidos por lluvia son un problema común en las laderas de suelos residuales en las zonas tropicales. Las fallas generadas en taludes inducidas por fenómenos de precipitación son detonadas principalmente por la infiltración del agua lluvia, sin embargo la respuesta de la pendiente en un suelo residual a la infiltración del agua lluvia no se entiende completamente. Es necesario cuantificar con más precisión las (Rahardjo, Lee, Leong, & Rezaur, 2005) condiciones límite del flujo a través de la superficie de la pendiente respecto a la infiltración y su efecto sobre las presiones de poro en la pendiente (Rahardjo et al., 2005). De esa manera, es de gran importancia entender la respuesta de una pendiente ante diferentes condiciones de precipitación y los cambios generados en las presiones de poro y el contenido de agua dentro del suelo (Rahardjo et al., 2005) (Cuomo & Della Sala, 2013).

En Corea, Kim, Jeong, Park y Sharma (2004), realizaron curvas características y pruebas de tensiómetro sobre suelos erosionados típicos de ese país y así poder emplear el modelo de análisis superficial de Pradel y Raad que relaciona la profundidad del nivel freático, su influencia en el factor de seguridad y la pendiente, concluyendo que el factor de seguridad se encuentra drásticamente reducido cuando la profundidad del nivel se incrementa más allá de 120 cm. Este valor está estrechamente relacionado con el valor de cohesión efectiva que es alrededor de 10 kPa para los suelos estudiados.

Rahardjo et al. (2005), por medio de estudios en una ladera experimental sobre suelos residuales en Singapur, concluyeron que la influencia de la lluvia sobre la infiltración disminuye con el aumento de las precipitaciones, es decir, menores precipitaciones pueden contribuir plenamente a fenómenos de infiltración, mientras que eventos fuertes de lluvia contribuyen a la existencia de un umbral arriba del cual la lluvia sólo produce escorrentía. El estudio indicó que dicho umbral de precipitación para la generación de escorrentía es de aproximadamente 10 mm.

Rahardjo et al. (2007), a partir de un estudio paramétrico, concluyeron que las propiedades del suelo y la intensidad de las lluvias resultaron ser los factores principales que controlan la inestabilidad de las laderas debidas a fenómenos de precipitación, comparado con la ubicación del nivel freático y el valor de la pendiente, los cuales jugaron un papel secundario. También encontraron que el efecto de las lluvias antecedentes sobre la estabilidad del suelo depende de la permeabilidad, donde las pendientes con altos coeficientes de permeabilidad suelen ser afectadas por lluvias de alta intensidad y corta duración, y usualmente fallan debido a la recarga del nivel freático, mientras que en pendientes

con bajos coeficientes de permeabilidad, el suelo se desestabiliza debido a reducciones en la succión matricial del suelo que se encuentra por encima del nivel freático.

También Rahimi, Rahardjo y Leong (2010), mediante una serie de estudios paramétricos, encontraron que para pendientes con suelos que presentan un buen drenaje ($K_s \geq 10^{-4}$ m/s), la estabilidad es altamente afectada por lluvias de alta intensidad, mientras que la estabilidad en las pendientes con un pobre drenaje ($K_s \geq 10^{-6}$ m/s), se ven en su mayoría afectadas por lluvias de baja intensidad. Por otro lado se encontró que los parámetros (α , n y m) obtenidos de la curva característica humedad del suelo (SWCC) mediante el modelo de Fredlund y Xing (1994), también influye en las fallas de taludes inducidas por fenómenos de precipitación. De esa manera, una ladera pobre en drenaje varía significativamente su factor de seguridad respecto a la forma de la SWCC, mientras que en suelos con buen drenaje la variación del factor de seguridad no es sensible a la forma de la SWCC, presentando un nivel de estabilidad similar para cada pendiente.

Orduz (2012), modeló la respuesta hídrica del suelo frente a diferentes condiciones de infiltración utilizando las ecuaciones de Richards y Green-Ampt, donde se evaluaron diferentes umbrales de lluvia en diferentes zonas de Colombia. Se analizó la influencia del agua en la variación del factor de seguridad del talud mediante el modelo del talud infinito para suelos saturados y parcialmente saturados. Los resultados mostraron una variación importante en el factor de seguridad cuando se hace el análisis de estabilidad en condiciones saturadas y parcialmente saturadas, debido al importante papel que juega la succión en el cálculo de los esfuerzos resistentes en el material del talud analizado. Así mismo, características como la textura del suelo y la inclinación del talud son factores importantes para que se generen movimientos en masa.

Hidalgo (2013), evaluó las relaciones entre lluvia y movimientos en masa en carreteras de montaña y el efecto de la incertidumbre de los parámetros de resistencia al corte de suelos residuales sobre la estabilidad de taludes. Por medio de técnicas probabilísticas e información de umbrales de lluvia, elaboró un modelo para estimar el riesgo de ocurrencia de deslizamientos en carreteras localizadas en zonas tropicales montañosas en el noroeste de Colombia. De esa manera es posible cuantificar la amenaza de la zona, utilizando la probabilidad de falla debido a agentes detonantes como la lluvia o los sismos.

Otálvaro y Cordão-Neto (2013), a través de un análisis de estabilidad de taludes mediante métodos determinísticos con el método del equilibrio límite cálculo el factor de seguridad y mediante el método de elementos finitos se modeló el efecto de la infiltración del agua en el suelo. De esa manera, se utilizó el método FOSM para cuantificar la influencia de los parámetros mecánicos e hidráulicos en el factor de seguridad del talud analizado. Los resultados mostraron que la influencia de cada parámetro sobre el factor de seguridad presenta cambios con el paso del tiempo durante el proceso de infiltración.

Muntohar, Ikhsan y Liao (2013), seleccionó dos casos de deslizamientos ocurridos en Japón y Taiwán para evaluar la propuesta de un modelo probabilístico utilizando la ecuación de Green-Ampt para modelar la infiltración y el método de simulación Monte Carlo para analizar la probabilidad de falla de ambas pendientes que fueron sometidas a cuatro diferentes distribuciones de lluvia (Uniforme, retrasado, centralizado y avanzado). Los resultados mostraron que ante un régimen de precipitación avanzado, los taludes estudiados presentan una probabilidad de falla mayor para que en

un tiempo corto se produzca un deslizamiento, seguido por el régimen uniforme, el central y por último el retrasado. Se concluyó que un deslizamiento de tierra superficial es fuertemente afectado no sólo por la cantidad de lluvia y la duración de la lluvia, sino también de su patrón correspondiente.

En China, Zhang, Huang, Zhang, Zhu, y Shi, (2014), bajo la misma modelación obtuvo resultados similares en cuanto a la influencia del patrón de precipitación sobre la probabilidad de falla de un talud y utilizaron el modelo para verificar la fiabilidad de las curvas intensidad-duración para fenómenos de precipitación, y se encontró que la permeabilidad, la cohesión y el ángulo de fricción proporcionan más incertidumbre a la estabilidad de la pendiente que el contenido inicial de agua del suelo.

4. MARCO TEÓRICO

Para la realización del presente trabajo es necesario consultar conceptos teóricos y experimentales sobre los temas que aportarán las bases técnicas y permitirán implementar las metodologías y conceptos de diversos autores, analizando la influencia del agua en la respuesta hídrica para la estabilidad de taludes y laderas.

4.1 ESTABILIDAD DE TALUDES

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes se concentran en calcular el Factor de Seguridad, el cual es usado para conocer cuál es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Duncan y Wright (1980) plantearon el Factor de Seguridad como la relación existente entre la resistencia al corte real, la cual se calcula para el material o suelo que conforma el talud, y los esfuerzos cortantes críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla.

Se estudia un cuerpo libre en equilibrio, partiendo de las fuerzas actuantes y resistentes que se requieren para producir dicho equilibrio. Además, existen otras formas de plantear y calcular el Factor de Seguridad, tales como la relación entre la altura crítica y la altura real del talud, y métodos probabilísticos, (Labbad, Rodriguez, & Salcedo, 2012).

En los deslizamientos de gran magnitud, la mayor parte de la masa que se desliza lo hace en forma aproximadamente paralela a la superficie del terreno. Si la longitud relativa del desplazamiento es muy grande en comparación con su espesor, la contribución de la resistencia en la cabeza y el pie del deslizamiento es menor, comparada con la resistencia del resto de la superficie de falla (Labbad et al., 2012). En estas condiciones se presenta una falla paralela a la superficie del talud, a una profundidad pequeña y la longitud de la falla es mayor en relación a su espesor. Esta clase de deslizamiento se puede analizar suponiendo un talud infinito.

El método del talud infinito calcula el factor de seguridad de un talud, bajo las siguientes suposiciones:

- Suelo isotrópico y homogéneo.
- Talud infinitamente largo.
- Superficie de falla paralela al talud.

Para un talud uniforme y relativamente largo, donde la superficie de falla no es muy profundo, los efectos de borde son despreciables y el Factor de Seguridad se puede calcular a partir de una unidad de área con base en el criterio Mohr-Coulomb. Ver Figura 2.

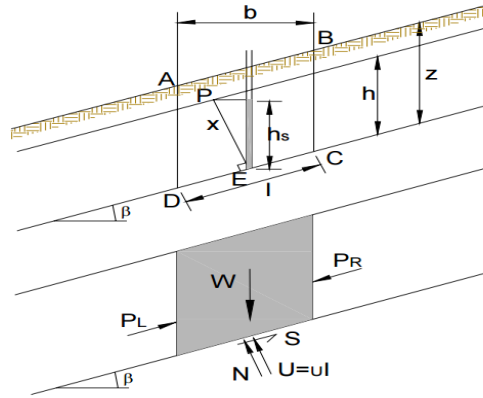


Figura 2. Esquema representativo del método del Talud infinito. Tomado de (Labbad et al., 2012)

Realizando un equilibrio de fuerzas resistentes y motoras, se obtiene la siguiente expresión:

$$F.S = \frac{c' + (\gamma Z - \gamma W h) \cos \beta^2 \tan \phi'}{\gamma Z \sin \beta \cos \beta} \quad [8]$$

Este método cumple las condiciones para el equilibrio de fuerzas y de momentos a pesar de que no se consideran explícitamente, ya que las fuerzas son colineales y la fuerza normal actúa en el centro del bloque.

4.1.1 Probabilidad de falla de un talud.

Para poder determinar la probabilidad de falla o de ruptura de un talud (P_r), es necesario el uso de métodos probabilísticos. En el caso del Factor de Seguridad de la estabilidad de un talud, se requiere determinar la función de distribución de probabilidad de esta variable con base en el conocimiento de las distribuciones estadísticas de las variables cohesión, ángulo de fricción, peso específico, etc. A partir de estas distribuciones es posible determinar la probabilidad de ruptura, la cual está definida como la parte del área bajo la curva de distribución de probabilidad del F.S. menor que 1 (Escobar & Valencia, 2012). Existen diversos métodos para determinar la distribución de probabilidad de una variable dependiente como lo es el factor de seguridad, y entre ellos se encuentra el método FOSM (First-Order, Second Moment).

El FOSM es un método probabilístico desarrollado a partir de la expansión de la serie de Taylor donde las variables independientes y los resultados de la variable dependiente son expresados por sus valores medios y desviaciones estándar.

Para N variables aleatorias no correlacionadas, $F(x_1, x_2, \dots, x_N)$, conservado solo los términos lineales de la serie de Taylor, se tiene:

$$E[F] = F(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_N) \quad [9]$$

$$V[G] = \sum_{i=1}^N \left(\frac{\partial G}{\partial x_i} \right)^2 V(x_i) \quad [10]$$

El método del índice de confiabilidad es una aplicación directa del FOSM y el procedimiento sugerido de aplicación es (Assis, 2002): Calcular la varianza del Factor de Seguridad, $V [FS]$, usando el FOSM. El cálculo se basa en obtener esta varianza debido al incremento de cada uno de los parámetros (γ , c , ϕ , posición de nivel freático, etc.) que intervienen en el cálculo del FS. La evaluación de estas variaciones proporciona la importancia relativa para cada uno de los parámetros que intervienen en el diseño.

Calcular el índice de confianza β , del FS, el cual está definido por la siguiente expresión, considerando que el Factor de Seguridad crítico es igual a 1.

$$\beta = \frac{\{E[FS] - 1\}}{\sigma[FS]} \quad [11]$$

Donde $E [FS]$ es el valor usual (determinístico) del FS calculado con los parámetros medios y $\sigma [FS]$ es la desviación estándar del Factor de Seguridad.

Este método relaciona el índice de confianza, β , con la probabilidad de ruptura, lo que permite una evaluación más coherente de la estabilidad.

La probabilidad de ruptura viene definida por la porción del área bajo la curva unitaria de la distribución de frecuencia, correspondiente a los valores del FS por debajo de 1.

La desviación estándar refleja la variabilidad de los parámetros y dependiendo de su valor, una misma probabilidad de falla puede corresponder a una amplia gama de valores del factor de seguridad. (Escobar & Valencia, 2012).

Una descripción de amenaza a deslizamientos debido a la inestabilidad de taludes debe incluir las características de estos, el volumen o áreas de los movimientos de tierra, las profundidades, las velocidades y su probabilidad de ocurrencia, (Suarez, 1998). La Amenaza es entonces la probabilidad de que ocurra un desplazamiento de material en un determinado tiempo y área, causado por la interacción de diferentes factores internos o externos al talud y al suelo presente en este. Estos factores deben ser deducibles directamente a partir de la información técnica existente, (Hernández Atencia, 2013).

El objetivo en la evaluación de amenazas radica en establecer la probabilidad de que ocurra una amenaza específica en un período de tiempo determinado, así como su intensidad y área de impacto, lo cual muchas veces requiere hardware y software para dicha evaluación.

4.2 PRECIPITACIÓN

La precipitación incluye la lluvia, la nieve y otros procesos mediante los cuales el agua cae a la superficie terrestre, tales como granizo y nevisca. La formación de precipitación requiere la elevación de una masa de agua en la atmósfera de tal manera que se enfríe y parte de su humedad se condense (Chow et al., 1994)(Chow et al., 1994)

La precipitación varía en el espacio y en el tiempo de acuerdo con patrón general de circulación atmosférica y con factores locales, algunas fuertes variaciones estacionales ocurren donde la oscilación anual en la circulación atmosférica cambia la cantidad de humedad que entra en esas regiones.

La probabilidad de que se produzca un evento de precipitación, con intensidad y duraciones especificadas, se suele cuantificar en hidrología usando el concepto de período de retorno (T_r). La intensidad de una tormenta puede estimarse para cualquier periodo de retorno y duración del evento a partir de tablas y gráficas construidas con base en datos y registros históricos. La probabilidad de que un evento de precipitación extrema se dé en un período de retorno dado es:

$$p = \frac{1}{T} \quad [12]$$

Se tiene entonces que la magnitud x_T de un evento hidrológico extremo puede representarse como la media μ más una desviación estándar Δx_T de la variable con respecto a la media.

$$x_T = \mu + \Delta x_T \quad [13]$$

Esta desviación con respecto a la media puede igualarse al producto de la desviación estándar σ y el factor de frecuencia K_T ; es decir, $\Delta x_T = K_T \cdot \sigma$. La desviación Δx_T y el factor de frecuencia K_T son funciones del periodo de retorno y del tipo de distribución de probabilidad a utilizarse en el análisis. Es por ello, que los valores extremos se pueden calcular con la ecuación del factor de frecuencia propuesta por Chow (1951), y se aplica a muchas distribuciones de probabilidad utilizadas en el análisis de frecuencia hidrológica (Chow et al., 1994):

$$x_T = \mu + K_T \cdot \sigma \quad [14]$$

$$P_{\max(T_r)} = \overline{P_{\max}} + K_T \cdot S \quad [15]$$

Donde $\overline{P_{\max}}$ es la media muestral de los eventos y S es la desviación estándar muestral.

$$\overline{P_{\max}} = \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N P_{\max-i} \quad [16]$$

$$S = \sqrt{\frac{1}{N-1} \cdot \sum_{i=1}^N (P_{\max-i} - \overline{P_{\max}})^2} \quad [17]$$

Para la distribución de valor extremo Tipo I o Gumbel, (Chow et al., 1994) dedujo la siguiente expresión:

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + \ln \left[\ln \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right] \right\} \quad [18]$$

Los límites de confianza por el método de momentos para el nivel de confianza de 95%, se calcula con la expresión:

$$Q_{\text{máx}(T_r)} \pm \mu_{1-\alpha/2} \cdot S_T \quad [19]$$

Donde:

$\mu_{1-\alpha/2}$, se obtiene de la tabla de probabilidad acumulada inferior para distribución normal $N(\mu = 0, \sigma = 1)$; donde α es el error aleatorio o nivel de significación.

$$S_T = \delta \frac{S}{\sqrt{n}} \quad [20]$$

$$\delta = \left[1 + (1,1396 \cdot K_T) + (1,1 \cdot K_T^2) \right]^{1/2} \quad [21]$$

Para la distribución de probabilidad Log-Normal, se trabaja en el campo logarítmico de la serie de datos. El factor de frecuencia en el campo transformado se calcula con la siguiente expresión:

$$K_T = F_u^{-1} \left(1 - \frac{1}{T_r} \right) \quad [22]$$

Que se obtiene de la tabla de probabilidad acumulada inferior para la distribución normal con media 0 y desviación estándar 1 $N(0,1)$.

La distribución de probabilidad Log-Gumbel, se trabaja como en la conocida distribución Gumbel, pero en el campo logarítmico de la serie de datos. El factor de frecuencia en el campo transformado se calcula con la misma expresión utilizada en la FDP Gumbel.

Las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) son una excelente forma de graficar los parámetros que dominan en un evento de lluvia y se construyen por medio de puntos representativos de la intensidad media de precipitación para diferentes duraciones, correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o período de retorno. Mediante estas curvas es posible estimar la intensidad de tormentas intensas de distintas duraciones y para diferentes períodos de retorno, (Acevedo, 2009).

Una serie temporal es una sucesión de observaciones de una variable tomadas en varios instantes de tiempo, los datos se pueden obtener con resolución horaria, diaria, semanal, mensual o anual. Una característica distintiva de series de tiempo es que los registros suelen ser dependientes, (Jing-qing, F. A. N., Qi-wei, 2003).

4.3 INFILTRACIÓN

La infiltración es el proceso por el cual el agua penetra desde la superficie del terreno en el suelo; se distingue del proceso de percolación porque este último es el movimiento hacia abajo del agua, desde o a través de la zona no saturada hasta el nivel freático o zona saturada (Monsalve, 1995).

El proceso de infiltración en el suelo depende en gran medida de las condiciones de saturación del mismo. Con base en esto, el flujo puede clasificarse en saturado o no saturado, siendo el flujo no saturado aquel que ocurre cuando en los poros del suelo aún existen espacios ocupados por aire, y el saturado implica que todos los vacíos en el suelo están ocupados por agua. Ambos flujos están definidos por la ubicación del nivel freático, abajo del cual el suelo se encuentra en estado saturado y está sometido a presiones mayores a la presión atmosférica y las fuerzas que dominan el movimiento del agua en el suelo, en este caso, son la gravedad y la fricción; por otro lado, para un flujo no saturado se generan fuerzas de succión u opuestas al sentido del flujo del agua debido a los efectos de tensión superficial y capilaridad, los cuales controlan el movimiento del agua a través del suelo, en este caso. (Montoya & Hidalgo, 2012).

Las propiedades del suelo, la vegetación y las condiciones en la superficie, entre otros, influyen en la tasa de infiltración, proceso que por su complejidad solo puede ser modelado matemáticamente de forma aproximada. Así, para poder modelar la infiltración en el agua, deben ser consideradas variables como el contenido de humedad (Θ), la succión (ψ) y la permeabilidad del suelo (K), donde a partir de los resultados obtenidos en cuanto a la permeabilidad del suelo, puede ser determinado el contenido de humedad en el suelo a partir de la ecuación de Richards.

4.3.1 Ley de Darcy y ecuación de Richards.

Aplicando la ecuación de Darcy y el teorema de transporte de Reynolds en un volumen de control de suelo no saturado, puede obtenerse la Ecuación de Continuidad para flujo unidimensional no saturado y no permanente. A partir de la combinación de estos es posible obtener una expresión en términos de la cabeza hidrostática total ($h=\psi+z$), conocida como la Ecuación de Richards, (Montoya & Hidalgo, 2012).

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[K(h) \left(\frac{\partial h}{\partial z} - \text{sen} \beta \right) \right] \quad [23]$$

Donde β es el ángulo formado entre la dirección del flujo y la dirección horizontal, h es la cabeza de presión, z es la coordenada de la posición paralela a la dirección del flujo, $K(h)$ es la conductividad hidráulica para una cabeza de presión dada (h), la cual a su vez es función del contenido de humedad del suelo Θ , y t es el tiempo.

4.3.2 Curvas Características.

La relación existente entre el contenido de agua y la succión en un suelo se define mediante la Curva Característica de Humedad en el Suelo (SWCC – Soil Water Characteristic Curve), también conocida en la geotecnia como Curva de Retención de Agua.

En la SWCC se identifican puntos característicos que describen su comportamiento. En términos del grado de saturación existen tres zonas fácilmente identificables en las curvas, las cuales son la zona de efecto de borde, zona de transición y zona de saturación residual, además de dos puntos característicos que marcan el límite entre cada etapa, el valor de entrada de aire y el grado de saturación residual, como se observa en la Figura 3, (Meza, 2012).

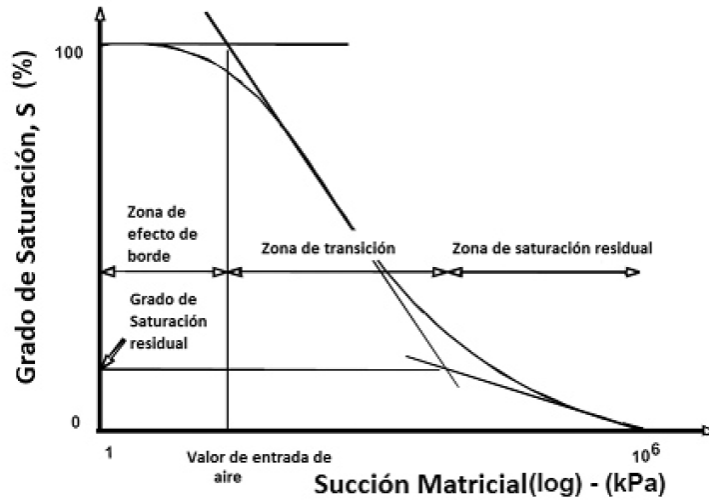


Figura 3. Zonas de la Curva Característica de un suelo. Tomada de (Meza, 2012).

En la zona de efecto de borde la gráfica es inicialmente horizontal, es decir, el suelo permanece saturado. El valor de entrada de aire, es la succión requerida para que el aire entre a los poros más grandes del suelo y se presenta pérdida de la saturación. En este punto se inicia la zona de transición, en la cual existe una interface aire-agua, pero el agua se encuentra de manera continua. Finalmente, al seguir disminuyendo el contenido de agua dentro de los poros, se llega al grado de saturación residual, donde se inicia la zona de saturación residual. El grado de saturación residual corresponde al contenido de agua para el cual, la fase líquida deja de ser continua y los poros se encuentran ocupados principalmente por aire, (Meza, 2012).

La relación contenido de agua-succión y por tanto, la forma de la curva, se ve influenciada por la distribución de los tamaños de poros, la distribución de tamaños de partículas, la densidad, el contenido de arcilla y la mineralogía del suelo.

4.3.3 Prueba de infiltración: Infiltrómetro de doble anillo.

Una de las herramientas existentes para poder determinar la conductividad hidráulica de un suelo saturado es el infiltrómetro de doble anillo o prueba de Munz. La conductividad hidráulica de un suelo saturado es igual al valor máximo de su tasa de infiltración, la cual se mide en unidades de velocidad (mm/h).

El método original desarrollado por Munz parte de la idea de que colocados o enterrados dos anillos en una zona de muestreo y obtenida la saturación del suelo de muestra, la diferencia de nivel del agua (H) en los anillos interior y exterior provoca un flujo de agua que será de entrada hacia el anillo interior si la altura es mayor en el tubo exterior, o de salida si es inferior. Ver Figura 4.

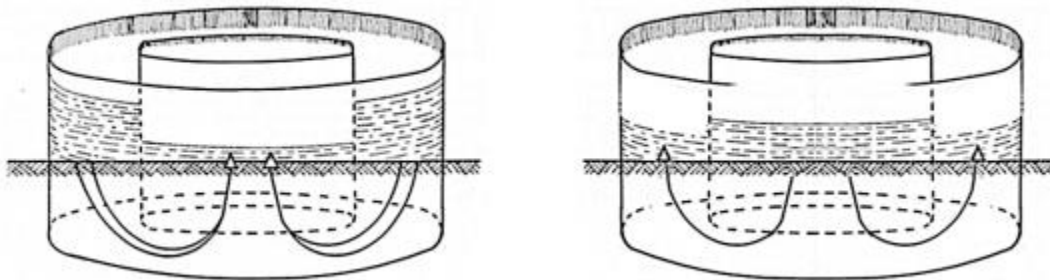


Figura 4. Efecto de la diferencia de niveles de agua entre ambos anillos. A la izquierda el flujo entra en el anillo interior; a la derecha el flujo sale del anillo interior. Tomada de Ibañez Asensio et al., 2010.

Además del componente del flujo de agua (Q) debido a la diferencia de nivel (H) entre los dos anillos, el agua abandona ambos cilindros por la superficie del suelo en el que están instalados como consecuencia de su porosidad. Así, el flujo neto que abandona el anillo interior es en realidad el resultado de dos componentes: la componente debida a la diferencia de nivel de agua en los anillos y la componente debida a la capacidad de absorción del suelo, la infiltración, (Ibañez Asensio, Moreno Ramón, & Gisbert Blanquer, 2010).

Para el desarrollo del experimento se adopta la hipótesis de que la componente debida a la absorción es constante durante la realización de la prueba y no resulta afectada por los cambios del nivel del agua en el cilindro interior. La hipótesis es válida si las medidas se realizan en un corto espacio de tiempo y si H se mantiene relativamente pequeño. Por otro lado, si $H=0$ entonces el flujo en el tubo interior se debe únicamente a la absorción del suelo, (Ibañez Asensio et al., 2010).

El cálculo de la conductividad hidráulica del suelo saturado se hace en base a los datos obtenidos de la prueba y se deben incluir tantas series como número de veces se haya tenido que rellenar el anillo interior hasta comprobar que la tasa de infiltración se ha estabilizado.

4.3.4 Modelos de estimación de infiltración

Para calcular de manera aproximada la infiltración en los suelos, se han desarrollado numerosos modelos matemáticos, los cuales pueden dividirse en tres grupos, (Guevara Pérez & Romance, 2012): Teóricos o con base física, semi-empíricos y empíricos. Los modelos con base física son de complejidad variable; se fundamentan en la Ley de conservación de la masa y en la Ley de Darcy, dependiendo de las consideraciones de dimensionalidad, dinámica de flujos, conductividad hidráulica-carga capilar, relación de retención, condiciones límites e iniciales.

(Fredlund & Xing, 1994) propusieron un modelo de tres parámetros continuos para todo el dominio de succión. Los parámetros del modelo se relacionan con la presión de entrada de aire, a , la distribución de tamaños de poros, n , y la simetría de la curva, m . El modelo se basa en la posibilidad de describir la distribución de los tamaños de poros del suelo a partir de funciones estadísticas, (Aiassa, 2008).

La ecuación propuesta, obtenida a partir de integrar una ley de distribución de frecuencia en el dominio de succión, corresponde a:

$$\theta = \frac{1}{\left[\ln\left(e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right)\right]^m} \cdot \quad [24]$$

La humedad volumétrica representa la relación entre el volumen de agua y el volumen total del suelo, para determinar los parámetros de esta ecuación se debe localizar el punto de inflexión en la Curva Característica suelo- agua, y luego dibujar una línea tangente a través de ese puntos. La pendiente de la línea tangente se denota como S.

Luego, la pendiente se calcula usando la expresión

$$S = \frac{\theta_I}{\psi_P - \psi_I} \quad [25]$$

Donde:

ψ_P : Intercepto de la línea tangente con el eje de succión matricial

ψ_I, θ_I : Coordenadas del punto de inflexión

Finalmente se calculan los parámetros a, m y n, donde:

$$a = \psi_I \quad [26]$$

$$m = 3,67 \ln \left(\frac{\theta_s}{\theta_i} \right) \quad [27]$$

$$n = \frac{1,31^{m+1}}{m * \theta_s} * 3,72 * s * \psi_I \quad [28]$$

θ_s : Contenido de Agua Saturado

El modelo de Van Genuchten emplea una función sigmoideal para la curva tensión-humedad, la cual contempla variaciones continuas y suaves para la humedad (θ) y la cabeza de presión (h) para todo el rango de humedades en la zona cercana a la saturación, (Aiassa, 2008). La expresión analítica correspondiente es:

$$\theta = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + (\alpha h)^n]^m} \quad [29]$$

donde α , m y n son parámetros para el ajuste de datos experimentales y los datos de humedad residual y saturada (θ_r y θ_s respectivamente) se obtienen de la curva característica obtenida de ensayos de laboratorio sobre las muestras de suelo.

5. CASO DE ESTUDIO

En este capítulo se describe la localización del área de estudio, de igual manera las formaciones geológicas encontradas, la información recopilada, ensayos de campo y de laboratorio ejecutados sobre estos materiales.

5.1 LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El municipio de Medellín se encuentra localizado dentro del denominado Valle de Aburrá, cuenca natural del Río Medellín, que corresponde a una sub-región ubicada en el centro-sur del departamento de Antioquia, en medio de la cordillera central de Los Andes. En la Figura 5, se puede apreciar la ubicación del municipio de Medellín tanto al interior del departamento de Antioquia, como en el centro del Valle de Aburrá.

El área de estudio se encuentra ubicada sobre la vertiente centro oriental del Valle de Aburrá, en la ciudad de Medellín, departamento de Antioquia. Específicamente, la zona se sitúa en la comuna 8, barrio Llanaditas, localizado al costado norte del cerro Pan de Azúcar, en el flanco noroccidental del Valle de Aburrá.

Al norte limita con la Quebrada La Loca y continuando por el cauce de estas aguas arriba limita con el Barrio Batallón Girardot, por el oriente hacia el sur hasta su cruce con la Quebrada horro Hondo, limita con el corregimiento de Santa Elena, por el sur limita con el Barrio 13 de Noviembre, y por el occidente con los Barrios Los Mangos y la Ladera.

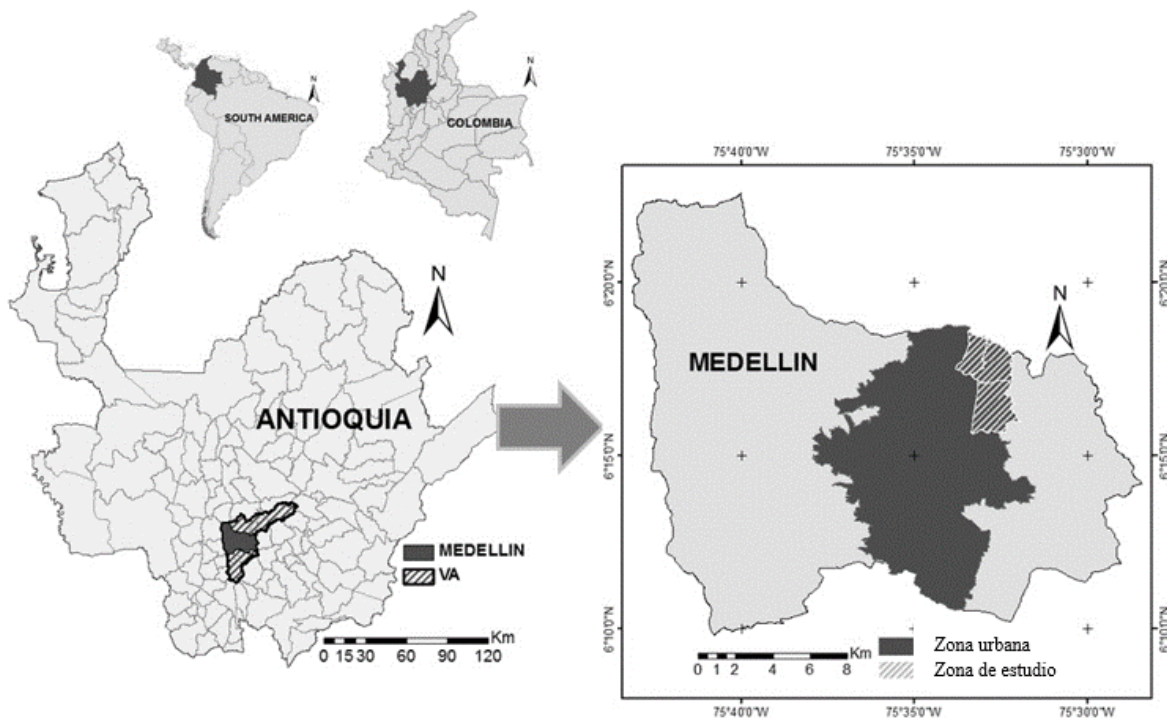


Figura 5. Localización de la zona de estudio. Tomado de (Vega & Hidalgo, 2015)

5.2 FORMACIONES SUPERFICIALES

Las principales características de la unidad de análisis en los aspectos relacionados con la geología, geomorfología y los suelos presentes localmente se resumen a continuación.

A nivel local, la geología de la zona en estudio se caracteriza predominantemente por la presencia de dunitas, depósitos de vertiente y depósitos antrópicos, sin embargo los análisis estadísticos se efectuaron sobre suelos de las formaciones geológicas predominantes en la zona centro oriental del municipio de Medellín que se observan en la Figura 6, el basamento rocoso está compuesto fundamentalmente por rocas correspondientes a la Dunita de Medellín, lo cuales pueden estar cubiertos por depósitos de vertiente.

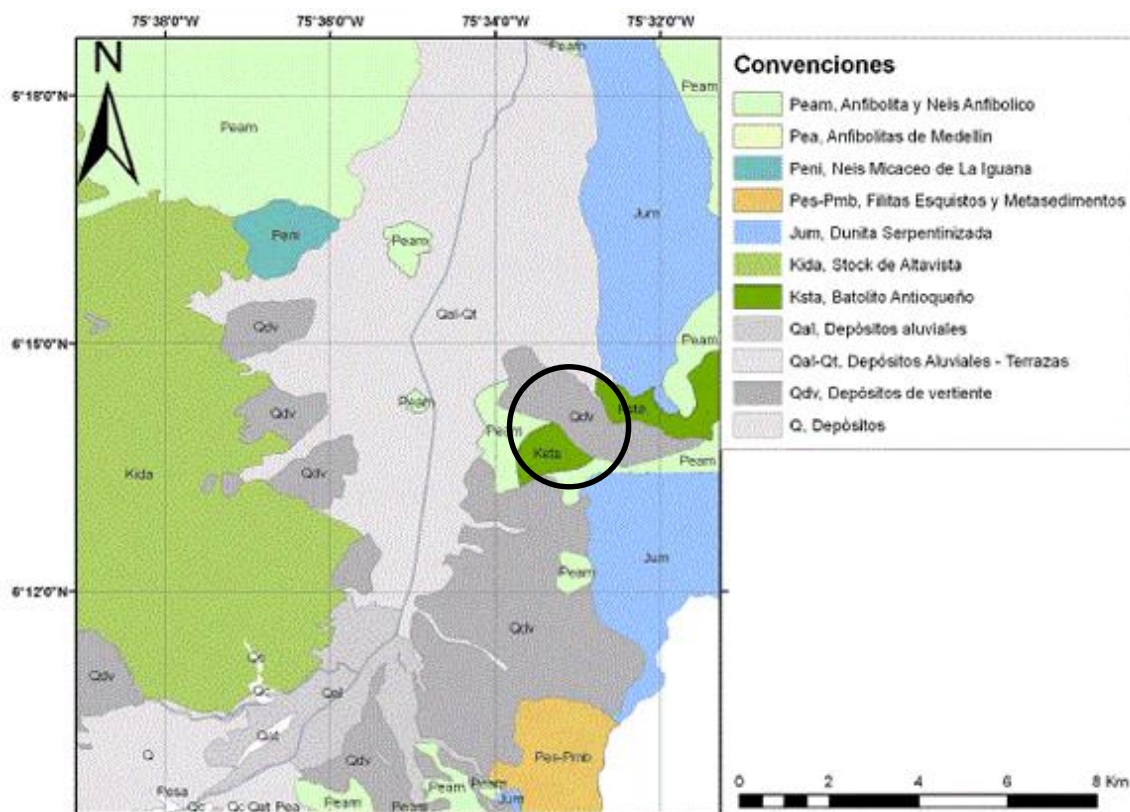


Figura 6. Mapa Geológico simplificado del Valle de Aburrá Tomado de (Monsalve, 2010)

5.2.1 Dunita de Medellín (JKuM)

Esta unidad geológica se ubica principalmente en la ladera oriental del Valle de Aburra y se caracteriza por ser una franja alargada con dirección N10W que atraviesa el valle en el sector norte y se extiende desde el municipio de Envigado hasta el sur del municipio de San Pedro en una franja aproximadamente de 35 km de longitud, presentando en el sector oriental del Valle de Aburra una topografía abrupta conformada por escarpes que se caracterizan por presentar inestabilidades debido al bajo perfil de meteorización que desarrolla y al fuerte fracturamiento que posee esta unidad. La Dunita de Medellín se encuentra fragmentada en tres cuerpos los cuales no afloran continuamente debido a que están cubiertos parcialmente por depósitos lateríticos y coluviones.

Esta unidad geológica que aflora en la zona de estudio se caracteriza por ser de color verde oscuro a negro en roca fresca, y en sectores donde ya se encuentra meteorizada toma colores que van de gris a pardo siendo en esta última donde se puede observar un bandeamiento composicional mineralógico. Esta roca presenta como minerales principales olivino, cromita y serpentina que son representativos en todo el cuerpo de Dunita, y tremolita-clorita asociados a los contactos en algunos sectores.

La Dunita aflora principalmente en las zonas escarpadas de la unidad morfológica independiente y en sectores asociadas a las márgenes de las quebradas de la zona, además se ubican afloramientos dentro de la zona urbana que corresponde a Llanaditas donde es posible observar las estructuras características del macizo, realizar su descripción y analizar las propiedades de cada una de ellas (Figura 7).



Figura 7. Afloramientos rocosos en el sector de Llanaditas. Tomado de (DEACIVIL SAS, 2013)

Las estructuras del macizo observadas en varios sitios del área de estudio por lo general poseen un espaciamiento entre 0.20-0.60 m, persistencia 1-3 m, rugosidad suave plana, apertura de 1-5 mm con rellenos de arcilla en los sectores más meteorizados.

En el sector más extremo al Este de la zona de estudio se localiza un afloramiento rocoso el cual se encuentra moderadamente meteorizado y que por la acción de esta clase de agentes que aceleran la descomposición de la roca, se observa con una serie de aberturas producto de la desintegración de venillas, y de la serpentina (Figura 8).



Figura 8. Afloramiento de Dunita parte alta de la zona de estudio. Tomado de (DEACIVIL S.A.S, 2013)

Estas rocas debido a procesos de meteorización tanto químicos como físicos se han degradado hasta convertirse en suelos, el grado máximo de alteración corresponde a un suelo residual maduro, en el cual no se observa ni la textura ni la estructura original de la roca, con el nombre de saprolito se denomina a los suelos menos alterados que el suelo residual. Según la clasificación de Deere y Patton los suelos residuales maduros corresponden a los niveles IA y IB y el saprolito a los niveles IC y IIA, siendo el nivel IA el más alterado y el nivel IIA el menos alterado. En la zona en estudio se observan varios afloramientos de estos suelos.

Por lo general, el tipo de suelo residual resultante de la composición de esta roca se caracteriza por no poseer ninguna estructura, ser de apariencia arcillosa con un gran contenido de humedad y alta plasticidad, espesores que varían entre 1 y 3 metros y colores que van desde el pardo amarillento hasta el pardo rojizo, estos suelos pueden ser observados fácilmente en los cortes una vía, como se observa en la Figura 9.



Figura 9. Suelo residual de Dunita observado en cortes de vía y apiques. Tomado de (DEACIVIL S.A.S, 2013)

El saprolito derivado de estas rocas varía entre un limo arcilloso para zonas altamente descompuestas, observables comúnmente en los sectores de suave pendiente como en el corte de la vía que se muestra en la Figura 10, y un limo arenoso para las zonas de menor grado de descomposición ubicadas principalmente en los lomos del sector Norte de la zona de estudio (Figura 11).



Figura 10. Material saprolítico identificado en la zona de estudio. Tomado de (DEACIVIL S.A.S, 2013)



Figura 11. Suelo limo-arenosa de saprolito ubicado en lomo sector norte del área de estudio. Tomado (DEACIVIL SAS, 2013)

Este tipo de material presenta color pardo rojizo e intercalaciones de color gris a verde, además se caracteriza por poseer algunas estructuras originales de la roca, textura y discontinuidades, además de presentar ocasionalmente fragmentos de roca en variadas proporciones.

5.2.2 Depósitos de vertiente

La zona oriental del municipio de Medellín se caracteriza por presentar una serie de depósitos de vertiente de magnitudes variables ubicándose hacia las zonas más bajas de las laderas, estos son generados por acción de la gravedad, y son debidos a movimientos en masa detonados por la tectónica regional y la alta pluviosidad característica de esta región del país los cuales aceleran los procesos morfodinámicos provocando esta clase de depósitos que se dividen en flujos de lodos y flujo de escombros.

Se presentan depósitos tipo flujo de lodos que poseen color pardo amarillento y pardo rojizo y se caracteriza por ser un limo arcilloso con alta humedad, plasticidad entre media y alta y consistencia baja; presentan fragmentos de Dunita y pueden presentar costras de óxido de hierro (Figura 12). Estos depósitos son fácilmente observables sobre la cota 2000 msnm en los cortes de la vía y caminos, que morfológicamente se caracteriza por generar pendientes suaves de depositación. Esta formación superficial cubre gran parte del barrio Llanaditas en los sectores superiores en donde la densidad de viviendas es baja.

Dado lo caótico de los fenómenos de remoción se pueden encontrar en la zona depósitos de flujos de escombros combinados con lodos, donde se observa mayor predominancia de escombros asociados a

grandes desprendimientos de las laderas de este sector del oriente del valle. Estos depósitos se caracterizan principalmente por ser conformado por una serie de bloques de roca embebidos en una matriz que va desde un limo arcilloso hasta un limo, el cual tiene tonos que van desde el pardo amarillento, café a pardo rojizo. Los bloques por lo general son de roca perteneciente a la Dunita de Medellín que van de formas angulares a subredondeadas dependiendo del transporte y del fracturamiento propio del macizo. Este flujo en afloramiento se observa como una serie de bloques desordenados, no dejando ver la estructura original del macizo siendo estos bloques susceptibles desprendimiento con posibles afectaciones en sectores bajos donde se encuentran asentamientos humanos (Figura 13).

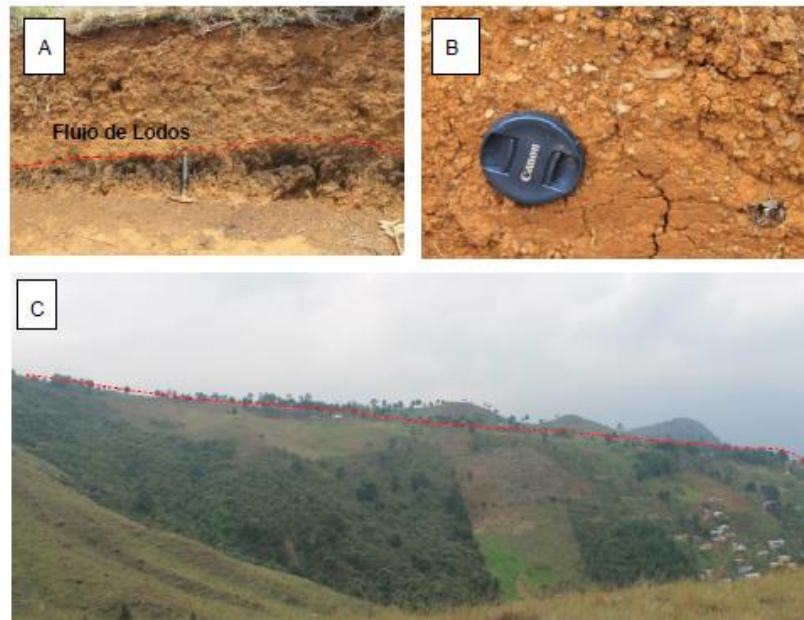


Figura 12. Deposito tipo flujo de lodos aproximadamente 0.85 m en corte de vía. B) Pequeños fragmento de roca y costras de óxido característicos en el depósito. C) Superficies suaves de depositación de flujo de lodos. Tomado de (DEACIVIL SAS, 2013)



Figura 13. Deposito tipo flujo de escombros.

En la zona de estudio se observan algunos depósitos de gran magnitud asociados a la cuenca de la quebrada La Loca cuyas laderas presentan fuertes pendientes y desprendimiento de bloques desde la parte alta (Figura 14). En las zonas más bajas se observan bloques mayores a 0.4 m con matriz limo arcillosa y alta humedad con una relación de bloques/matriz de 60/40.



Figura 14. Depósito asociado a la parte alta de la cuenca de la quebrada La Loca. Tomado de (DEACIVIL SAS, 2013)

En el sector de la quebrada La Rafita parte alta del sector el Pacífico se encuentra sobre el macizo rocoso de Dunita un depósito que posee una pendiente moderada compuesta por escombros y limo arcilloso de color pardo rojizo. Este depósito rellenó una pequeña cuenca que se ubica entre el cerro Pan de Azúcar y el lomo donde está el CAI periférico de la policía, este depósito tiene una terminación sobre el escarpe de la Dunita (Figura 15).



Figura 15. Depósito ubicado al sur de la zona de estudio. Tomado de (DEACIVIL SAS, 2013)

Sobre el sector de la fonda El Tigre parte alta de Llanaditas se encuentra un depósito de vertiente ubicado en la parte baja de una ladera en el cual se observan bloques de roca hasta de tamaño métrico generando una especie de escalón en la topografía de la zona (Ilustración 33). El origen de este material está asociado al desprendimiento de bloques de la Dunita, formación muy susceptible a esta clase de fenómenos.

5.2.3 Depósitos antrópicos (QII)

En el área de estudio es muy común encontrar llenos antrópicos debido a la gran expansión que ha sufrido el territorio, producto del material residual del corte para el asentamiento de viviendas los cuales se encuentran a su vez mezclados con escombros de antiguas construcciones y gran cantidad

de basuras arrojadas por los habitantes del sector, sin embargo los análisis estadísticos que se realizarán no incluyen esta unidad geológica.

5.3 CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE LOS MATERIALES

Se conformó una base de datos de 193 ensayos de corte directo tipo CD realizados sobre muestras inalteradas localizadas en el sector oriental del municipio de Medellín tal y como se mostró anteriormente, de los cuales 78 ensayos se realizaron sobre depósitos de vertiente, 56 sobre suelo residual de Dunita y los 59 restantes sobre saprolito de Dunita de Medellín. Los resultados de laboratorio fueron igualmente suministrados por el laboratorio de la firma DEACIVIL S.A.S.

Las muestras para los ensayos se obtuvieron de un programa de investigación de campo para la caracterización del subsuelo y la determinación de las condiciones físico - mecánicas del mediante la recolección de información generada a partir de la excavación manual de 137 apiques, ejecución de 50 perforaciones con taladro rotatorio y 199 perforaciones con equipo de penetración continua (información suministrada por la firma de consultoría Deacivil s.a.s), sondeos realizados en la ladera oriental del municipio de Medellín, correspondientes a depósitos de vertiente y suelos residuales de la Dunita de Medellín. En la Figura 16 se presenta la localización de estos sondeos.

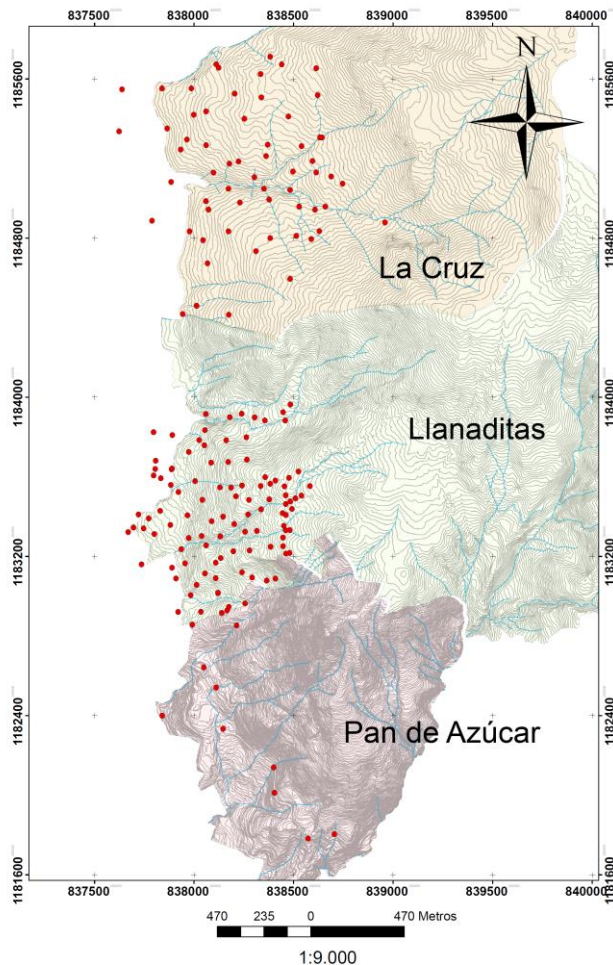


Figura 16. Localización de sondeos.

5.4 VARIABILIDAD DE LOS MATERIALES

En general, las fuentes de incertidumbre en geotecnia se han clasificado en incertidumbre de los datos y de los modelos, Einstein (2003), Nadim (2007) y otros autores como Baecher y Christian (2003) clasifican la incertidumbre en la ingeniería geotécnica en tres grandes categorías: variabilidad natural, incertidumbre en el conocimiento e incertidumbre en los modelos de decisión.

La variabilidad natural está asociada con la aleatoriedad inherente a los procesos naturales, manifestándose como variabilidad en el tiempo para fenómenos que toman lugar 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 simplificados o modelos físicos, los cuales solo proporcionan una aproximación al fenómeno natural en el mejor de los casos.

La incertidumbre en el conocimiento es atribuida a la carencia de datos, ausencia de información acerca de eventos y procesos, o a la falta de entendimiento de las leyes físicas. En ocasiones, esta incertidumbre es llamada también epistémica, subjetiva o interna.

En aplicaciones geotécnicas, la incertidumbre en el conocimiento se puede dividir en tres subcategorías: incertidumbre en la caracterización del sitio, incertidumbre en los modelos e incertidumbre en los parámetros.

La incertidumbre en la caracterización del sitio depende de la adecuada interpretación que se hace de la geología subsuperficial. Esto resulta de la incertidumbre de los datos y de la exploración, incluyendo errores de medición; inconsistencia y heterogeneidad de los datos; manipulación de los datos y errores de transcripción; e inadecuada representatividad del muestreo debido a limitaciones de tiempo y espacio. Otro factor que se debe considerar está relacionado con las limitaciones económicas a la hora de realizar la exploración y el muestreo.

La incertidumbre de los modelos depende del nivel de precisión con que el modelo matemático escogido representa la realidad. Esta incertidumbre, refleja la inhabilidad de un modelo o técnica de diseño para representar precisamente el verdadero comportamiento físico del sistema, o la inhabilidad del diseñador para identificar el mejor modelo. Por ejemplo, como se considera la presencia de bloques de roca en la modelación de un talud en depósitos de vertiente.

La incertidumbre en los parámetros depende de la precisión con que los parámetros del modelo pueden ser estimados. Resulta de la inexactitud en la determinación de los valores de los parámetros a partir de ensayos o calibración de datos, y es exacerbado por el número limitado de observaciones, resultando en imprecisión estadística.

En cuanto a la obtención de parámetros del suelo se pueden destacar las siguientes fuentes de incertidumbre:

- Error estadístico debido a la cantidad insuficiente de ensayos, de mediciones piezométricas etc.
- Datos tendenciosos (sesgos), que son aspectos del comportamiento real persistentemente alterados por los ensayos, resultados de instrumentación etc.

- Errores de ensayo (ruidos), son aquellos asociados a la precisión de calibración y mediciones, la exactitud de las lecturas etc.
- Variabilidad espacial (natural o inherente) de los parámetros, que es la diferencia real de características del comportamiento debidas a diferencias de composición, meteorización e historia de tensiones entre un punto y otro.

Los dos primeros aspectos mencionados constituyen lo que se denomina “error sistemático”, que actúa independiente de la posición o del tamaño del volumen de análisis o superficie de falla, y afecta principalmente la media del parámetro.

La variabilidad de los parámetros geotécnicos que tienen influencia en los procesos de análisis de riesgo por deslizamiento puede ser manejada mediante técnicas estadísticas y probabilísticas y en general se representa por medio de la desviación estándar o del coeficiente de variación (CV) definida como la desviación estándar sobre la media. Según el USACE (1999) los valores de los momentos probabilísticos pueden ser estimados de varias formas entre las cuales se pueden citar:

- Análisis estadísticos de determinaciones en ensayos del parámetro deseado
- Ensayos índice que pueden ser correlacionados con el parámetro deseado, y
- Basados en criterio y experiencia cuando no hay datos disponibles.

Estas dos últimas opciones tienen que ser evaluadas con mucho cuidado ya que el nivel de incertidumbre se incrementa gradualmente desde el primero hacia los últimos. En el caso de análisis de confiabilidad mediante la utilización de correlaciones o datos definidos por la experiencia, el problema puede ser enfrentado asumiendo un coeficiente de variación mayor que en el caso de los datos medidos directamente.

En la práctica de la ingeniería geotécnica, cuando no se dispone de un número suficiente de ensayos, se puede, con carácter preliminar, utilizar valores de CV estimados a partir de valores típicos que han mostrado tener poca sensibilidad temporal y espacial. En la Tabla 1 se presentan rangos típicos de coeficientes de variación de los parámetros geotécnicos de interés para análisis de estabilidad de taludes. Son escasas las publicaciones que presenten resultados que permitan una aproximación a la incertidumbre de los parámetros geotécnicos de los suelos colombianos.

Tabla 1 Valores típicos de coeficiente de variación. Tomado de Hidalgo y Assis (2011)

Parámetro	Coeficiente de variación (%)	Fuente
Peso específico	3-7	Ribeiro, 2008*
	4-8	USACE, 1994*
Peso unitario sumergido	0-10	Duncan, 2000
Cohesión	20-80	
Ángulo de fricción efectivo	2-13	Ribeiro, 2008*
	3.7-9.3 arenas y 7.5-10.1 arcillas	USACE, 1994*
Resistencia no drenada de arcillas	13-40	Ribeiro, 2008*
	11-45	USACE, 1994*
Coeficiente de permeabilidad (k)	20-90	USACE, 1994*
Coeficiente de consolidación (Cv)	33-68	Duncan, 2000

Parámetro	Coefficiente de variación (%)	Fuente
Presión de preconsolidación (Pp)	10-35	Duncan, 2000
Índice de compresión (Cc)	10-37	Duncan, 2000
Número de golpes SPT (N)	15-45	Ribeiro, 2008*
Resistencia a la compresión uniaxial de metalimolitas	29-55	Hidalgo y Assis, 2003a
Resistencia a La compresión uniaxial de metacalcáreos	18-40	Hidalgo y Assis, 2003a, Hidalgo et al, 2003b
Peso unitario seco (kN/m3)	11	Hidalgo y Assis, 2011
Peso unitario húmedo (kN/m3)	9	Hidalgo y Assis, 2011
Cohesión no saturada (kPa)	62	Hidalgo y Assis, 2011
Cohesión efectiva (kPa)	103	Hidalgo y Assis, 2011
Angulo de fricción no saturado (°)	16	Hidalgo y Assis, 2011
Angulo de fricción efectivo (°)	13	Hidalgo y Assis, 2011

*Ambos autores presentan datos de diversas fuentes sin indicar la representatividad de los datos

En este trabajo se evalúa la variabilidad y la incertidumbre existente en la determinación de los parámetros geomecánicos y se verifica cuáles son las distribuciones de probabilidad a la que mejor se ajustan estos parámetros, tomando como caso de estudio los taludes de la zona oriental de la ciudad de Medellín, en Antioquia, Colombia.

Inicialmente, se realizó un trabajo de estadística descriptiva con los datos obtenidos. Se calcularon los parámetros de tendencia central y de incertidumbre. En la Tabla 2 se presentan una evaluación de la incertidumbre de parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de los materiales. Nótese que los suelos residuales de dunita se consideran separadamente el horizonte saprolítico y el suelo residual maduro, después de un análisis de los datos considerando los datos como un solo conjunto y como muestras separadas.

Como se observa, los parámetros que presentan el mayor y menor nivel de incertidumbre son la cohesión y el peso unitario húmedo respectivamente. Esto es consistente con valores reportados en la literatura como lo mostrado en la Tabla 1.

Tabla 2 Resultados de ensayos de laboratorio

Unidad geológica	Parámetro	n	\bar{x}	σ	CV (%)
Depósito de vertiente	γ_h (kN/m ³)	78	14.42	1.47	8.45
	γ_d (kN/m ³)	78	11.72	2.11	18.03
	c (kPa)	78	19.91	10.42	52.34
	ϕ (°)	78	24.11	5.52	22.89
Suelo residual de Dunita	γ_h (kN/m ³)	56	17.75	1.21	6.84
	γ_d (kN/m ³)	56	12.04	1.59	13.19
	c (kPa)	56	20.76	14.66	70.62

Unidad geológica	Parámetro	n	\bar{x}	σ	CV (%)
	ϕ (°)	56	23.87	7.31	30.88
Saprolito de Dunita	γ_h (kN/m ³)	59	17.29	1.41	8.16
	γ_d (kN/m ³)	59	10.96	1.95	17.79
	c (kPa)	59	15.56	12.11	77.80
	ϕ (°)	59	24.04	7.07	29.39

Debido a las características de los suelos evaluados, en muchas ocasiones resulta difícil diferenciar si un suelo es residual maduro, un saprolito o parte de la matriz de un depósito de vertiente, por lo cual evaluó que tanta diferencia existe entre dichos materiales desde el punto de vista mecánico. En caso de que esta diferencia no sea significativa, la obtención de datos para estudios prácticos podría simplificarse. Para identificar estas diferencias se realizó un análisis estadístico para cada parámetro mecánico mediante pruebas de hipótesis y el uso del software Minitab (2014).

5.4.1 Distribución de probabilidad

Para su posterior uso en las evaluaciones probabilistas, es fundamental identificar una distribución de probabilidad que permita explicar el comportamiento de las variables aleatorias (parámetros mecánicos). Es lo que se conoce como ajuste de los datos mediante una distribución teórica conocida. Si se logra ajustar los datos por alguna distribución, más adelante será posible realizar inferencias sobre la población de la cual proviene la muestra.

La manera más eficiente para identificar la distribución que mejor se aproxima a las observaciones es mediante el uso de gráficos de probabilidad. Este tipo de gráficos muestran la función de distribución linealizada de una distribución teórica junto con una nube de puntos que representan estimaciones (no paramétricas) puntuales de la función de distribución. de la variable aleatoria, cuanto más se aproxime la nube de puntos a la recta que aparece en el gráfico, tanto mejor será el ajuste.

En este trabajo, el ajuste se hará mediante el programa estadístico MINITAB® el cual permite identificar y describir gráficamente la distribución que mejor se ajuste a un conjunto de datos de cada variable. Las posibles distribuciones de ajuste son: la normal, la log-normal (base e), la Weibull, la de valores extremos, la exponencial, la logística y la log-logística.

Se procederá entonces a graficar todos los registros para cada parámetro, luego se hallará la recta de regresión asociada, la cual corresponderá a la función de probabilidad de la distribución elegida cuyos parámetros mejor se ajusten a las observaciones. Para ello se empleará el estadístico de Anderson-Darling con un intervalo de confianza del 95% o una significancia del 0.05. El estadístico de Anderson-Darling, es un reflejo de cuán lejos se encuentran los puntos respecto de la recta, por tanto, cuanto menor sea el valor de dicho estadístico, tanto mejor será la bondad del ajuste (Minitab, 2014). En las Figura 17 a Figura 20 se presentan las rectas obtenidas para cada parámetro.

Como se aprecia en la Figura 17 y Figura 18 el peso unitario húmedo y el peso unitario seco se ajustan adecuadamente a una distribución normal. Esto se observa gráficamente ya que los puntos se acercan bastante a la recta, y se verifica numéricamente dado que los valores p son mayores que el nivel de significancia (0,05). En cuanto a la cohesión y el ángulo de fricción (Figura 19 y Figura 20) no se ajustan adecuadamente a una distribución normal dado que los valores p son menores que el nivel de

significancia (0.05), Se hicieron diversas tentativas encontrando que los puntos se sitúan muy cerca de la línea de ajuste y dentro de los intervalos de confianza de la función de distribución Weibull.

Los valores reportados de dicho estadístico Anderson Darling indican que se ha generado un buen ajuste para cada variable aleatoria que en este caso corresponden a los parámetros geomecánicos del suelo.

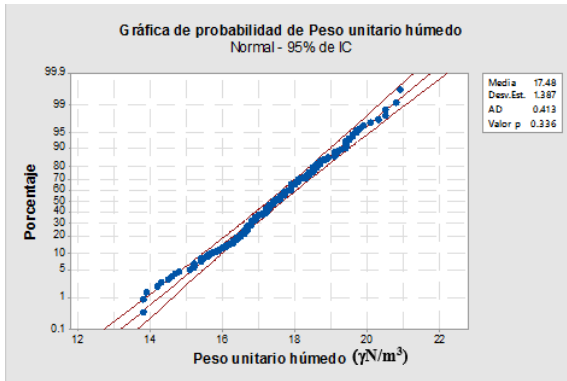


Figura 17. Gráfica de probabilidad para el peso unitario húmedo

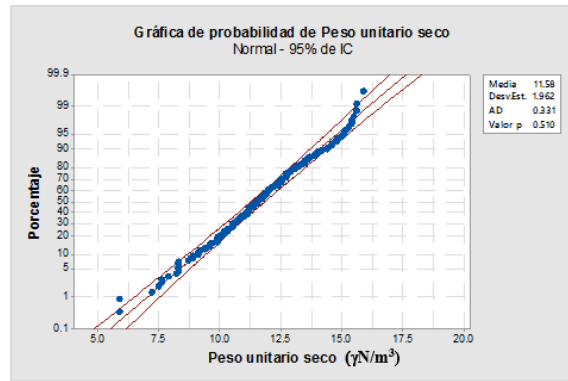


Figura 18. Gráfica de probabilidad para el peso unitario seco

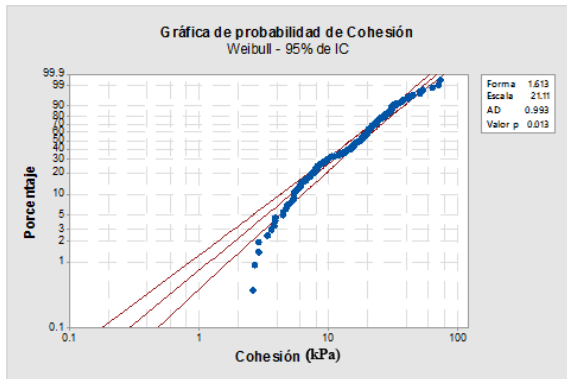


Figura 19. Gráfica de probabilidad para la cohesión

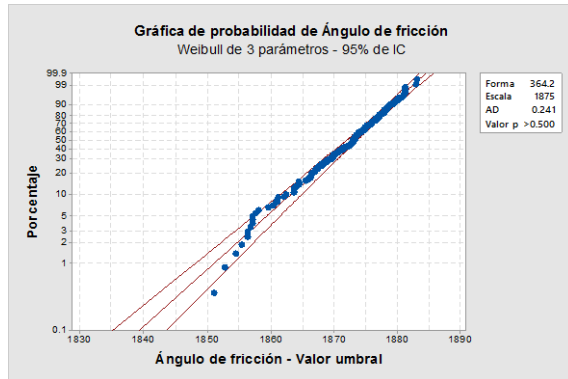


Figura 20. Gráfica de probabilidad para el ángulo de fricción

A continuación se presenta la distribución de probabilidad y el respectivo ajuste para cada parámetro geomecánico de cada formación geológica; gráficamente se puede apreciar como los resultados obtenidos para el peso unitario húmedo y seco se ajustan bastante bien a la función de distribución normal, por otra parte la cohesión y ángulo de fricción presenta una distribución Weibull.

Los histogramas pueden ayudar a visualizar la distribución de los datos de la muestra, permitirán resaltar la tendencia central de los datos de la población analizada, enfatizando en la variabilidad de los mismos y determinar la simetría o asimetría de la muestra.

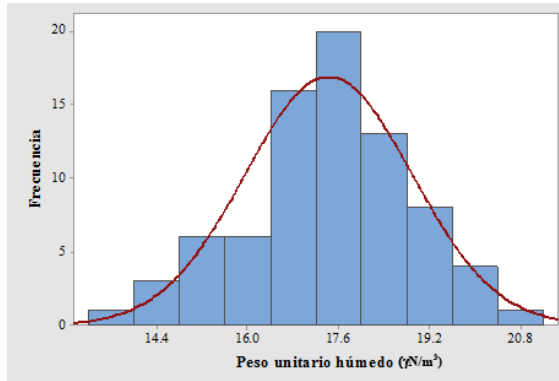


Figura 21 Distribución de función de probabilidad normal para el peso unitario húmedo (Depósito de vertiente).

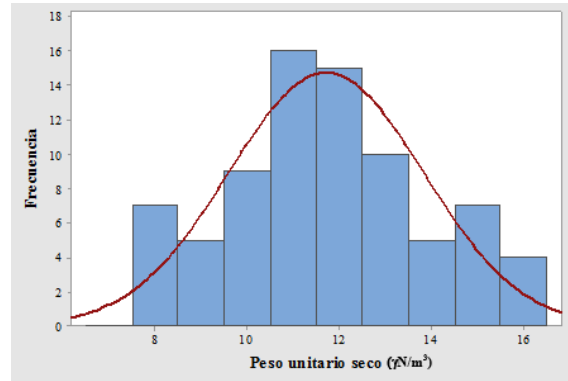


Figura 22 Distribución de función de probabilidad normal para el peso unitario seco (Depósito de vertiente).

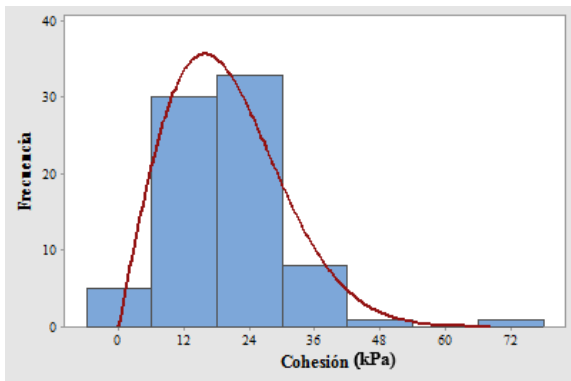


Figura 23 Distribución de función de probabilidad Weibull para la cohesión (Depósito de vertiente)

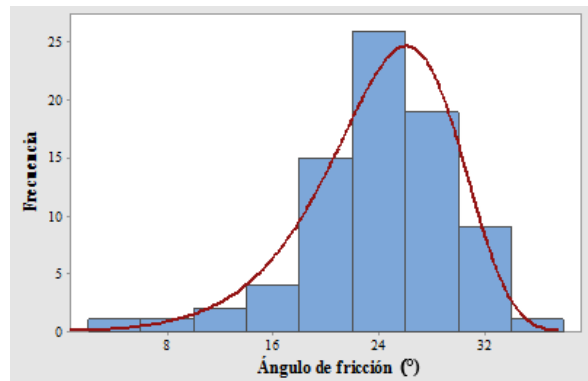


Figura 24 Distribución de función de probabilidad Weibull para el ángulo de fricción (Depósito de vertiente)

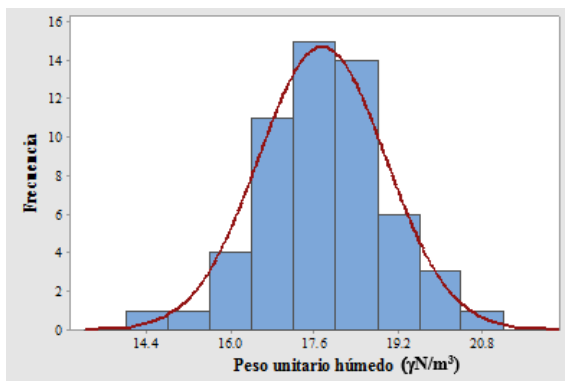


Figura 25 Distribución de función de probabilidad normal para el peso unitario húmedo (Suelo residual de Dunita)

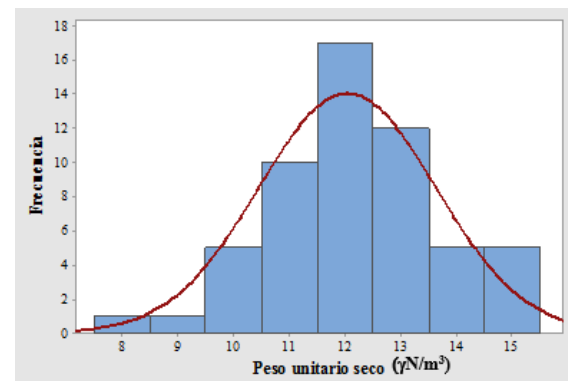


Figura 26 Distribución de función de probabilidad normal para el peso unitario seco (Suelo residual de Dunita)

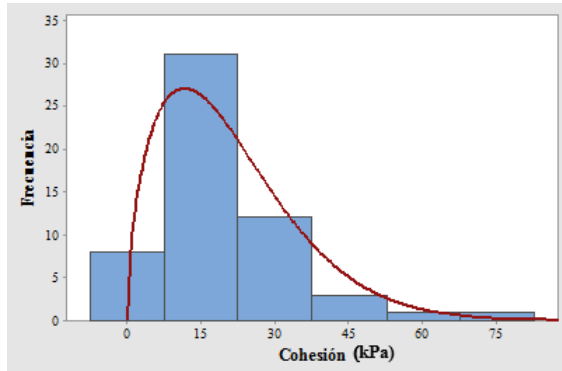


Figura 27 Distribución de función de probabilidad Weibull para la cohesión (Suelo residual de Dunita)

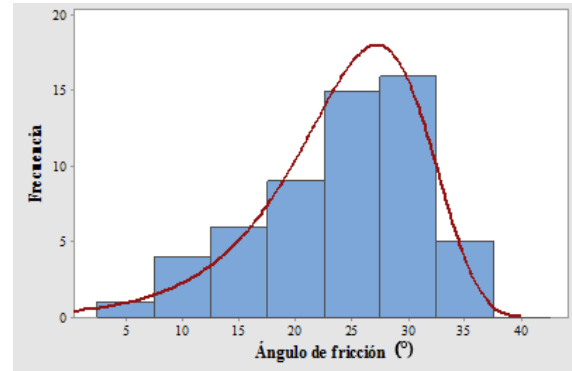


Figura 28 Distribución de función de probabilidad Weibull para el ángulo de fricción (Suelo Residual de Dunita)

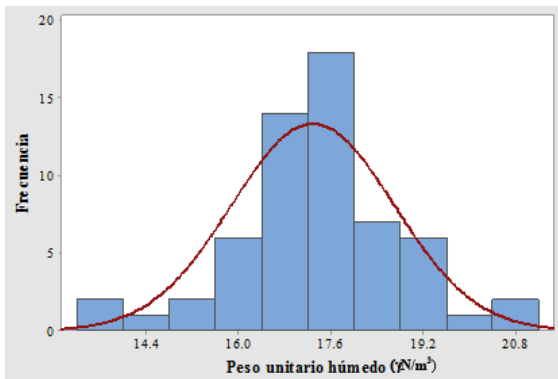


Figura 29 Distribución de función de probabilidad normal para el peso unitario húmedo (Saprolito de Dunita)

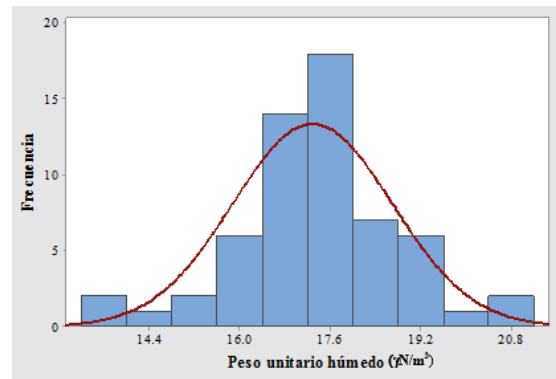


Figura 30 Distribución de función de probabilidad normal para el peso unitario seco (Saprolito de Dunita)

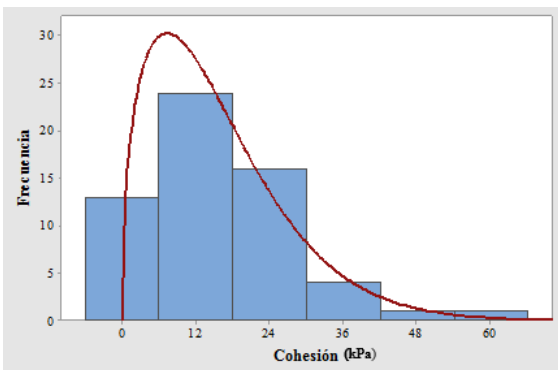


Figura 31 Distribución de función de probabilidad Weibull para la cohesión (Saprolito de Dunita)

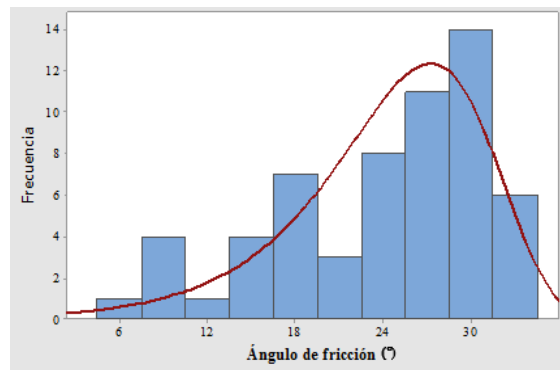


Figura 32 Distribución de función de probabilidad Weibull para el ángulo de fricción (Saprolito de Dunita)

5.4.2 Prueba de hipótesis

Para determinar si hay diferencias estadísticamente significativas entre los parámetros de resistencia de los diferentes suelos se realizó un análisis ANOVA unidireccional para las medias de las tres poblaciones, mediante una prueba de hipótesis tipo p, con el fin de comparar las poblaciones las medias del peso unitario, ángulo de fricción y cohesión. Se planteó como hipótesis nula que las medias de las diferentes formaciones fueran iguales y como hipótesis alternativa que fueran diferentes.

A continuación se presentan los resultados de las prueba de hipótesis, por medio de las cuales se pudo determinar la existencia o no de a diferencias significativas entre las medias de los valores de las propiedades geomecánicas de los suelos que se están analizando.

En primer lugar se realizó un análisis de las medias y de la dispersión de los valores de cada variable para el depósito de vertiente, el suelo residual y el saprolito, en la Tabla 3, Tabla 5, Tabla 7 y Tabla 9 se presenta el tamaño de la población, la medida donde se encuentra el centro de su distribución (media), la desviación estándar y finalmente el intervalo de confianza para un nivel de significancia del 0.05

Tabla 3. Estadísticos descriptivos del peso unitario húmedo para cada formación

Factor	n	Media (μ) (kN/m ³)	Desviación estándar (σ) (kN/m ³)	Intervalo de confianza de 95% (kN/m ³)
Depósito de vertiente	78	17.42	1.47	(17.12, 17.73)
Suelo residual de Dunita	56	17.74	1.21	(17.38, 18.11)
Saprolito de Dunita	59	17.29	1.41	(16.93, 17.64)

En la Tabla 4, Tabla 6, Tabla 8 y Tabla 10 se presentan los resultados de la prueba de hipótesis, por medio de la cual se pudo determinar que no existe una diferencia significativa entre las medias de los pesos unitarios húmedos, secos y el ángulo de fricción de las tres formaciones, empleando un nivel de confianza del 95% e igualdad de varianzas para el análisis, dado que el valor p de la prueba ANOVA es mayor que el nivel de significancia, mientras que para la cohesión se obtiene un valor p para el ANOVA de 0.04, luego se concluye que hay diferencias significativas en el valor de la cohesión entre las tres formaciones.

Tabla 4 Prueba de hipótesis tipo p para el peso unitario húmedo (nivel de confianza 95%)

Hipótesis nula	$H_0: \mu_1 = \mu_2 = \mu_3$
Hipótesis alternativa	$H_1: \mu_1 \neq \mu_2 \neq \mu_3$
Estadístico de prueba	1.67
Prueba P	0.19
Conclusión	Dado que $P > 0.05$, Se acepta la H_0 , por lo tanto $\mu_1 = \mu_2 = \mu_3$

Tabla 5. Estadísticos descriptivos del peso unitario seco para cada formación

Factor	n	Media (μ) (kN/m ³)	Desviación estándar (σ) (kN/m ³)	Intervalo de confianza de 95%
Depósito de vertiente	78	11.72	2.11	(11.29, 12.15)
Suelo residual de Dunita	56	12.04	1.59	(11.53, 12.55)
Saprolito de Dunita	59	10.96	1.95	(10.46, 11.45)

Tabla 6 Prueba de hipótesis tipo p para el peso unitario seco (nivel de confianza 95%)

Hipótesis nula	$H_0: \mu_1 = \mu_2 = \mu_3$
----------------	------------------------------

Hipótesis alternativa	$H_1: \mu_1 \neq \mu_2 \neq \mu_3$
Estadístico de prueba	4.92
Prueba P	0.08
Conclusión	Dado que $P > 0.05$, Se acepta la H_0 , por lo tanto $\mu_1 = \mu_2 = \mu_3$

Tabla 7. Estadísticos descriptivos de la cohesión para cada formación

Factor	n	Media (μ) (kPa)	Desviación estándar (σ) (kPa)	Intervalo de confianza de 95%
Depósito de vertiente	78	19.91	10.42	(17.16, 22.65)
Suelo residual de Dunita	56	20.76	14.66	(17.52, 24.00)
Saprolito de Dunita	59	15.56	12.11	(12.41, 18.72)

Tabla 8 Prueba de hipótesis para la cohesión (nivel de confianza 95%)

Hipótesis nula	$H_0: \mu_1 = \mu_2 = \mu_3$
Hipótesis alternativa	$H_1: \mu_1 \neq \mu_2 \neq \mu_3$
Estadístico de prueba	3.08
Prueba P	0.04
Conclusión	Dado que $P < 0,05$, Se rechaza la H_0 , por lo tanto $\mu_1 \neq \mu_2 \neq \mu_3$

Tabla 9. Estadísticos descriptivos del ángulo de fricción para cada formación

Factor	n	Media (μ) ($^\circ$)	Desviación estándar (σ) ($^\circ$)	Intervalo de confianza de 95%
Depósito de vertiente	78	24.11	5.52	(22.64, 25.56)
Suelo residual de Dunita	56	23.86	7.37	(22.13, 25.60)
Saprolito de Dunita	59	24.04	7.07	(22.35, 25.73)

Tabla 10 Prueba de hipótesis para el ángulo de fricción (nivel de confianza 95%)

Hipótesis nula	$H_0: \mu_1 = \mu_2 = \mu_3$
Hipótesis alternativa	$H_1: \mu_1 \neq \mu_2 \neq \mu_3$
Estadístico de prueba	0.02
Prueba P	0.98
Conclusión	Dado que $P > 0,05$, Se acepta la H_0 , por lo tanto $\mu_1 = \mu_2 = \mu_3$

6. PRECIPITACIÓN

Con el fin de poder realizar una adecuada caracterización hidrológica de la zona de estudio se llevaron a cabo diferentes procedimientos, los cuales tienen como principio fundamental el procesamiento de los datos de precipitación de la estación Villa Hermosa, proporcionados por el Departamento de Hidrometría e Instrumentación de las Empresas Públicas de Medellín. Dicha estación cuenta con 67 años de registros que inician en el mes de julio de 1948 y finalizan en el mes de julio de 2015.

En la Figura 33 se muestra el ciclo anual promedio de precipitación mensual; donde las líneas verticales en cada uno de los puntos representan el error estándar con respecto a la media, además es posible identificar dos picos anuales, que corresponden a los meses de mayo y octubre, meses con precipitaciones promedio mayores a 180 mm.

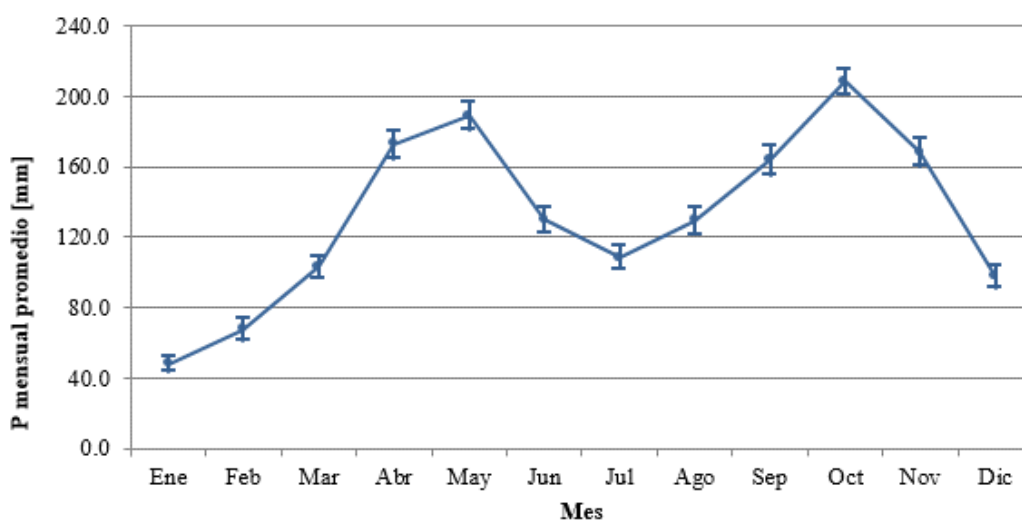


Figura 33. Ciclo anual promedio de precipitación mensual para el periodo comprendido entre los años 1948 y 2015.

En la Figura 34 se presentan los valores de precipitación promedio diarios, en cuyo cálculo se tuvieron en cuenta los días de precipitación cero, durante el periodo comprendido entre los años 1948 y 2015, con dos picos notorios, uno en los primeros meses del año y el siguiente, finalizando el año. Con esta gráfica se pueden obtener los valores máximos y mínimos de los promedios diarios, por lo cual puede concluirse que el máximo valor de precipitación se ha presentado entre los meses de octubre y noviembre y el mínimo al inicio del año.

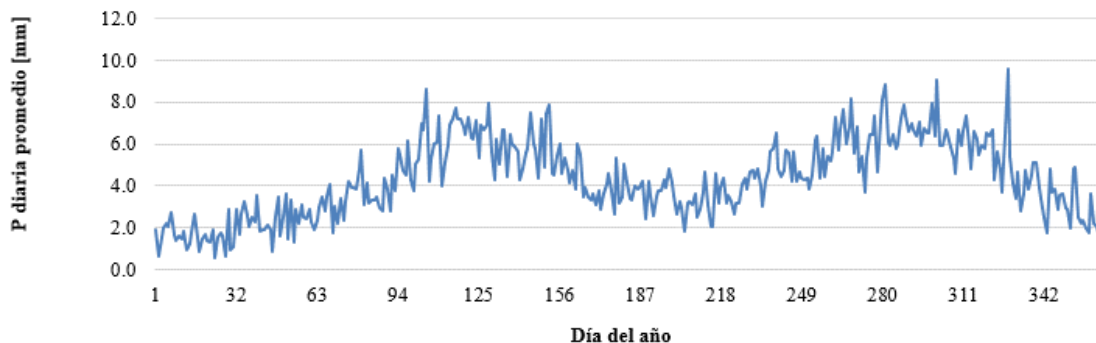


Figura 34. Ciclo anual - resolución diaria en el periodo comprendido entre los años 1948 y 2015.

En el análisis de umbrales de deslizamientos detonados por precipitaciones, a partir de un estudio previamente realizado por Aristizábal, Gamboa y Leoz (2010) donde se presenta un modelo conceptual del sistema de alerta temprana por movimientos en masa en el cual se propone la existencia de cuatro regiones de lluvias antecedentes para movimientos en masa con un radio de búsqueda de estaciones de 6 km. Para cada estación se presenta una caracterización en cuanto a los niveles de lluvias, información con la cual les fueron asignados colores que representan estados de alerta de acuerdo con los niveles definidos por el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales de Colombia – IDEAM. En la Figura 35 se presenta un gráfico y a su vez una descripción de lo mencionado.

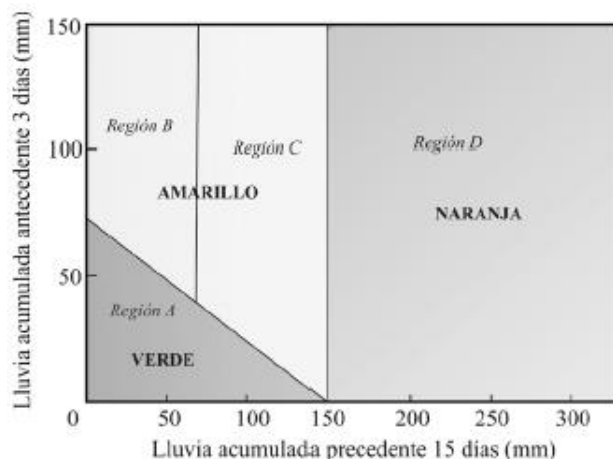


Figura 35. Umbrales de lluvia empíricos tomado de Aristizábal et al. (2010)

La región A esta caracterizada por niveles bajos de lluvia, donde se presentan el 25% de los eventos, los cuales están asociados a condiciones diferentes a la lluvia antecedente, como intervención antrópica. A dicha zona le fue asignado el color verde o estado sin alteración, aunque no presenta un alto riesgo de ocurrencia, se requiere verificación periódica de laderas y drenajes que permitan tomar acciones preventivas ante la evolución de un evento.

En la región B se localizan escasos movimientos en masa y condiciones de baja humedad en el suelo y fuertes aguaceros aislados que posiblemente no alcanzan a desatar movimientos en masa. La región C corresponde a una lluvia acumulada antecedente de 15 días entre 70 mm y 150 mm, donde ocurren el 20% de los eventos. A estas regiones fue asignado el color amarillo o estado de preparación, donde se emiten boletines con la formación progresiva de condiciones de susceptibilidad suficientes para que ocurra un evento, por lo cual se debe aumentar el seguimiento e inspección de sectores críticos.

La región D corresponde a una lluvia acumulada de 15 días de mayor de 150 mm, donde ocurre el 55% de los eventos. A dicha zona se le asignó el color naranja o estado de disposición, donde se emiten avisos, que exigen una disposición de 24 horas de acuerdo con los organismos de prevención de desastres, también preparar alistamiento de recursos y definición de un sistema de seguimiento en campo constante de los sectores más críticos.

Se determinó un estado de alerta denominado con el color rojo o estado de atención, el cual no corresponde a una zona determinada. Este estado representa que el evento ya ocurrió, está en evolución o es inminente su ocurrencia, por lo cual se emiten alertas.

Con los datos de precipitación diaria obtenidos de la estación Planta Villa Hermosa para el periodo comprendido entre los años 1948 y 2015 se realizó el cálculo de la precipitación de los 3 y 15 días antecedentes. Posteriormente se clasificó cada uno de estos eventos en alerta verde, amarilla o naranja según la gráfica de la Figura 35.

De los datos analizados, un 82% presenta alerta VERDE que corresponde a una zona sin alteración; 11 % presenta alerta AMARILLO-C que corresponde a un estado de preparación; 5% presenta alerta NARANJA que corresponde a un estado de disposición; y finalmente un 2% presenta alerta AMARILLO-B que corresponde a un estado de preparación. En la Figura 36 se muestra lo anteriormente mencionado.

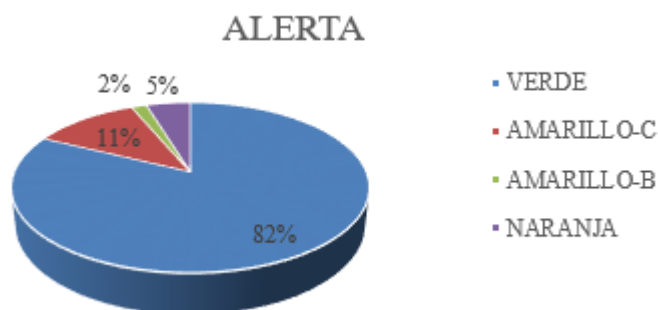


Figura 36. Resumen porcentual del tipo de alerta para el periodo comprendido entre los años 1948 y 2015.

6.1 EVENTO DE PRECIPITACIÓN ANALIZADO

Dentro de los registros históricos de deslizamientos en el Valle de Aburrá presentados en la base de datos Corporación OSSO y la publicación de EL COLOMBIANO S.A. & CIA. (2010), se seleccionó para el análisis el desastre ocurrido el día 13 de noviembre de 2010 en Villa Tina, zona urbana de la ciudad de Medellín, debido a que está localizada en la misma zona donde se localiza la estación planta Villa Hermosa que se viene analizando. En la zona se presentó un movimiento en masa el cual fue detonado por altas precipitaciones acumuladas en los días antecedentes DESINVENTAR y que tuvo como resultado la muerte de una persona, 1 persona herida, 1 vivienda destruida y 2 viviendas más afectadas.

A continuación se presentan los datos de precipitaciones diarias de los 18 días antecedentes al evento, que de acuerdo con la información documentada son la causa del movimiento en masa.

Tabla 11. Precipitación diaria en mm de los 18 días antecedentes al movimiento en masa del día 13 de noviembre de 2010

.Evento De Análisis	
Fecha	P diaria (mm)
27/10/2010	3.31
28/10/2010	41.91
29/10/2010	14.22
30/10/2010	0.25
31/10/2010	19.31
1/11/2010	13.21

.Evento De Análisis	
Fecha	P diaria (mm)
2/11/2010	28.95
3/11/2010	4.07
4/11/2010	0.25
5/11/2010	0.25
6/11/2010	17.02
7/11/2010	26.16
8/11/2010	35.06
9/11/2010	5.08
10/11/2010	7.11
11/11/2010	3.55
12/11/2010	42.42
13/11/2010	34.29

Como se observa en la Tabla 11 en algunos días la precipitación fue baja, sin embargo en estos 18 días se reportan altos valores de precipitación durante hasta tres (3) días consecutivos, lo cual evidencia las causas del movimiento en masa que se desarrolló en la zona.

Con el fin de evaluar la probabilidad de excedencia del umbral de alerta del por lluvias (Figura 35) se realizó una análisis de frecuencia de los datos, donde se seleccionaron las series de lluvia de 18 días que superan el umbral, se seleccionaron los máximos anuales y con estos resultados se determinó la probabilidad de recurrencia para diferentes periodos de retorno e intervalos de confianza de acuerdo con las funciones de distribución propuesta por Gumbel, Log- Normal y Frechet (Tabla 13).

A continuación se presentan los resultados para distribución de probabilidad mencionada previamente

Tabla 12. Parámetros estadísticas para las FDP

P 18 días (mm)		LN(P 18 días) (mm)	
μ	215.17	μ	5.35
σ	44.57	σ	0.20
n	68	n	68

Tabla 13. Probabilidad de excedencia para superar los umbrales de lluvia acumulada de 18 días.

FDP	T_r (años)	K_T	P máx (T_r) mm	Intervalos de confianza (95%)	
Gumbel	2.33	0.00	215.22	204.62	225.82
	5	0.72	247.23	230.86	263.60
	10	1.30	273.31	251.19	295.42
	25	2.04	306.25	276.44	336.07
	50	2.59	330.69	295.01	366.37

FDP	T_r (años)	K_T	P máx (T_r) mm	Intervalos de confianza (95%)	
	100	3.14	354.96	313.39	396.52
	500	4.39	411.02	355.72	466.32
Log-Normal (campo logarítmico)	2.33	0.18	218.60	208.17	229.55
	5	0.84	250.19	236.46	264.70
	10	1.28	273.69	256.36	292.19
	25	1.75	301.23	278.86	325.39
	50	2.05	320.24	294.03	348.80
	100	2.33	339.07	308.82	372.29
	500	2.88	379.34	339.82	423.46
Frechet	2.33	0.00	210.83	200.84	221.31
	5	0.72	244.11	226.48	263.11
	10	1.30	275.06	248.57	304.37
	25	2.04	319.84	279.03	366.63
	50	2.59	357.71	303.80	421.19
	100	3.14	399.74	330.47	483.52
	500	4.39	516.71	401.14	665.57

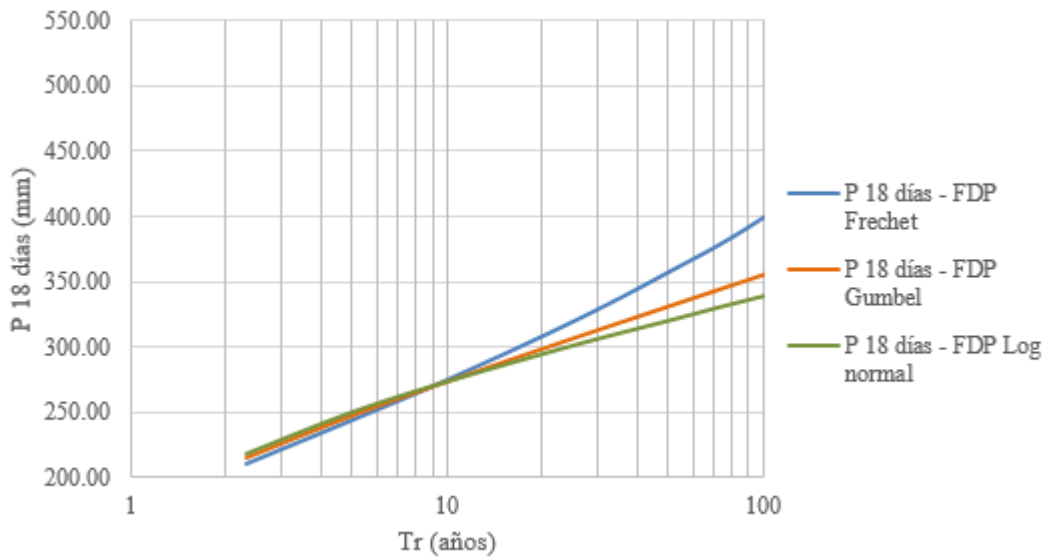


Figura 37. Probabilidad de excedencia del evento para diferentes periodos de retorno y diferentes FDP.

De acuerdo con lo anterior es posible afirmar que el evento de análisis reportado en el capítulo 3.1.6 cuya precipitación acumulada en los 18 días es de 296.4mm tiene un periodo de retorno de aproximadamente 20 años, por tanto la probabilidad de que el evento sea excedido es del 5%.

7. INFILTRACIÓN

En el estudio de los procesos de infiltración, un problema particular consiste en determinar la variación de la capacidad de infiltración del suelo, la variación del frente húmedo y la succión del suelo, ocurridos durante un aguacero o durante un evento de lluvia pues esto a su vez influyen en la magnitud de las crecientes asociadas a dicho evento.

Este capítulo está orientado al estudio del flujo a través del suelo por procesos de infiltración sobre las formaciones de la zona de estudio, determinando los factores que controlan los procesos de infiltración y el avance del frente húmedo, mediante la elaboración de modelos, o la verificación de modelos existentes, que describan tales procesos y que posibiliten su acoplamiento en la simulación hidrológica.

A continuación se presentan los resultados obtenidos para los ensayos de capacidad de infiltración realizados en la zona de estudio, la obtención de los parámetros del suelo a partir de muestras de campo, las curvas características, la determinación de los parámetros de ajuste para cada uno de los modelos, la simulación y caracterización de los eventos de precipitación y los resultados obtenidos mediante la modelación de la infiltración de dicha lámina de agua en el suelo en las formaciones de la zona de estudios.

7.1 TOMA DE MUESTRA

Dadas las características experimentales del estudio se efectuaron diversos trabajos de campo como de laboratorio, para ello se realizó un proceso de muestreo en campo de las formaciones caracterizadas previamente.

Se tomó una muestra inalterada tipo cajón para cada formación: depósitos de vertiente (Figura 40), suelo residual (Figura 38) y saprolito de la Dunita de Medellín (Figura 39), las cuales fueron extraídas en la ladera oriental del valle del Aburra, enmarcada entre los barrios Llanaditas y Pan de Azúcar, en la Tabla 14 se presentan las coordenadas de las muestras inalteradas.

Tabla 14 Localización de la toma de muestra inalterada tipo cajón

Muestra	Coordenadas Este	Coordenadas Norte
Cajón 3	838447	1183476
Cajón 4	838595	1184028
Cajón 5	838395	1183944



Figura 38 Toma de muestra inalterada, Cajón 3-suelo residual de Dunita



Figura 39 Toma de muestra inalterada, Cajón 4-saprolito de Dunita



Figura 40 Toma de muestra inalterada, Cajón 5-depósito de vertiente.

7.2 ENSAYOS DE CAMPO Y DE LABORATORIO

Se realizaron tres ensayos de infiltración en el campo con un infiltrómetro de doble anillo (sin norma), uno para cada formación, el ensayo consiste en saturar una porción de suelo limitada por dos anillos concéntricos para a continuación medir la variación del nivel del agua en el cilindro interior, tal como se observa en la Figura 41.

Mediante esta prueba se determinará la tasa de infiltración que es la velocidad con la que el agua penetra en el suelo a través de su superficie, se expresa en mm/min y su valor máximo coincide con la conductividad hidráulica del suelo saturado.

A continuación se presentan las medidas obtenidas durante el ensayo realizado para cada tipo de suelo, donde se incluye además el cálculo de la tasa de infiltración. Las lecturas se tomaron hasta que el nivel del agua se estabilizó y no se reportó variación del nivel del agua con el tiempo.



Figura 41 Ensayo de infiltración con anillo doble

Tabla 15 Ensayo de infiltración con anillo doble para el suelo residual

Lectura	Tiempo (min)	Nivel del agua (cm)	Cantidad de agua infiltrada (mm)	Tasa de infiltración (mm/min)
1	0	75.3	0	
2	5	74.5	8	1.60
3	10	73.8	7	1.40
4	15	73.2	6	1.20
5	20	72.6	6	1.20
6	25	72	6	1.20
7	30	71.5	5	1.00
8	35	71	5	1.00
9	40	70.5	5	1.00
10	45	70.1	4	0.80
11	50	69.7	4	0.80
12	55	69.3	4	0.80

Tabla 16 Ensayo de infiltración con anillo doble para el saprolito

Lectura	Tiempo (min)	Nivel del agua (cm)	Cantidad de agua infiltrada (mm)	Tasa de infiltración (mm/min)
1	0	140	0	
2	5	140.6	6	1.20
3	10	141.1	5	1.00
4	15	141.5	4	0.80
5	20	141.9	4	0.80
6	25	142.3	4	0.80
7	30	142.7	4	0.80
8	35	143.1	4	0.80
9	40	143.6	5	0.80

Tabla 17 Ensayo de infiltración con anillo doble para el depósito de vertiente

Lectura	Tiempo (min)	Nivel del agua (cm)	Cantidad de agua infiltrada (mm)	Tasa de infiltración (mm/min)
1	0	86.4	0	
2	5	85.7	7	1.40
3	10	85.5	2	0.40
4	15	85.3	2	0.40
5	20	85.2	1	0.20
6	25	85.1	1	0.20
7	30	85	1	0.20
8	35	84.9	1	0.20

Los resultados obtenidos en las Tabla 15, Tabla 16 y Tabla 17, permitieron determinar la permeabilidad de los suelos objeto de estudio, que para el caso de los suelos derivados de la Dunita de Medellín, suelo residual y saprolito fue de 0.8 mm/min, el depósito de vertiente se encuentra caracterizado con una permeabilidad mucho menor, de 0.2 mm/min.

Además se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio:

- Ensayos de contenido de humedad natural según la norma INVE-122
- Gravedad específica de lo sólidos según la norma INVE-128
- Límites de consistencia según la norma INVE-125 y 126
- Granulometría por tamizado según la norma INVE-123
- Ensayo de corte directo, modalidad consolidado drenado según la norma INVE-154
- Ensayos de succión por el método del papel filtro según la norma INVE-157

En la Tabla 18 se presentan los resultados de la clasificación y caracterización mecánica de las muestras llevadas al laboratorio.

Tabla 18 Resultados de ensayos de laboratorio (caracterización de las muestras)

Identificación	LL	LP	IP	$\omega\%$	γ^h (kN/m ³)	γ^d (kN/m ³)	ϕ (°)	C (kPa)	Gs	No.200	S.C.U.S
MP-C3	67	51.2	15.7						3.21	80	MH
MP-C3 saturado				37	16.8	12.3	47.7	27.5			
MP-C3				31	16.8	12.3	55.9	10.9			
MP-C3 seco				32	15.9	11.7	32.8	19.8			
MP-C4	67	53.1	14.1						3.32	80	MH
MP-C4 saturado				53	16.6	10.9	30.2	66.4			
MP-C4				47	16.7	11.1	38.5	14.8			
MP-C4 seco				45	15.2	10.5	36.1	21			
MP-C5	96	77.1	19.2						2.62	64	MH
MP-C5 saturado				57	14.8	9.4	26.4	11.7			
MP-C5				55	14.8	9.4	24.7	29.2			
MP-C5 seco				52	12.1	7.9	35.8	31.1			

A continuación se presentara de manera más detallada el ensayo de succión con papel filtro, desde la preparación de la muestra hasta la generación de las curvas características para cada tipo de suelo.

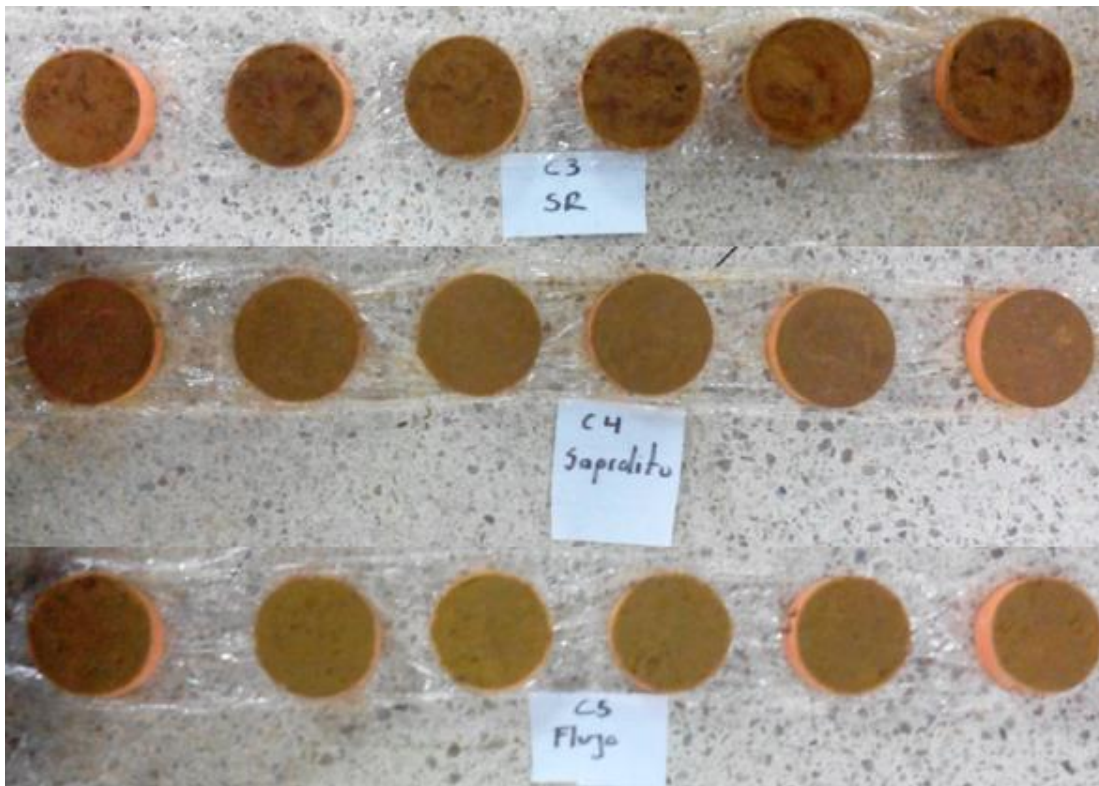


Figura 42 Preparación de muestras para ensayo de succión.



Figura 43 Montaje del ensayo de succión.

Se elaboraron las curvas características y se evaluó el ajuste de estos datos a las curvas teóricas presentadas en la literatura por Leong y Rahardjo (1997) y Tinjum, Benson y Blotz, (1997). Para cada formación se realizaron tres ensayos, a continuación se presenta uno de los ajustes para cada formación:

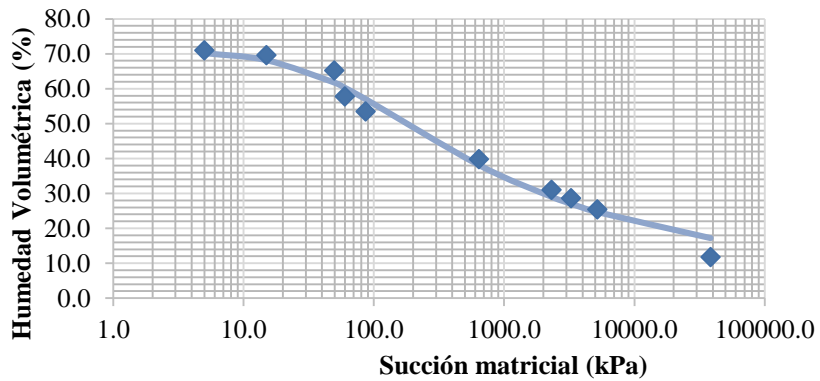


Figura 44 Curva característica, suelo residual, C3-2.

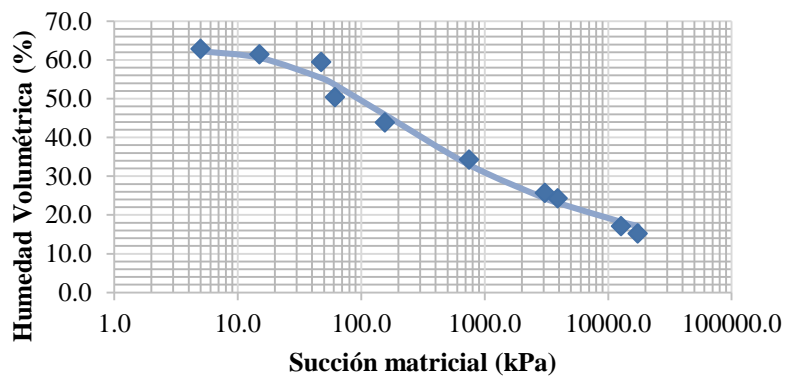


Figura 45 Curva característica, saprolito, C4-1.

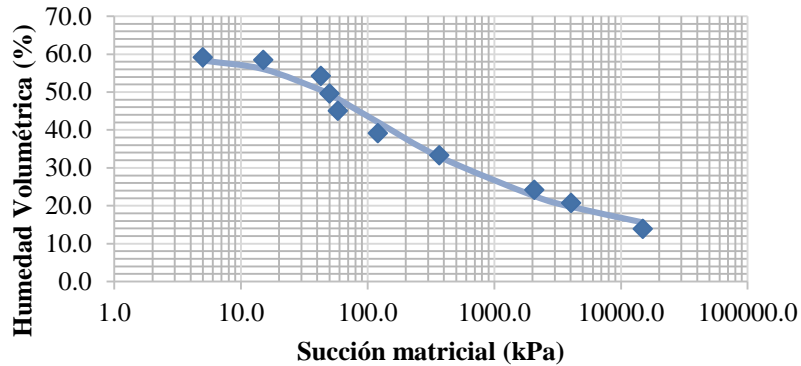


Figura 46 Curva característica, depósito de vertiente, C5-3.

Los resultados anteriores indican una distribución bimodales lo que podría representar un arreglo de partículas gruesas con tamaños considerablemente superiores a los granos más finos de tal modo que los granos finos no alcancen a llenar completamente los vacíos formados por los granos gruesos, dando origen a dos tamaños de poros dominantes, macro poros y micro poros, (Otálvaro y Cordão-Neto, 2011)

También es posible afirmar que el carácter bimodal de la distribución poros y el tamaño de los macro poros se va reduciendo conforme se incrementa la humedad, permitiendo trabajar con el primer modo de manera que se eviten problemas de ajustes de las curvas, considerando la dificultad de mover agua en ese rango.

Estos resultados representan además el comportamiento hidromecánico del suelo tal como la resistencia al corte, de manera que el efecto del agua produce un incremento en la presión de poros y disminuye la resistencia al cortante.

7.3 CUANTIFICACIÓN DE LA INFILTRACIÓN

Una vez se caracterizó la precipitación mediante las metodologías presentadas en el capítulo 3 y se escogió el evento mediante el cual se planea hacer la validación, fue necesario cuantificar el fenómeno de infiltración, para ello se emplearon tres modelos, que se desarrollan a continuación.

En general el proceso de infiltración en los suelos es un proceso muy complejo en el cual influyen no solo las características propias del suelo tales como tipo de suelo, granulometría, textura y estructura, grado de compactación y alteración, grado de humedad, características químicas y condiciones de frontera entre otros, las cuales influyen de manera determinante en el proceso de infiltración o de movimiento del agua en el suelo.

Es por ello que para simular el proceso de precipitación - escorrentía es fundamental conocer los procesos de infiltración y poder estimar así las cantidades de lluvia disponibles para escurrir por la superficie o la capacidad de infiltrarse en el suelo.

7.3.1 Modelo de Infiltración de Horton

Este modelo depende principalmente de la tasa de infiltración en función del tiempo (Chow et al., 1994).

La curva obtenida en el ensayo de infiltración de anillo doble fue ajustada a la ecuación de Horton, con el fin de obtener los resultados para cada horizonte de suelo presente en la zona y así realizar un análisis para el suelo residual, saprolito y depósito de vertiente por separado. A continuación se presentan las gráficas de la tasa de infiltración con variación de tiempo, esto para cada suelo.

Se presenta una línea de color azul, la cual corresponde al ensayo medido en campo y una línea roja que corresponde al ajuste mediante el modelo de Horton.

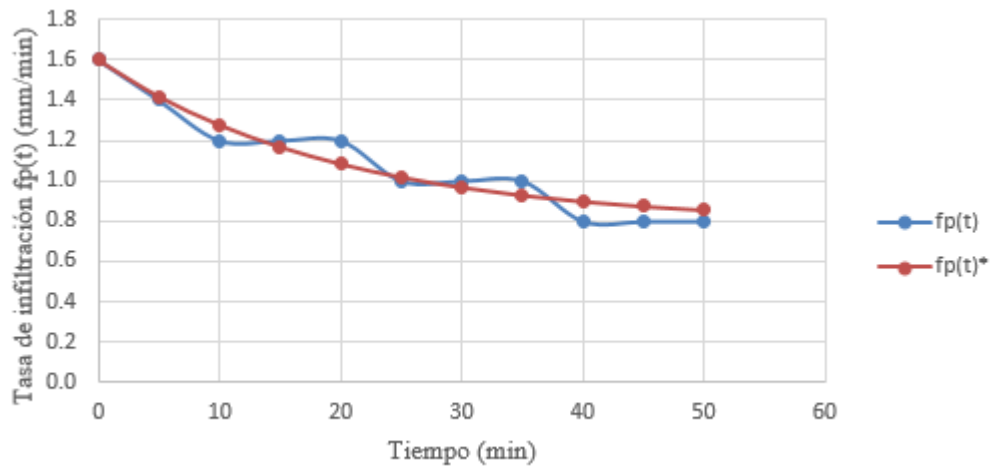


Figura 47. Tasa de infiltración medida en campo y ajustada mediante modelo de Horton para el suelo residual.

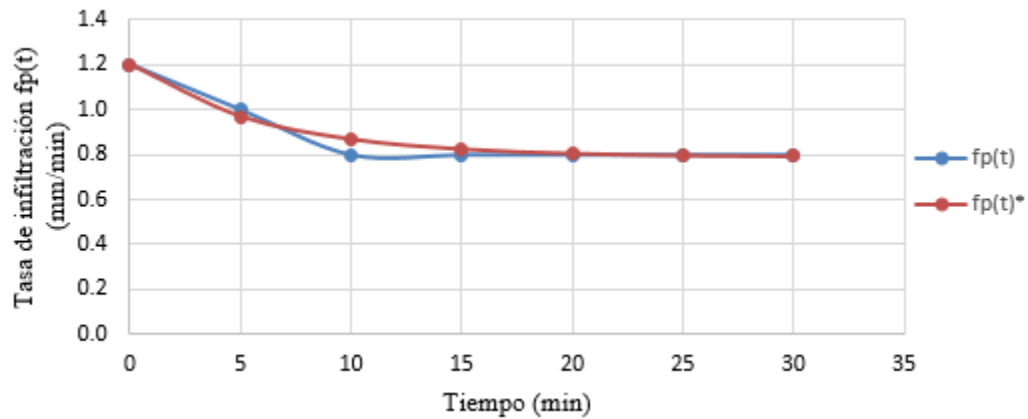


Figura 48. Tasa de infiltración medida en campo y ajustada mediante modelo de Horton para el saprolito.

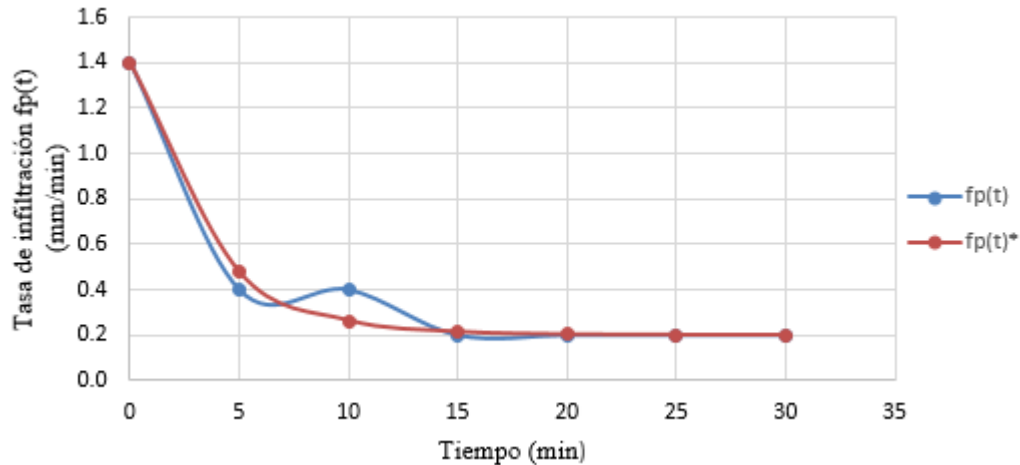


Figura 49. Tasa de infiltración medida en campo y ajustada mediante modelo de Horton para el depósito de vertiente.

Para el análisis de infiltración con el ajuste realizado por medio del modelo de Horton se realizó una comparación entre la intensidad de la precipitación y la capacidad de infiltración del suelo. Para garantizar la obtención de resultados más precisos se calcularon las intensidades de precipitación durante el evento para intervalos de 10 minutos.

Mediante este modelo se obtuvo una infiltración de 294.5 mm para el suelo residual y el saprolito de Dunita mientras que para el depósito de vertiente fue de 212.1 mm. Es evidente que las intensidades de precipitación son inferiores que la capacidad de infiltración en la mayoría de los intervalos de tiempo analizado, entonces para cada intensidad de precipitación menor a la capacidad de infiltración, la infiltración real será igual a la intensidad de precipitación; y en caso contrario la infiltración real será igual a la capacidad de infiltración obtenida mediante el modelo de Horton

7.3.2 Modelo de Infiltración Número de curva

Como se muestra en la Figura 54, el área de estudio se divide en dos zonas principales según el uso del suelo, la zona 1 corresponde a la combinación de pastos y bosques con condición hidrológica regular, mientras que la zona 2 corresponde áreas residenciales con lotes de 506 m² o menos con el 65% de áreas impermeables.

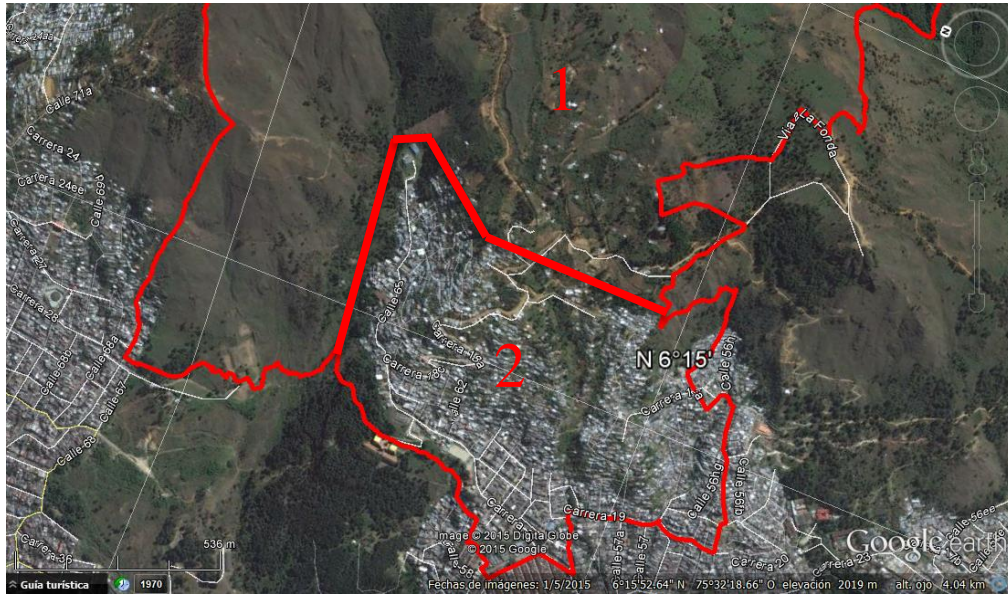


Figura 50. Usos del suelo. Elaboración propia.

El método del número de curva depende del tipo de suelo, tipo de tratamiento superficial presente, condición hidrológica y de su humedad antecedente, que puede relacionarse con su precipitación en los cinco días antecedentes y así se realizó un análisis de forma independiente para los suelos presentes y cada una de las zonas.

Para el análisis de la infiltración mediante el método del número de curva se presenta la precipitación del evento de análisis, considerando a su vez los cinco días antecedentes al evento, valores que corresponde a los días 22, 23, 24, 25 y 26 de octubre de 2010, para estos días se tiene una precipitación acumulada de 29.96 mm.

Se realizó un análisis de los resultados obtenidos en función de las diferentes pendientes, y se concluyó que no existe un cambio significativo, por tal motivo se adoptaron los resultados obtenidos para una pendiente de 10° , por resultar más conservador.

Luego en la zona de pastos y bosques se calculó una infiltración de 175.8 mm para el suelo residual y saprolito de dunita, mientras que para el depósito de vertiente fue de 126.5; por otro lado para la zona residencial se obtuvo una infiltración de 82.2mm en los suelos derivados de dunita, mientras que para el depósito de vertiente se obtuvieron valores de infiltración de 56.1 mm. Es claro que las zonas boscosas y cubiertas de pasto para los suelos derivados de dunita favorecen una infiltración mayor que para los depósitos de vertiente. En las zonas residenciales enmarcadas dentro de los depósitos de vertiente se favorece una escorrentía mayor que para el suelo residual y saprolito de dunita.

7.3.3 Modelo de Infiltración Green y Ampt

Para el desarrollo de esta metodología fue necesario realizar un ajuste mediante la ecuación de Brooks y Corey, que permite obtener los valores del índice de conexión de poros. Para determinar la infiltración se hace uso de la siguiente ecuación:

$$f(t) = K \left(\frac{\psi \Delta \theta}{F(t)} + 1 \right) \quad [30]$$

Donde,

$\Delta \theta$: cambio de humedad en el tiempo (inicia y final)

K: conductividad hidráulica (que varía con el tiempo)

F: lámina infiltrada hasta el tiempo t.

Ψ : cabeza de presión capilar.

En el modelo de Green y Ampt, cuando las tasas de precipitación son mayores a las tasas de infiltración de suelo comienza un fenómeno denominado encharcamiento, que llega a su fin en un intervalo de tiempo denominado tiempo de encharcamiento, para instantes de tiempo menores o iguales al tiempo de encharcamiento, la capacidad de infiltración del suelo es igual a la tasa de infiltración en condiciones saturadas; y para instantes de tiempo mayores se calcula según el modelo propuesto por Salvucci y Entekhabi (1994):

$$f(t) = K_h^* \left[0.707 \left(\frac{t_e + T^*}{t_e} \right)^{\frac{1}{2}} + 0.667 - 0.236 \left(\frac{t_e}{t_e + T^*} \right)^{\frac{1}{2}} - 0.138 \left(\frac{t_e}{t_e + T^*} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad [31]$$

Donde

K_h^* es la conductividad hidráulica saturada

t_e es el tiempo efectivo

T^* es el tiempo característico que depende del suelo y del contenido inicial de agua

En general con la metodología de Green y Ampt, se obtuvo un resultado de infiltración de 296.4mm y es claro que en la zona de estudio las tasas de precipitación para intervalos de 10 minutos son menores que la capacidad de infiltración en condiciones saturadas de los suelos.

Mediante las metodologías presentadas previamente se calculó la infiltración para un evento de 18 días, en la Tabla 19 se presenta la tasa de infiltración uniforme para el tiempo de análisis en cm/h.

Tabla 19. Tasa de infiltración uniforme

Método de infiltración	Tasa de infiltración (cm/h)	
	Suelo residual de Dunita	Depósito de vertiente
Numero de curva CN (zona 1)	0.041	0.029
Numero de curva CN (zona 2)	0.019	0.013
Horton	0.068	0.049
Green y Ampt	0.058	0.035

7.4 MODELACIÓN NUMÉRICA DE LA ECUACIÓN DE RICHARDS (SOFTWARE CHENFLO)

Para la modelación numérica de la ecuación de Richards, se empleara el modelo CHENFLO (EPA, 2003), en el cual se emplean métodos de diferencias finitas para aproximar la ecuación diferencial dada por la ecuación de Richards dada por la siguiente expresión (Montoya & Hidalgo, 2012):

$$\frac{\partial \theta}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[K(h) \left(\frac{\partial h}{\partial z} - \sin \alpha \right) \right] \quad [32]$$

$$C(h) \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[K(h) \left(\frac{\partial h}{\partial z} - \sin \alpha \right) \right] \quad [33]$$

Para hacer esto se hace una partición N de la profundidad del estrato(s) de suelo a simular de tamaño Δz en la columna de suelo como se muestra en la Figura 51. Las condiciones iniciales para la succión en todos los puntos de la partición espacial en el suelo a modelar se definen a partir de las condiciones de humedad inicial del suelo y del frente de humedad (succión igual a cero) para un $t=t_0$. Esto implica conocer la relación existente entre el potencial de succión y la humedad del suelo (curva característica) propia del tipo de suelo.

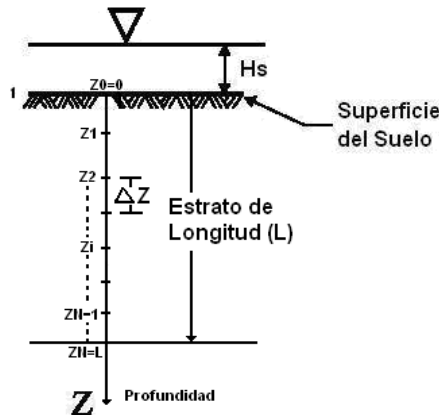


Figura 51. Esquema de la partición en diferencias finitas para el estrato de suelo. Tomado de (Montoya & Hidalgo, 2012).

Insertando estos valores en la ecuación en diferencias finitas se genera un sistema de ecuaciones (una ecuación por cada punto de la partición) que son resueltas de forma simultanea para determinar la succión del suelo en cada uno de los puntos de la partición para $t=t_0+\Delta t$. Los valores iniciales y los obtenidos son empleados para definir un segundo sistemas de ecuaciones que permiten determinar los resultados para $t = t_0+2\Delta t$. Este proceso se repite hasta que t_j es igual al tiempo total de simulación T.

La aproximación hacia atrás de Euler de la ecuación anterior puede escribirse como

$$\frac{\theta_{(z_i,t_{j+1})} - \theta_{(z_i,t_j)}}{t_{j+1} - t_j} = \frac{\partial}{\partial z} \left[K_{(z_i,t_{j+1})}(h) \left(\frac{\partial h_{(z_i,t_{j+1})}}{\partial z} - \sin \alpha \right) \right] \quad [34]$$

Donde $z_i, i= 1,2,3,\dots,N$ representan los puntos de la partición en el espacio y $t_j, j=0,1,2,3 \dots T$ representan los valores incrementales en el tiempo.

Este es una problema no lineal en el cual la conductividad hidráulica depende de la succión o del contenido de humedad (curva característica) en el tiempo t_{j+1} el cual es desconocido cuando se aplica esta ecuación.

Empleado la metodología presentada por Celia y Bouloutas (1990), este problema es resuelto empleando una esquema de iteración de Picard como se muestra a continuación,

$$\frac{\theta^{m+1}(z_i, t_{j+1}) - \theta(z_i, t_j)}{t_{j+1} - t_j} = \frac{\partial}{\partial z} \left[\theta(z_i, t_{j+1})^m \left(\frac{\partial h^{m+1}(z_i, t_{j+1})}{\partial z} - \sin \alpha \right) \right] \quad [35]$$

Donde m representa el número de iteración para el paso de tiempo actual. El valor de conductividad hidráulica no saturada del lado derecho K es evaluada usando la iteración m cuando se resuelve para la iteración $m+1$. Las iteraciones para un paso de tiempo dado continúan hasta que las diferencias entre las iteraciones sean lo suficientemente pequeñas (de acuerdo a una tolerancia dada).

Ahora mediante series de Taylor expandiendo θ^{m+1} respecto a h se tiene lo siguiente

$$\begin{aligned} \theta^{m+1}(z_i, t_{j+1}) = \theta^m(z_i, t_{j+1}) + \frac{d\theta}{dh} \Big|_{z_{j+1}}^m (h^{m+1}(z_i, t_{j+1}) - h^m(z_i, t_{j+1})) \\ + \theta \left([h^{m+1}(z_i, t_{j+1}) - h^m(z_i, t_{j+1})]^2 \right) \end{aligned} \quad [36]$$

Reemplazando e ignorando los términos de segundo y mayor orden se obtiene lo siguiente,

$$\begin{aligned} 0 = \frac{C^m(z_i, t_{j+1})}{t_{j+1} - t_j} (h^{m+1}(z_i, t_{j+1}) - h^m(z_i, t_{j+1})) + \frac{\theta^m(z_i, t_{j+1}) - \theta(z_i, t_j)}{t_{j+1} - t_j} \\ - \frac{\partial}{\partial z} \left[k^m(z_i, t_{j+1}) \left(\frac{\partial h^{m+1}(z_i, t_{j+1})}{\partial z} - \sin \alpha \right) \right] \\ - \frac{\partial}{\partial z} \left[k^m(z_i, t_{j+1}) \left(\frac{\partial h^{m+1}(z_i, t_{j+1})}{\partial z} - h^m(z_i, t_{j+1}) \right) \right] \end{aligned} \quad [37]$$

Donde,

$$\frac{C^m(z_i, t_{j+1})}{t_{j+1} - t_j} = \frac{d\theta}{dh} \Big|_{z_{j+1}}^m \quad [38]$$

El último término de la ecuación puede ser calculado mediante la siguiente expresión en diferencias finitas.

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial}{\partial z} \left[k^m(z_i, t_{j+1}) \left(\frac{\partial h^{m+1}(z_i, t_{j+1})}{\partial z} - \sin \alpha \right) \right] \\
&= \left[\frac{2k^m(z_{i+1/2}, t_{j+1}) (h^{m+1}(z_{i+1}, t_{j+1}) - h^{m+1}(z_i, t_{j+1}))}{(z_{i+1} - z_{i-1})(z_{i+1} - z_i)} \right] \\
&- \left[\frac{2k^m(z_{i-1/2}, t_{j+1}) (h^{m+1}(z_i, t_{j+1}) - h^{m+1}(z_{i-1}, t_{j+1}))}{(z_{i+1} - z_{i-1})(z_i - z_{i-1})} \right] \\
&- \left[\frac{2 \left(k^m(z_{i+1/2}, t_{j+1}) - k^m(z_{i-1/2}, t_{j+1}) \right) \sin \alpha}{(z_{i+1} - z_{i-1})} \right]
\end{aligned} \tag{39}$$

Donde,

$$z_{i+1/2} = \left(\frac{z_{i+1} + z_i}{2} \right) \tag{40}$$

$$z_{i-1/2} = \left(\frac{z_i + z_{i-1}}{2} \right) \tag{41}$$

Reemplazando lo anterior y simplificando se obtiene lo siguiente

$$\begin{aligned}
& h^{m+1}(z_{i-1}, t_{j+1}) \left[\frac{-2}{z_{i+1} - z_{i-1}} \left(\frac{k^m(z_{i-1/2}, t_{j+1})}{z_i - z_{i-1}} \right) \right] \\
&+ h^{m+1}(z_i, t_{j+1}) \left[\frac{C^m(z_i, t_{j+1})}{t_{j+1} - t_j} \right. \\
&+ \left. \frac{2}{z_{i+1} - z_{i-1}} \left(\frac{k^m(z_{i+1/2}, t_{j+1})}{z_{i+1} - z_i} + \frac{k^m(z_{i-1/2}, t_{j+1})}{z_i - z_{i-1}} \right) \right] \\
&+ h^{m+1}(z_{i+1}, t_{j+1}) \left[\frac{-2}{z_{i+1} - z_{i-1}} \left(\frac{k^m(z_{i+1/2}, t_{j+1})}{z_{i+1} - z_i} \right) \right] \\
&= h^m(z_i, t_{j+1}) \left[\frac{C^m(z_{i+1}, t_{j+1})}{t_{j+1} - t_j} \right] - \left(\frac{\theta^m(z_i, t_{j+1}) - \theta(z_i, t_j)}{t_{j+1} - t_j} \right) \\
&- \frac{2 \left(k^m(z_{i+1/2}, t_{j+1}) - k^m(z_{i-1/2}, t_{j+1}) \right) \sin \alpha}{z_{i+1} - z_{i-1}}
\end{aligned} \tag{42}$$

Para $i=1,2,3,\dots, N-1$; $j=0,1,2,3,\dots$ y $m=0,1,2,\dots,M$ (M iteraci3n en la cual converge el proceso).

La ecuación anterior junto con dos ecuaciones adicionales para los dos extremos del sistema de suelo (Límite superior y límite inferior del estrato de suelo) define el sistema de ecuaciones simultáneas a resolver.

Adicionalmente, como esta solución numérica es iterativa, es necesario tener ecuaciones adicionales de permitan identificar cuando la diferencia entre la solución para la iteración m y la solución para la iteración $m+1$ son lo suficientemente pequeños para parar el proceso.

$$\begin{aligned} \frac{C^m(z_i, t_{j+1})}{t_{j+1} - t_j} \left(h^{m+1}(z_i, t_{j+1}) - h^m(z_i, t_{j+1}) \right) - \frac{\partial}{\partial z} \left[k^m(z_i, t_{j+1}) \left(\frac{\partial (h^{m+1}(z_i, t_{j+1}))}{\partial z} \right) \right] \\ = \frac{\partial}{\partial z} \left[k^m(z_i, t_{j+1}) \left(\frac{\partial h^{m+1}(z_i, t_{j+1})}{\partial x} - \sin \alpha \right) \right] - \left(\frac{\theta^m(z_i, t_{j+1}) - \theta(z_i, t_j)}{t_{j+1} - t_j} \right) \end{aligned} \quad [43]$$

Reemplazando las derivadas en la ecuación (y simplificando se obtiene lo siguiente,

$$\begin{aligned} r_i = & \left[\frac{2k^m(z_{i+1/2}, t_{j+1}) \left(h^m(z_{i+1}, t_{j+1}) - h^m(z_i, t_{j+1}) \right)}{(z_{i+1} - z_{i-1})(z_{i+1} - z_i)} \right] \\ & - \left[\frac{2k^m \left(z_{i-\frac{1}{2}}, t_{j+1} \right) \left(h^m(z_i, t_{j+1}) - h^m(z_{i-1}, t_{j+1}) \right)}{\phantom{(z_{i+1} - z_{i-1})(z_{i+1} - z_i)}} \right] \\ & - \left[\frac{2 \left(k^m \left(z_{i+\frac{1}{2}}, t_{j+1} \right) - k^m \left(z_{i-\frac{1}{2}}, t_{j+1} \right) \right) \sin \alpha}{(z_{i+1} - z_{i-1})} \right] - \left[\frac{\theta^m(z_i, t_{j+1}) - \theta(z_i, t_j)}{t_{j+1} - t_j} \right] \end{aligned} \quad [44]$$

Para $i = 1, 2, 3, \dots, N-1$.

El desarrollo matemático anterior permite estimar el residual en cada uno de los puntos de la partición en la profundidad z .

Se utilizó el software CHEMFLO 2000 para modelar el flujo de agua en condiciones no saturadas tal y como se indicó en la sección anterior, para esto se realizó el análisis de la información obtenida en los ensayos de infiltración y en los modelos matemáticos verificando las relaciones entre la capacidad de infiltración, la succión del suelo, el grado de saturación y el contenido de humedad.

Para la modelación de la infiltración mediante la ecuación de Richards es necesario ingresar al modelo numérico (*CHEMFLO-2000*) los parámetros correspondientes a la curva característica, así como las condiciones iniciales y las condiciones de frontera que se describen en la Tabla 20.

Para la simulación se empleó el modelo propuesto por Van Genuchten (1980), que representa de manera adecuada las condiciones del suelo y dentro de la literatura es uno de los modelos más empleados.

Tabla 20. Datos de entrada para modelación mediante el software CHEMFLO

Parámetro	Suelo residual	Saprolito	Depósito de vertiente
Número de simulación	72	72	72
Numero de estratos	1	1	1
Espesor del estrato L [cm]	200	200	200
Angulo de inclinación del estrato [°]	90	90	90
Datos Curva Característica			
Contenido de Humedad saturada θ_s	0.72	0.69	0.64
Contenido de humedad Residual θ_r	0.07	0.06	0.007
Parámetro Alfa α [Adim]	0.0204	0.0344	0.0360
Parámetro n [Adim]	1.2953	1.2680	1.2960
Conductividad Saturada Ks [cm/hr]	0.8	0.8	0.2
Condiciones iniciales			
Humedad inicial del suelo [%]	16.44	16.28	11.12
Condiciones de frontera			
Tasa de infiltración (cm/h). Método del número de curva, zona 1	De acuerdo con los resultados consignados en la Tabla 19, se utilizó la tasa de infiltración uniforme		
Tasa de infiltración (cm/h). Método de numero de curva, zona 2			
Tasa de infiltración (cm/h). Método de Horton			
Tasa de infiltración (cm/h). Método de Green y Ampt			

Mediante las modelaciones es posible identificar el comportamiento del avance del frente húmedo considerando la relación entre las humedades y la succión del suelo, para un evento de precipitación previamente caracterizado.

Para cada formación se evaluó el avance del frente húmedo en el suelo, como se presenta en la Tabla 21, en la cual se aprecia un comportamiento equivalente para las tres metodologías de análisis, se resalta un mayor avance del frente húmedo en análisis para la zona de bosques y pastos (zona 2), el modelo de Green y Ampt junto con el de Horton presentan un comportamiento análogo, dado que la capacidad de infiltración calculada por ambos métodos es similar.

Tabla 21. Resultados del avance del frente húmedo según el CHEMFLO, para cada formación

Método de infiltración	Avance del frente húmedo (cm)		
	Suelo residual	Saprolito	Depósito de vertiente
Numero de curva zona 1	74	44.5	20.5
Numero de curva zona 2	58.5	28.5	13.5
Horton	58	43	30
Green y Ampt	58	43	30

De la Figura 52 a la Figura 54 se puede observarse el comportamiento del avance del frente húmedo (representada por la curva de contenido de humedad variable), con el modelo del número de curva

para la zona 2, pues resultó ser la metodología más conservadora, pues representa las condiciones actuales de las laderas y un mayor alcance de la humedad en el perfil de suelo. Es de resaltar que el frente húmedo avanza un poco más lento para el depósito de vertiente, por la conductividad hidráulica saturada de este suelo.

En general mediante el método del número de curva (zona 1) el suelo residual alcanza una profundidad aproximada de 87 cm mientras que para saprolito es de 45 cm y para el depósito de vertiente de 20 cm. Para el método del número de curva (zona 2) los resultados indican que suelo residual alcanza una profundidad aproximada de 75 cm, el saprolito unos 30 cm y el depósito de vertiente 15cm. De acuerdo con Horton y Green y Ampt se tiene que el avance del frente para suelo residual alcanza una profundidad de 65 cm en promedio, el saprolito avanza hasta una profundidad de 70 cm y en último lugar el depósito de vertiente llega hasta 46 cm.

Según los resultados obtenidos el avance del frente húmedo es más rápido para valores más cercanos a la superficie y disminuye con la profundidad. Los resultados de las tres muestras son muy similares al principio del estrato pero la diferencia aumenta con la profundidad, esto puede deberse a que a pesar de presentar condiciones iniciales y de frontera para los valores de succión diferentes la curva de permeabilidad saturada versus succión obtenida a partir de los parámetros de ajuste presentan valores muy similares para valores muy altos de succión matricial, influyendo en menor medida en la velocidad de avance del frente húmedo. Por otro lado la variabilidad de la permeabilidad si tiene gran influencia en la velocidad de avance del frente de humedad.

A continuación se presentan los modelos de flujo estimado el modelo de infiltración del número de curva para cada una de las formaciones analizadas, dado que es el más representativo.

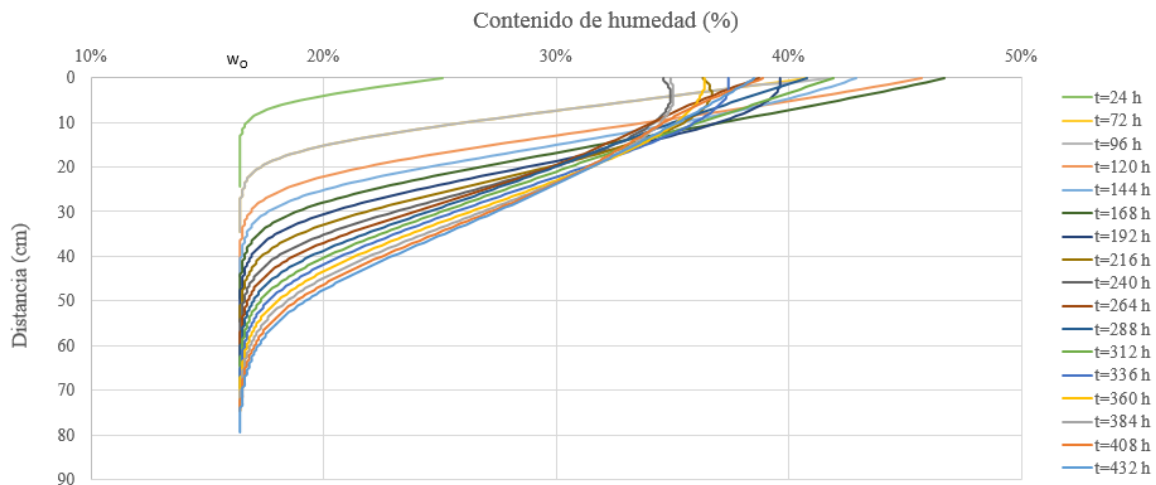


Figura 52 Avance del frente húmedo para la lluvia de 18 días, suelo residual, método CN (zona 2).

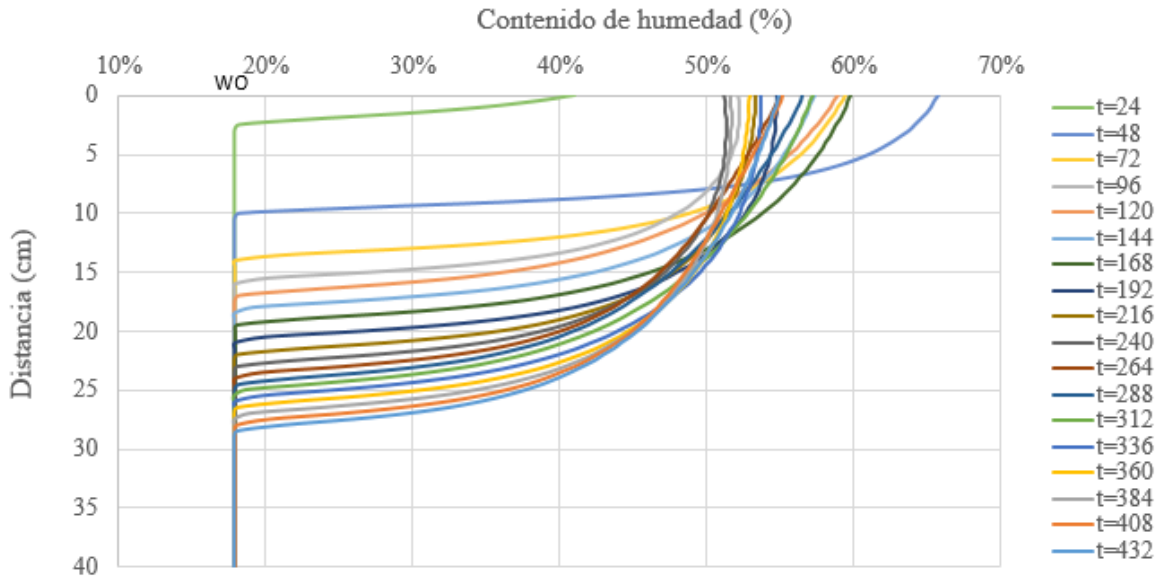


Figura 53 Avance del frente húmedo para la lluvia de 18 días, saprolito, método CN (zona 2).

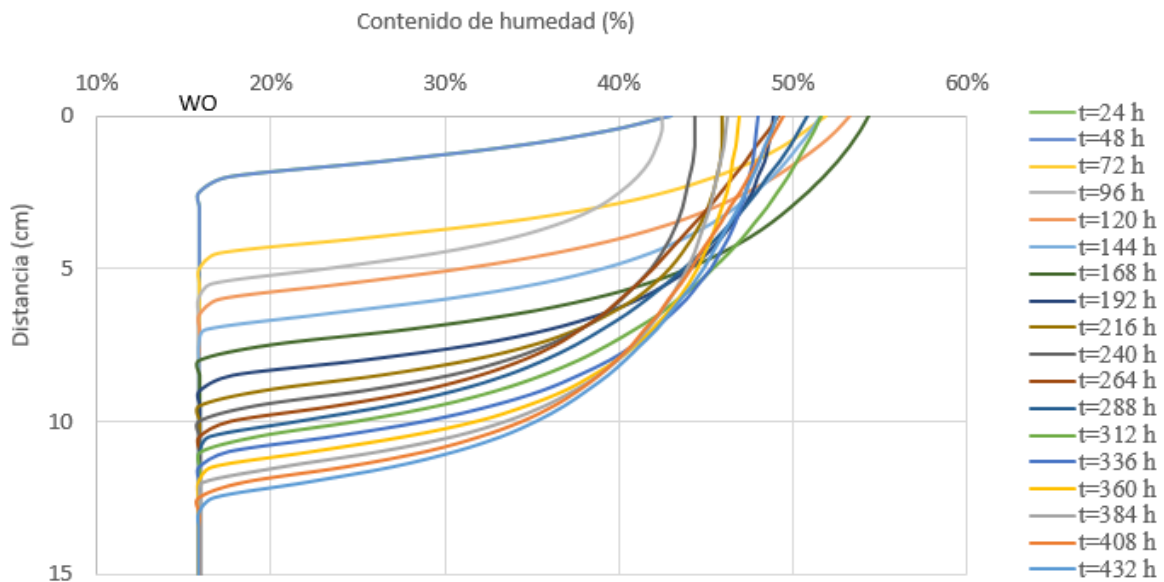


Figura 54 Avance del frente húmedo para la lluvia de 18 días, depósito de vertiente, método CN (zona 2).

En la Tabla 22 a Tabla 24 se presentan los resultados obtenidos para determinar la distribución de probabilidad del avance del frente húmedo, en función de las variables aleatorias que condicionan esta función (α , n , θ_s , θ_r). Se realizó una modelación en el software CHEMFLO, empleando el modelo de infiltración del método de curva por ser el más conservador, las variables aleatorias fueron modificadas ligeramente por un parámetro de variación α , que de acuerdo con la literatura puede ser asumido 10.

Para determinar desviación estándar de los parámetros seleccionados se conformó una base estadística de 44 datos que fueron recolectados a partir de la literatura y ensayos de laboratorio ejecutados en el desarrollo de este trabajo (ver Tabla 25).

Finalmente en la Tabla 26 y Figura 55 se determina la probabilidad de saturación para cada formación superficial.

Tabla 22. Determinación de la distribución de probabilidad del avance del frente húmedo (Suelo residual)

Parámetro xi	Suelo residual	Variación de parámetros	Profundidad frente húmedo (cm)	$\partial z/\partial x_i$	$\sigma (x_i)$	V (xi)
Condiciones iniciales			44			
Constante empírica α	0.0204	0.0224	43.5	-245.10	0.0368	0.0014
Constante empírica n	1.2953	1.4249	49	38.60	0.3019	0.0911
Contenido de agua saturado θ_s	0.7261	0.7987	41	-41.32	0.1378	0.0190
Contenido de agua residual θ_r	7.0	7.7	45	1.43	0.0281	0.0008

Tabla 23. Determinación de la distribución de probabilidad del avance del frente húmedo (Saprolito)

Parámetro xi	Saprolito	Variación de parámetros	Profundidad frente húmedo (cm)	$\partial z/\partial x_i$	$\sigma (x_i)$	V (xi)
Condiciones iniciales			43			
Constante empírica α	0.0344	0.0378	42	-290.70	0.0368	0.0014
Constante empírica n	1.2680	1.3948	47.5	35.49	0.3019	0.0911
Contenido de agua saturado θ_s	0.6880	0.7568	39.5	-50.87	0.1378	0.0190
Contenido de agua residual θ_r	6.3	6.9667	43.5	0.79	0.0281	0.0008

Tabla 24. Determinación de la distribución de probabilidad del avance del frente húmedo (Depósito de vertiente)

Parámetro xi	Depósito de vertiente	Variación de parámetros	Profundidad frente húmedo (cm)	$\partial z/\partial x_i$	$\sigma (x_i)$	V (xi)
Condiciones iniciales			30			
Constante empírica α	0.0360	0.0396	29.5	-139.02	0.0368	0.0014
Constante empírica n	1.2960	1.4256	30	0.00	0.3019	0.0911
Contenido de agua saturado θ_s	0.6400	0.7040	27.5	-39.06	0.1378	0.0190
Contenido de agua residual θ_r	7.0	7.7000	30.5	0.71	0.0281	0.0008

Tabla 25 Base estadística variables aleatorias, en función del avance del frente húmedo

Datos	α	n	θ_s	θ_r	Fuente
1	0.0227	1.3084	0.7607	0.0700	Realizados en laboratorio Universidad de Medellín, 2015
2	0.0210	1.2740	0.7095	0.0700	
3	0.0175	1.3036	0.7079	0.0700	
4	0.0202	1.2659	0.6288	0.0500	
5	0.0380	1.2732	0.7190	0.0700	
6	0.0450	1.2651	0.7161	0.0700	
7	0.0447	1.3446	0.7072	0.0700	
8	0.0366	1.2460	0.6212	0.0700	
9	0.0266	1.3017	0.5916	0.0700	
10	0.0015	1.4063	0.4829	0.0300	Realizados en laboratorio Universidad de Medellín, 2015
11	0.0369	1.2637	0.6382	0.0300	
12	0.0208	1.2770	0.6013	0.0300	
13	0.0203	1.2595	0.7243	0.0300	
14	0.0383	1.3774	0.4030	0.0250	Tomado de (A. Nemes; J.H.M. Wösten; A. Lilly, 1999)
15	0.0314	1.1804	0.4390	0.0100	
16	0.0083	1.2539	0.4300	0.0100	
17	0.0367	1.1012	0.5200	0.0100	
18	0.0265	1.1033	0.6140	0.0100	
19	0.0430	1.5206	0.3660	0.0250	
20	0.0249	1.1689	0.3920	0.0100	
21	0.0082	1.2179	0.4120	0.0100	
22	0.0198	1.0861	0.4810	0.0100	
23	0.0168	1.0730	0.5380	0.0100	
24	0.0130	1.2039	0.7660	0.0100	Tomado de (EPA, UNSODA, 1996)
25	0.1450	2.6800	0.4300	0.0450	
26	0.1240	2.2800	0.4100	0.0570	
27	0.0750	1.8900	0.4100	0.0650	
28	0.0360	1.5600	0.4300	0.0780	
29	0.0160	1.3700	0.4600	0.0340	
30	0.0200	1.4100	0.4500	0.0670	
31	0.0590	1.4800	0.3900	0.1000	
32	0.0190	1.3100	0.4100	0.0950	
33	0.0100	1.2300	0.4300	0.0890	
34	0.0270	1.2300	0.3800	0.1000	
35	0.0050	1.0900	0.3600	0.0700	
36	0.0080	1.0900	0.3800	0.0680	Tomado de (Echeverri Ramírez, 2005)
37	0.1218	1.2301	0.4650	0.0400	
38	0.0985	1.2357	0.3900	0.0400	
39	0.1276	1.2914	0.3000	0.0400	

Datos	α	n	θ_s	θ_r	Fuente
40	0.0010	1.6854	0.4000	0.0400	
41	0.0417	1.4217	0.3700	0.0500	
42	0.0984	1.5857	0.2200	0.0800	
43	0.0015	1.5762	0.4920	0.0260	
44	0.0014	1.5744	0.5020	0.0800	Tomado de (Meza Ochoa, 2005)
Desviación estándar	0.0368	0.3019	0.1378	0.0281	

Tabla 26 Probabilidad de saturación en función de cada formación superficial.

Profundidad del frente húmedo (cm)	Probabilidad de saturación (%)		
	Suelo residual de Dunita de Medellín	Saprolito de Dunita de Medellín	Depósito de vertiente
0	99.7	99.5	100.0
10	98.4	97.6	99.7
20	93.6	91.6	91.1
30	81.2	78.2	50.0
40	60.0	57.1	8.9
50	35.2	33.7	0.4
60	15.6	15.4	0.0
70	5.0	5.3	0.0
80	1.1	1.3	0.0
90	0.2	0.2	0.0
100	0.0	0.0	0.0

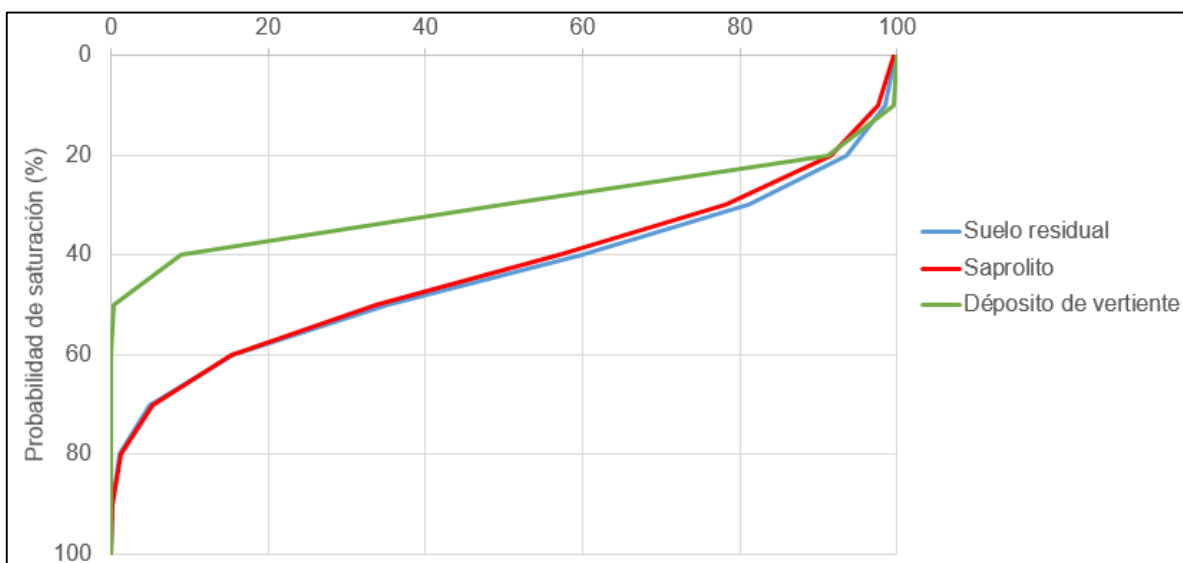


Figura 55 Probabilidad de saturación con la profundidad, para cada formación superficial.

8. ESTIMACIÓN DE LA AMENAZA

En este capítulo se analizarán las variables que determinan la estabilidad de taludes y los efectos de cada una de ellas. La primera variable analizada fue la profundidad de la superficie de falla (H). Se realizaron varias ejecuciones del modelo considerando diferentes profundidades de la superficie de falla del bloque deslizante. Se consideraron profundidades de 1, 2 y 3 m, pues todos los reportes consultados indican que los deslizamientos que se presentan con mayor frecuencia son de tipo superficial.

Para efectos de cálculo (Talud infinito), se supone que la peor condición del talud para una cierta superficie de falla se presenta cuando el frente húmedo llega hasta ella. En ese caso la profundidad del nivel freático (H_w) es igual a la profundidad de la superficie de falla. En el proceso de saturación del suelo con la consecuente disminución de la cohesión del suelo y el incremento de la presión de poros se calcula la probabilidad de falla en condición saturada y en condición de humedad normal y luego la probabilidad total de falla.

A continuación se presenta la evaluación de la amenaza calculada como la probabilidad de que se presenten deslizamientos en la zona. Haciendo uso del software ARCGIS se dividió la zona en una cuadrícula de 25 m de lado generando 7766 elementos de cálculo. A cada celda se atribuyeron los parámetros de resistencia al cortante mostrados en la Tabla 2. Igualmente a cada celda se atribuyó una probabilidad de saturación de acuerdo con la Tabla 26 para diferentes profundidades de avance del frente húmedo a 0.2m, 0.4m y 0.6m.

En la Tabla 27 se presentan los resultados de las probabilidades de falla considerando el efecto de todas las propiedades descritas en este capítulo. Como se observa, el nivel de amenaza de la zona de estudio es medio, con una probabilidad de falla total anual de los taludes en condiciones estáticas que varía entre el 1×10^{-2} - 5×10^{-2} en aproximadamente el 86% del territorio, cuya condición más desfavorable se presenta en los niveles más superficiales del suelo, donde la probabilidad de saturación es mayor.

Tabla 27. Áreas en cada nivel de amenaza en las diferentes condiciones analizadas según la probabilidad de falla.

Nivel de amenaza	Probabilidad de falla	Avance del frente húmedo de 0.2m	Avance del frente húmedo de 0.4m	Avance del frente húmedo de 0.6m
Muy bajo	$<5 \times 10^{-3}$	3.8%	4.8%	6.3%
Bajo	5×10^{-3} - 1×10^{-2}	4.8%	6.3%	8.2%
Medio	1×10^{-2} - 5×10^{-2}	88.4%	86.8%	83.4%
Alto	5×10^{-2} - 5×10^{-1}	3.4%	2.5%	2.1%

En la Figura 56 se presentan los resultados de la evaluación de amenaza en el barrio Llanaditas, para la condición máxima de saturación.

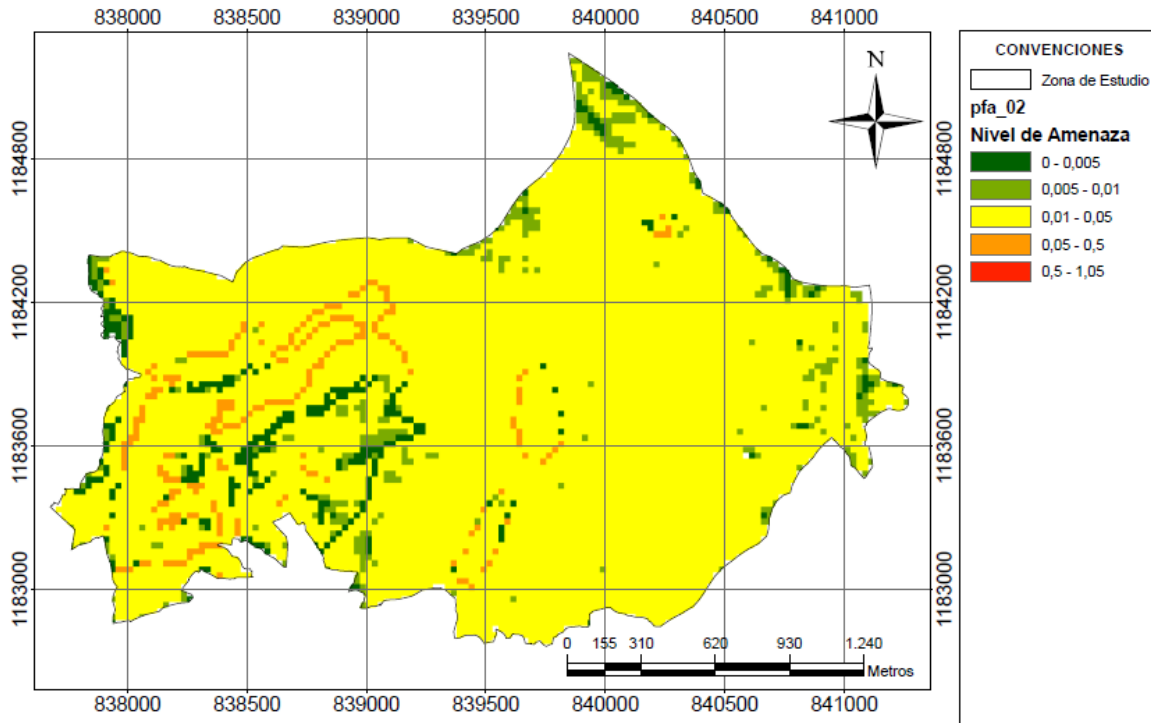


Figura 56 Probabilidad de falla total anual estática y avance frente húmedo de 0.2m

Según los análisis de estabilidad, se puede concluir que el comportamiento de la ladera en condición estática presenta un comportamiento estable, que decae con el incremento de la probabilidad de saturación, lo cual ocurre en los estratos superficiales (a partir de 0.2m), situación que propicia la configuración y/o evolución de fenómenos de inestabilidad de magnitud variable debido a la pérdida de resistencia al corte, pero que se concentran en los estratos superficiales. Este incremento en el grado de saturación para un periodo de retorno de 20 años, periodo que corresponde al evento de análisis y así mismo a una tormenta que cuenta con las características para exceder los umbrales de lluvia. (Las probabilidades de falla son consecuentes con el fenómeno que se presentó en las fechas indicadas)

9. CONCLUSIONES

El método de validación que ha sido empleado en esta investigación permitió la verificación de la respuesta arrojada por el modelo implementado y la teoría probabilística, respecto al evento de análisis y es importante mencionar que tanto la lluvia como los movimientos sísmicos actúan conjuntamente como detonantes del deslizamiento de masas.

Cerca del 86% de la zona de estudio obtuvo niveles de amenaza medio definido con una probabilidad de falla entre 1×10^{-2} - 5×10^{-2} , para una condición estática y diferentes niveles de saturación., Los niveles de amenaza aumentaron paulatinamente si se consideraba el efecto de mayor probabilidad de saturación.

La metodología de estudio puede constituir un elemento para la toma de decisiones pues calcula la probabilidad de falla, sino que considerando el uso de umbrales de falla y probabilidad de saturación en función del avance del frente húmedo en los estratos superficiales.

Los análisis estadísticos realizados sobre los resultados de laboratorio muestran que salvo la cohesión [c], la variabilidad de los parámetros mecánicos de suelos residuales derivados de la Dunita de Medellín se encuentra dentro de rangos similares a los de otros suelos del trópico reportados en la literatura. Para el caso de la cohesión se determinó un coeficiente de variación superior al 50%, y además una desviación estándar es significativa. Lo anterior reafirma la necesidad de considerar modelos de infiltración basados en curvas de succión, de manera que esta variable sea caracterizada de manera adecuada.

El ángulo de fricción [ϕ] y el peso unitario [γ], son variables que conforme los resultados obtenidos en las pruebas de hipótesis indican que para efectos prácticos tienen el mismo comportamiento mecánico, dado que sus valores medios [μ] son muy similares, tal y como se muestra en la Tabla 2.

Las tasas de precipitación son menores, a la capacidad de infiltración de los suelos presentes en la zona de estudio en gran parte del intervalo de tiempo analizado (1948-2015).

Las zonas de pastos y bosques presentan una infiltración es cerca del 60% de la infiltración en suelos derivados de Dunita y del 42% en depósitos de vertiente. Entre tanto en la zona residencial, los porcentajes son del 28% y 19% respectivamente.

El hecho de no considerar la evapotranspiración y la interceptación en el modelo hidrogeológico da como resultado un modelo más conservador de la evaluación de la amenaza que considera mayor cantidad de agua infiltrada en el suelo y una probabilidad de saturación mayor.

Resulta muy importante incentivar el empleo de metodologías para determinar la succión y la curva de retención, pues permite realizar análisis en función de la permeabilidad de los suelos, dado que esta cambia con la succión y pueden inferirse cohesiones aparentes que permiten aprovechar condiciones favorables de resistencia al cortante generadas por la succión.

La textura de los suelos influye para que ocurran deslizamientos debido a su capacidad de almacenar o no lluvia acumulada y de responder rápidamente o no ante lluvias intensas de corta duración. Los suelos derivados de Dunita a niveles de suelo residual y saprolito almacenan infiltración proveniente

de lluvia con intensidades moderadas aumentando lentamente su cabeza de presión. Los depósitos de vertiente almacenan poca lluvia y por lo se saturan rápidamente, disminuyendo la resistencia al corte y disminuyen su resistencia al corte.

9.1 RECOMENDACIONES PARA FUTURAS INVESTIGACIONES

Como propuesta para una futura investigación se recomienda considerar todos los fenómenos del ciclo hidrológico, incluyendo la evapotranspiración y la interceptación, adicionalmente considerar lluvias antecedentes mayores a los 18 días propuestos contemplados en los umbrales de falla, con el fin de evaluar la respuesta del suelo en procesos de infiltración y avance del frente húmedo del suelo, además de realizar esta evaluación para otros tipos de suelos.

Como es bien sabido y reportado en la literatura los sismos son agentes que influyen en el desencadenamiento de movimientos en masa, por lo cual se debería incluir esta variable dentro del procedimiento metodológico, de manera que el modelo se ajuste lo más posible a la realidad.

10. REFERENCIAS

- Acevedo Aristizábal, L. A. (2009). Construcción y análisis de curvas intensidad-frecuencia (IDF) de 24 horas. In Estimación hidrológica bajo escenarios de cambio climático.
- Aiassa, G. (2008). Caracterización de procesos de infiltración en estado no saturado sobre suelos limosos compactados.
- Aristizábal, E., Gamboa, M. F., & Leoz, F. J. (2010). Sistema de alerta temprana por movimientos en masa inducidos por lluvia para el Valle de Aburrá, Colombia, 13, 155–169.
- Assis, A. P. (2002). Métodos estadísticos e probabilísticos em geotecnia.
- Baecher, G. B., & Christian, J. T. (2003). Reliability and statistics in geotechnical engineering. J. Wiley.
- Cascini, L., Cuomo, S., Pastor, M., & Sorbino, G. (2010). Modeling of Rainfall-Induced Shallow Landslides of the Flow-Type. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(1), 85–98. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000182](http://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000182)
- Celia, M. A., & Bouloutas, E. T. (1990). A General Mass-Conservative Numerical Solution for the Unsaturated Flow Equation. *Water Resources Research*, 26.
- Chow, V. Te, Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1994). Hidrología aplicada. (M. E. Suárez, Ed.) (McGraw-Hil). Santafé de Bogotá, Colombia.
- Christian, J. T. (2004). Geotechnical Engineering Reliability: How Well Do We Know What We Are Doing? *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(10), 985–1003. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2004\)130:10\(985\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:10(985))
- Corporación OSSO. (n.d.). Desinventar. Retrieved from <http://www.desinventar.org/es/database>
- Cuomo, S., & Della Sala, M. (2013). Rainfall-induced infiltration, runoff and failure in steep unsaturated shallow soil deposits. *Engineering Geology*. <http://doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.05.010>
- DEACIVIL SAS. (2013). Estudios de microzonificación geológico geotecnia, de suelos, e hidrológicos y análisis de estabilidad de laderas para la recuperación de zonas de riesgo en 82 sectores del barrio Llanaditas influenciadas por los proyectos del cinturón verde metropolitano.
- Duncan, J. M., & Wright, S. G. (1980). The accuracy of equilibrium methods of slope stability analysis. *Engineering Geology*, 16(1-2), 5–17. [http://doi.org/10.1016/0013-7952\(80\)90003-4](http://doi.org/10.1016/0013-7952(80)90003-4)
- Einstein, H. H. (2003). Uncertainty In Rock Mechanics And Rock Engineering - Then And Now. International Society for Rock Mechanics.
- EL COLOMBIANO S.A. & CIA. S.C.A. (2010). No Title.
- Escobar Toro, L. J., & Valencia Gonzáles, Y. (2012). Análisis De Estabilidad Y Probabilidad De Falla De Dos Taludes De Suelo Tropical En La Autopista Medellín – Bogotá En El Tramo De Vía Entre Marinilla Y Santuario . Analysis and Probability of Failure of Two Tropical Soil Slope of Highway Medellin - Bogota. *Boletín de Ciencias de La Tierra*, 31, 51–64.
- Fredlund, D. G., & Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian*

- Godt, J. W., Baum, R. L., Savage, W. Z., Salciarini, D., Schulz, W. H., & Harp, E. L. (2008). Transient deterministic shallow landslide modeling: Requirements for susceptibility and hazard assessments in a GIS framework. *Engineering Geology*, 102(3-4), 214–226. <http://doi.org/10.1016/j.enggeo.2008.03.019>
- Guevara Pérez, E., & Romance, A. M. (2012). Modelación de la infiltración en un campo agrícola de la cuenca del río Chirgua, estado Carabobo, Venezuela Modeling of the infiltration in a crop field of Chirgua basin, Carabobo state, Venezuela. *Revista Científica UDO Agrícola*, 12(2), 365–388.
- Hernández Atencia, Y. (2013). Caracterización y análisis de la amenaza y vulnerabilidad física por taludes y laderas inestables en la microcuenca de la quebrada Cay, Ibagué, Departamento del Tolima. Facultad de Ingeniería, Universidad del Tolima.
- Hidalgo, C. A. (2013). Incertezas, vulnerabilidade e avaliação de risco devido a deslizamento em estradas. Universidade de Brasília.
- Hidalgo, C. A., Vega, J. A., Assis, A. P., & Villarraga, M. R. (2012). Estimación de la amenaza por deslizamiento sobre proyectos lineales: carreteras en suelos residuales. In IV Simposio Panamericano De Deslizamientos (IVSPD) (p. artículo 4). Paipa, Boyacá, Colombia: Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- Hidalgo, C., & Assis, A. P. (2011). Evaluación de la incertidumbre en el análisis de estabilidad de un talud excavado en suelos residuales. Pan-Am CGS Geotechnical Conference.
- Ibañez Asensio, S., Moreno Ramón, H., & Gisbert Blanquer, J. M. (2010). Características del infiltrómetro de doble anillo (Anillos de Munz). Valencia, España.
- Jing-qing, F. A. N., Qi-wei, Y. (2003). *NoNonlinear Time Series: Nonparametric and Parametric Methods*. Springer.
- 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), 251–262. <http://doi.org/10.1016/j.enggeo.2004.06.017>
- Labbad, M., Rodriguez, E., & Salcedo, M. (2012). Modelos de análisis de estabilidad de taludes. Universidad Central.
- Leong, E. C., & Rahardjo, H. (1997). Review of Soil-Water Characteristic Curve Equations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(12), 1106–1117. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1997\)123:12\(1106\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:12(1106))
- Meza, M. V. (2012). Suelos Parcialmente Saturados. *Boletín de Ciencias de La Tierra*, 23–38.
- Minitab, I. (2014). MINITAB statistical software.
- Monsalve Mejía, G. (2010). Interferencias acerca de la estructura sísmica de la litosfera superior bajo el Valle de Aburrá usando registros de redes acelerográficas. *Boletín Ciencias de La Tierra*.
- Monsalve Sáenz, G. (1995). *Hidrología en la ingeniería*. Bogotá, Colombia: Departamento de publicaciones, Escuela Colombiana de Ingeniería.

- Montoya, R. D., & Hidalgo, C. A. (2012). Modelación de las características hidráulicas de un suelo arcilloso de origen volcanico a partir de las relaciones succión-humedad-permeabilidad no saturada.
- Muntohar, A. S., Ikhsan, J., & Liao, H. J. (2013). Influence of Rainfall Patterns on the Instability of Slopes. *Civil Engineering Dimension*, 15(2), 120–128. <http://doi.org/10.9744/ced.15.2.120-128>
- Nadim, F. (2007). Tools and Strategies for Dealing with Uncertainty in Geotechnics. In *Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering* (pp. 71–95). Vienna: Springer Vienna. http://doi.org/10.1007/978-3-211-73366-0_2
- Orduz, J. O. (2012). Deslizamientos superficiales inducidos por infiltración. Universidad Nacional de Colombia,.
- Otálvaro, I., & Cordão-Neto, M. (2013). Probabilistic analyses of slope stability under infiltration conditions. *Advances in Unsaturated Soils*, 539–543.
- Otálvaro, I. F. C., & Cordão-Neto, M. P. (2011). Characteristics of the water retention curve in a compacted tropical soil. *Proceedings of the 14th Pan-Am CGS Geotechnical Conference*.
- Rahardjo, H., Lee, T. T., Leong, E. C., & Rezaur, R. B. (2005). Response of a residual soil slope to rainfall. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(2), 340–351. <http://doi.org/10.1139/t04-101>
- Rahardjo, H., Li, X. W., Toll, D. G., & Leong, E. C. (2001). The effect of antecedent rainfall on slope stability. *Geotechnical and Geological Engineering*, 19(3-4), 371–399. <http://doi.org/10.1023/A:1013129725263>
- 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), 1532–1543. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:12\(1532\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:12(1532))
- Rahimi, A., Rahardjo, H., & Leong, E. C. (2010). Effect of hydraulic properties of soil on rainfall-induced slope failure. *Engineering Geology*, 114(3-4), 135–143. <http://doi.org/10.1016/j.enggeo.2010.04.010>
- Salvucci, G. D., & Entekhabi, D. (1994). Explicit expressions for Green-Ampt (delta function diffusivity) infiltration rate and cumulative storage. *Water Resources Research*, 30(9), 2661–2663. <http://doi.org/10.1029/94WR01494>
- Suarez, J. (1998). Capítulo 13 Zonificación de Susceptibilidad Amenaza y Riesgo. In *Deslizamientos Tomo I: Análisis Geotécnico*. Bucaramanga, Colombia: Ingeniería de Suelos Ltda.
- Tinjum, J. M., Benson, C. H., & Blotz, L. R. (1997). Soil-Water Characteristic Curves for Compacted Clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(11), 1060–1069. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1997\)123:11\(1060\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:11(1060))
- Van Genuchten, M. T. (1980). A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils1. *Soil Science Society of America Journal*, 44(5), 892. <http://doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x>
- Vega, J. A. (2013). Estimación del riesgo por deslizamientos de laderas generados por eventos sísmicos en la ciudad de Medellín usando herramientas de la geomática-Caso aplicado a edificaciones urbanas. Universidad de La Plata.

Zhang, J., Huang, H. W., Zhang, L. M., Zhu, H. H., & Shi, B. (2014). Probabilistic prediction of rainfall-induced slope failure using a mechanics-based model. *Engineering Geology*, 168, 129–140. <http://doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.11.005>.